高层建筑桩基工程技术

高层建筑桩基工程技术

主编　刘金砺
副主编　李大展　张雁

74-53

OCENGJIANZHUZHUANGJIGONGCHENGJISHU

中国建筑工业出版社

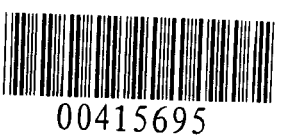
TU74-53
L67

415695

中国土木工程学会土力学及基础工程学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学组
第四届联合年会论文集

高层建筑桩基工程技术

主　编　刘金砺
副主编　李大展　张　雁



中国建筑工业出版社

（京）新登字 035 号

图书在版编目（CIP）数据

高层建筑桩基工程技术/刘金砺主编．-北京：中国建筑工业出版社，1998
ISBN 7-112-02107-3

Ⅰ．高…　Ⅱ．刘…　Ⅲ．高层建筑-桩基础-基础施工　Ⅳ．TU974

中国版本图书馆 CIP 数据核字（98）第 14414 号

本书收录有关高层建筑桩基工程技术研究、设计、施工与检测的学术论文 51 篇，集中反映了我国地基基础工程科技工作者在桩基础领域中的新成果。

全书共分三大部分，内容包括：试验研究、设计方法、施工技术、事故处理、检测技术。

本书可供科研、设计、教学、施工、质检和勘察部门的人员使用和参考。

高层建筑桩基工程技术

主　编　刘金砺

副主编　李大展　张　雁

*

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）

新　华　书　店　经　销

北京市兴顺印刷厂印刷

*

开本：787×1092 毫米　1/16　印张：18 ½　字数：490 千字

1998 年 8 月第一版　1998 年 8 月第一次印刷

印数：1—3,500 册　　定价：37.00 元

ISBN 7-112-02107-3
TU·1611　(8820)

版权所有　翻印必究

如有印装质量问题，可寄本社退换

（邮政编码 100037）

前　言

中国土木工程学会土力学及基础工程学会桩基础学术委员会与中国工程建设标准化协会地基基础委员会桩与深基础学组第四届联合年会定于1998年9月召开，主题是高重建(构)筑物桩基工程技术。为筹备本次学术会议成立了论文编选组，负责论文集的出版工作。

本届学术会议发出征文通知以来，共收到论文90篇，本论文集仅选入论文51篇。内容包括：高层建筑桩基工程技术试验研究与设计方法，施工技术与事故处理，检测技术等几个方面。这些论文大致反映了我国土力学及基础工程科技工作者近几年来在桩基础工程上的研究成果与工程实践。

从1993年在济南召开第一届联合年会至今，已经过了五年。五年来桩基工程技术已经有了很多的发展和变化，无论是对高层建筑桩基工程技术计算理论，施工方法，检测技术等都有了新的发展和创新。相信通过本届年会的学术交流，将进一步活跃学术气氛，促进桩基工程技术的提高和发展。

本届论文集能在会前正式出版，感谢广大作者踊跃投稿，大力支持外，中国建筑工业出版社给予了积极支持，在此深表谢意。限于我们的经验和水平，缺点在所难免，请作者和读者批评指正。

1. 试验研究与设计方法

1.1 香港的高重建（构）筑物桩基技术特点

史佩栋　吴剑青
（浙江省建筑科学研究院，310012）
黄　勤
（香港黄泽恩顾问工程师事务所）

【提要】 本文首先简要介绍香港特别行政区的地理、地形与地质条件，然后着重介绍香港在高重建（构）筑物，包括高架路、立交桥以及跨海、近海和港湾设施等工程中的桩基础的设计施工技术特点与经验，包括香港常用桩型的特点与桩型选择；香港政府关于桩的设计与施工的指导书；桩基承包商的设计责任；设计施工经验的总结交流，以及常用的试验检测技术。

【关键词】 地质条件　桩的类型　设计与施工　技术指导书　承包商的设计责任试验与检测

一、地理、地形与地质概况

我国香港特别行政区由香港岛、大屿岛、南丫岛等200多个大小岛屿及九龙半岛组成，陆地总面积约1100平方公里。全区的岛屿与半岛，其地形以丘陵山岭为主，海拔低于50m的低平地仅占总面积的20%。全区地势呈北高南低，最高处在九龙半岛新界的大帽山，山顶海拔957m，往南至香港本岛西南的南丫岛，最高点海拔350m。

香港本岛在大约一万年前本与九龙半岛相连，后因地质构造运动，乃出现了现今著名的维多利亚海峡。

香港在地质构造上属华夏隆起的西南部分，在中生界发生显著的变动而有大量火山喷发岩和岩浆岩。因此，全区埋藏有大面积的侏罗—白垩纪侵入岩（花岗岩）和火山岩（喷发酸性熔岩、凝灰岩）；并有少量沉积岩分布于新界北部等地。在低海拔地带则有近代河口三角洲沉积和海洋沉积，以及近代人工堆积。

香港的土层大多由花岗岩和火山岩经物理或化学风化而成。经物理风化形成的为砾石土，其厚度一般不超过30m，化学形成的土层不超过60m。花岗岩的性质并非一定随深度而改善。花岗岩风化一般形成砂土，火山岩风化后形成淤泥质土。

由于平地面积少，香港人民不得不移山填海造地，其面积累计已达40多平方公里。

二、桩 的 类 型

香港地形、地质条件如此复杂，而如今不论繁华闹市或丘陵山坡，或围海填土地区，无不高楼林立，车水马龙；30层以上的大厦比比皆是，369m高的中银大厦和374m高的中环广场巍然耸立；岛屿之间有海底地铁和汽车隧道相连；高架路起伏盘旋，逶迤千余公里；各式桥梁跃地腾空，已逾千座。这些建（构）筑物以及外海、近海和港湾等各类海洋结构物，其基础常非桩莫属。是以香港用桩数量大、类型多，举世闻名。

近年，香港政府主管工程建设的部门——土木工程署倾向于把常用的众多的桩型分为四大类进行管理，这就是：大量挤土桩、少量挤土桩、置换桩及特殊桩型。现分述如下：

1. 大量挤土桩

它包括各种实心的打入式钢筋混凝土预制桩、预应力混凝土管桩、闭口钢管桩及沉管灌注桩。此类桩除沉管灌注桩外，由于其桩身可高出地面或水面，特别适合于海洋结构物，可免除在桩顶进行现浇接柱之烦。

钢筋混凝土预制桩一般仍为正方形截面，个别工程有圆形、六角形、三角形等。方桩边长自250mm至450mm不等，单节最大长度约20m，采用钢板焊接或环氧树脂胶泥插筋连接。用于有侵蚀性地基或受污染的地基时，常采用高强混凝土制作。用于新填土地基时，为减少负摩阻力及防止桩荷载向邻近的隧道等地下结构物传递，桩身表面常涂刷环氧树脂或沥青。

预应力管桩一般为ϕ400～600mm，单节长度一般为12m，通常用钢板焊接。对75MPa以上的高强管桩，采用离心法制作，高压蒸养。预应力管桩的渗透性比普通混凝土预制桩小，对于海洋及港工建筑更为适宜。

闭口钢管桩在海洋结构物中的用量愈来愈大。它在必要时尚需在钢管内灌入混凝土，一般自桩顶标高灌至海底标高。设计中将处于海水中的桩段的钢外壳视为海水长期侵蚀的牺牲品，因香港的海水比较温暖，并含有各种污染物或厌气性细菌，使钢管发生腐蚀或点蚀的危险性大为增加。

沉管灌注桩的突出优点是材料省、造价低。它有两种施工方法：一种是从管顶施加锤击或震动；另一种是在管内用落锤打击管底的干硬性混凝土桩塞，并形成扩大头。后一种方法有专用机具，且桩管壁的厚度较小，因为它不直接承受打击。这种内击式机具比内地的“夯扩桩”的设备更为合理。

沉管灌注桩的最大直径为600mm，最大长度为30m。其桩靴采用圆锥形或平板式，后者形成平底桩。在砂土中，平底桩对桩端土具有良好的压密效应。

2. 少量挤土桩，它包括H型钢桩及开口钢管桩

H型钢桩与混凝土桩相比，其可沉性较好，因而可沉至更大深度。但当地层中存在孤石等障碍物或在坡地岩层施工时，其截面需加厚，端部需加强；有时采用283kg/m的重级型钢。

开口钢管桩的直径自ϕ275mm至ϕ2m不等，最大长度在50m以上，常用于海洋结构物及围垦地上的建筑物。香港对此类桩所用能量最大的打桩锤是Delonag 100型柴油锤。

3. 置换桩

香港常把钻、冲孔灌注桩叫做机械成孔桩，又把机械成孔桩与人工挖孔桩统称为置换

桩。因为这些桩在施工时先将土从地基中取出而形成桩孔，然后在桩孔中灌入混凝土作为置换。这显然比称它们为“非挤土桩”更为直观和明确。

对直径为 ϕ300 至 ϕ600mm 的机械成孔桩，香港称为小直径桩。小直径桩有专用的小型机具取土，并采用压缩空气使桩身混凝土密实。它们常用于施工净空受限制的场地。尚有一种 PIP 长螺旋小直径钻孔桩，采用水泥浆或混凝土通过钻杆空心泵入桩孔。其长度达 30m。它在地下水位高的场地施工时不需要套管，也不发生水下灌注混凝土的问题，施工噪音小，震动小，常在市区应用。

直径大于 600mm 的机械成孔桩称为大直径桩，在香港常用来支承高层建筑物及高架路和立交桥的重柱荷载。常用的最大直径为 2.5m，最大深度约为 80m。

人工挖孔桩也常用于各类高重建（构）筑物基础，其直径通常为 1.5～2.5m，最大直径达 7m。

为了确保施工质量与人身安全，香港工程师协会早于 1981 年就制订了“关于人工挖孔桩的指导性意见”；香港职业安全与卫生委员会又于 1993 年颁布了“人工挖孔桩安全操作规程”。

人工挖孔桩根据香港政府规定主要用于下列两种情况：

（1）场地有陡坡，不便使用机械，且桩在土中的深度不超过 25m；坡地是香港常见的建筑场地，人工挖孔桩乃为这种场地提供了适用桩型；

（2）场地出入不便，或施工空间小，以致采用机械设备不可行或不安全。

当挖孔桩设于坡地时，桩身上段有时还采用套管，以与山坡互相隔离，而防止桩的侧向荷载传给山坡，或由于山坡位移而对桩产生侧向荷载。

4. 特殊桩型。此类桩常由现有的某些桩型演变而成，不时有新的开发，其目的是为了解决某些特殊的地基条件所产生的问题，或为了改善桩的承载性能。例如：

（1）矩形桩，英文叫 Barrette，内地尚未有应用。因其截面特别大，也可称为巨型桩。其施工方法与泥浆护壁的钻孔灌注桩相似，唯其截面呈矩形。目前常用尺寸是 0.8m×2.2m，1.2m×2.8m 等等，最大的长边尺寸达 5～6m，最大深度达 80m。

由几何形状计算可知，当桩身体积相等时，矩形桩与大直径桩或方桩相比，具有更多的桩表面积，因而可发挥更高的桩侧摩阻力。矩形桩作合理布置可以比圆桩或方桩承受更大的弯矩和水平力。矩形桩在硬土层或岩层中用碾磨机造孔，在软土中用连续墙设备施工。

（2）小桩或微型桩，其直径一般为 100～250mm，桩身有配筋，深度已达 60 余 m。施工设备是小型钻机，并有锤可沉入桩孔工作。它常在场地的出入口较狭窄或施工空间受限制的情况下应用，可穿透地层中有较大或较多障碍物之处。由于小桩的直径小而长径比大，荷载主要由桩侧阻力承担。支承于土中的小桩的工作荷载一般小于 700kN；嵌岩小桩的工作荷载可达 1350kN。

（3）组合桩，常用的有下列三种：

1）由 H 型钢桩与沉管灌注桩组成，其中前者为统长，后者仅桩身（桩管）下段灌注混凝土，使 H 型钢得以固定，并将荷载传至桩端扩大头；桩管上段用砂灌入，然后拔出桩管。

2）由钢管、离心式空心混凝土内芯与实心桩靴三者组成，由于它兼具优质混凝土和高强钢管的优点，其可沉性和侧向承载力俱佳。但应采取防腐蚀措施。施工时先从桩管空心中进行钻进，然后藉配重和液压千斤顶将桩芯压入，再用锤击桩，使其达到终沉要求。

3）钢管桩钻打联合施工法，即当开口钢管桩打入深度达不到要求时，采用钻孔法继续深入，直至预定标高。此类桩在香港主要用来穿透多孔性大理岩。多孔性大理岩在香港分布较广，是令人困扰的地质问题。

三、桩 基 规 范

香港迄今无桩基规范。香港政府土木工程署土力工程处于1996年6月出版了一部名为“桩的设计与施工”的指导书（英文本），作为政府文件颁发应用。该书分8章：1. 绪论；2. 场地勘察、地质模型与设计参数选择；3. 桩的类型；4. 桩型选择与设计责任；5. 单桩设计与桩的变形；6. 群桩效应；7. 沉桩与施工控制；8. 桩的荷载试验。全书约40万字，并有大量的实用图表和参考文献目录。

研读该书，发现它具有以下明显特点：

1. 该书吸收、消化并综合运用了香港乃至世界各地大量的有关科研成果和丰富的工程经验。书末所列参考文献达500余种，是书中各部分内容（包括设计、施工、试验方法，乃至技术观点与具体数据）的出处；并有图表80余幅，可供查用；

2. 该书系统地总结了香港地区长期的建设经验，首次整理、分析、汇集发表了自80年代以来当地的埋设量测元件的一批试桩观测成果共60余份，弥足珍贵；

3. 该书编写历时达6年（自1991至1996年），在定稿以前曾广泛征求了本港以及海外专家学者的意见，从而进一步保证了该书内容在理论上的权威性和应用上的可行性；

4. 全书文字精练，观点明确，没有冗言陈词，指导性强；

5. 实用性强，使读者读了就知道具体怎么做以及什么该做，什么不该做。

基于上述各点，可以认为该书不是规范而远胜规范。这种指导书的编写方式亦足以供我内地参考。

四、桩基承包商的设计责任

香港有一传统，倾向于把桩基设计交由施工承包商（或桩基分包商）去做。按此方式，工程投标人应在标书中选定桩型，提交桩位平面和桩基设计图纸。中标后，工程合同通常实行按承包总价大包干，承包商应承担该桩基工程的一切责任，包括设计、施工、造价、工期和安全的一切风险，直至桩基工程验收合格。

除上述方式外，在香港政府的工程项目和私人的一些大型房产开发项目中，桩基也采用由业主工程师设计的方式，后者并负责施工监理，监督施工质量，必要时作出变更设计。此时，工程量按实际结算，造价可相应调整。

实践证明，以上两种方式各有其优点。前一种方式的优点在于：（1）可以充分发挥承包商的经验与作用；（2）在业主工程师和承包商之间关于工程质量的分歧或纠纷可随之减少。

后一种方式的优点在于：（1）业主工程师对于桩型和施工设备一般地说不存在偏见；（2）可以不单纯地考虑造价问题，而更注重技术效果；尤其是当场地和地质条件特别复杂而需要较多的技术投入时，采用工程师的设计自属更为可靠。

五、丰富的实践经验

香港从事桩基设计施工和科研的专业人士较为重视总结和交流经验。据估计，仅在最近十余年间，在《香港工程师》杂志、英国、美国土木工程师协会会刊以及东南亚、亚洲和国际专业学术会议上所发表的以香港的桩基设计施工经验或科研成果为题或为主要内容的高水平论文数量达到数百篇之多。一地而积累和发表如此丰富的经验和成果，值得我内地同行学习借鉴。

香港还在1990年举办了“宁静的打桩技术”研讨会，在国际上开创了此类会议的先河。

香港经验，桩的载荷试验与检测大多由承包商进行。香港最常用的桩身完整性检测方法是声测法、阻抗法、回波（地震）法及动荷载试验（DLT）法。幅射法与电测法尚未开始应用。DLT法即高应变法，也测桩的承载力，但同时认为，除非有足够的动静对比试验资料，它不能作为验收承载力的依据，只能作为静载试验的补充。DLT法系采用美国ASTM“高应变动力测桩标准试验方法D4945—89”。

香港对静载试验除采用传统的堆载反力架法和锚桩法外，已采用美国西北大学教授J. Osterberg提出的桩底加载法，并认为该法对于划分桩侧阻力与桩端阻力以及确定抗拔承载力特别具有意义。

静载试验常在预试桩上进行，也在工程桩上进行。对于大直径灌注桩和矩形巨型桩，香港土木工程署认为要求按足尺厚型的预试桩进行静载试验是不切合实际的，因此一般允许采用直径或截面尺寸较小的预试桩进行；但要求（1）它的成桩施工方法应与实际工程桩完全相同；（2）桩身应埋设量测元件，以便于划分摩阻力和端阻力，并通过分析而获得合理的结论。此经验可供内地参考。

在桩的设计方法上，香港也有很多独特之处，例如：在布置群桩时，对于桩的最小间距在一般工程中常遵循下列准则：

1. 对于各类打入桩，以及承载力主要依靠桩侧阻力提供的钻孔桩，桩的最小中至中间距（S）应不小于桩身周边长度；若遇所采用桩的截面尺寸不同时，应取其中截面大的桩的周边长度；

2. 对于承载力主要依靠桩端阻力提供的钻孔桩，相邻两桩桩身外表之间的净间距应根据施工定位的实际可能及桩身垂直度的允许偏差考虑确定；通常谨慎的做法是取桩身或扩大头之间的净间距为0.5m。

若桩的间距小于上述规定时，必须验证其对沉降和承载力的影响是否能为设计所允许。

在设计计算等方面尚有其他种种经验，限于篇幅，待另文详述。

1.2 土体应变软化特性的桩孔扩张弹塑性解析

罗晓辉

（武汉城市建设学院，430074）

【提要】 本文从土的基本工程性质出发，提出了考虑土的应变软化特性的线性弹塑性模型，并用以解析桩孔扩张条件下桩孔周边土体的应力应变及位移分析了应变软化状态到塑性流动的残余状态的强度准则的变化特征以及两个塑性区的存在方式。此外还分析了桩孔扩张的反例—桩孔开挖应力释放条件下的桩孔壁土体状态与存在条件。

饱和土体中沉桩排土效应的理论解析是半无限土体中小孔扩张课题。许多学者依据土体的理想线性弹塑性假定给出了桩孔周边土体的应力应变解析解[1,5]。然而以土体工程性质而言[4]，理想线性弹塑性假定并没有考虑土体应变软化特性。对于具有应变软化性质的土体以及理想线性弹塑性土体在高围压下的应变软化，上述假定条件下的解析解则存在明显的缺陷。本文依据应变软化的应力应变曲线和变形特性曲线建立适应于应变软化条件的弹塑性模型，并定义了在三轴压缩条件下应变软化土体的强度准则，给出桩孔扩张时周边土体应力重分布、应变及位移解析。

一、弹塑性模型与基本假定

本文建立桩孔扩张弹塑性模型的基本前提是将分析的桩孔视为土体水平自重应力 p_0 在静水压力状态下的均质各向同性土体中半径为 R_0 的轴对称平面应变问题，如图 1 所示。因沉桩或钻（挖）桩孔，在桩孔周边依次形成塑性流动区（$R_0 \leqslant r \leqslant R_P$）、塑性应变软化区（$R_P \leqslant r \leqslant R_f$）与弹性区（$r \geqslant R_f$）。桩孔周边土体的弹性区应变软化区与塑性流动区构成了本文解析的物理模型。从土的工程性质出发，以反映土体受力的力学过程的本质进行如下方面的假定：

1. 桩周土体的环向应力—应变关系曲线与三轴试验应变软化应力—应变关系曲线相似。土体的应力—应变全过程曲线以及应变流动规律采用图 2 所示的线性简化模型；

2. 桩周土体除服从图 2 所示简化的应变软化模型外，其强度准则由 Mohr-Coulomn 强度理论确定 $\sigma_\theta = \sigma_r N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi}$，其中 N_φ 为塑性系数，$N_\varphi = (1+\sin\varphi)/(1-\sin\varphi)$；$c$、$\varphi$ 为抗剪强度参数。考虑到采用简化的应变软化弹塑性模型，将 Mohr-Coulomn 强度准则改写为

$$\sigma_\theta = \sigma_r N_\varphi + \sigma_q \tag{1}$$

则 $\sigma_q = 2c\sqrt{N_\varphi}$ 可定义为三轴压缩抗压强度。同理假定土体屈服后的强度准则在残余状态下服从（1）式，只是其中塑性系数 N_φ 改为 $N_{\varphi r}=1$，相应 σ_q 为屈服后应变软化阶段的三轴压缩抗压强度 σ_{cq}，表达式后面给出；而塑性流动状态时 $\sigma_q = \sigma_{qr}$，在不排水条件下，σ_{qr} 取值为[4]粘性土 $\sigma_{qr} = 2C_u$；砂土低围压时 $\sigma_{qr} = 2\tau_u/\cos\varphi$、高围压时 $\sigma_{qr} = 2\tau_r$。其中 τ_u、φ 为低围

压条件下不排水强度与内摩擦角，τ_r 为高围压条件下不排水强度。

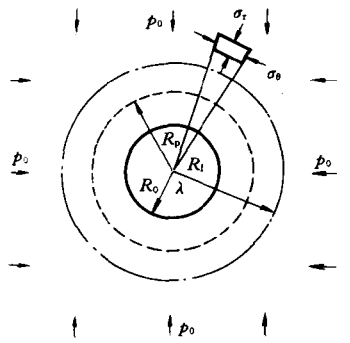


图 1　桩孔截面轴对称分析模型

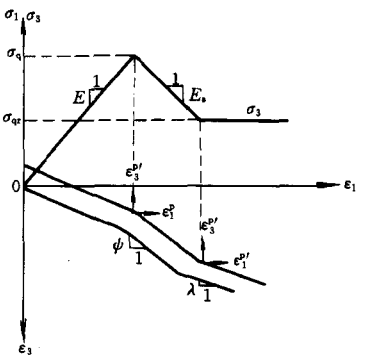


图 2　考虑应变软化弹塑性简化模型

3. 土体屈服后，塑性区的弹性变形已完成，屈服后的应力重分布所导致的少量弹性变形可忽略不计，因此假定两塑性区的弹性应变等于 $r=R_f$ 界面上弹性区一侧的弹性应变。

4. 考虑到桩孔扩张或应力释放处于不同深度条件下的自重应力场，因此为了使解析结果的简单表达，假定由图 2 所示的应变软化弹塑性模型参数与 σ_3 无关。

二、桩周边土体应力应变解析

考虑到桩孔开挖，桩周土体在应力应变关系曲线的峰值后其性态与应力或应变有关，桩周土体按三个性态区域给予讨论。

1. 弹性区应力应变解析

对于尚未达到极限应力状态的弹性区（$r\geqslant R_f$），定义在塑性应变软化区与弹性区界面处（$r=R_f$），弹性区一侧的径向应力为 σ_r^{Rf}，将其视为厚壁圆筒平面应变问题[2]，由应力边界条件：$\sigma_r|_{r=R_f}=\sigma_r^{R_f}$；$\sigma_r|_{r\to\infty}=p_0$，得弹性区应力场解答：

$$\left.\begin{aligned}\sigma_\theta^e &= p_0[1+(R_f/r)^2]-\sigma_r^{R_f}(R_f/r)^2\\ \sigma_r^e &= p_0[1-(R_f/r)^2]+\sigma_r^{R_f}(R_f/r)^2\end{aligned}\right\}\tag{2}$$

式中 p_0 为桩周土体原始水平自重应力。

考虑到 $r=R_f$ 处的应力状态满足强度准则（1）式，则求得

$$\left.\begin{aligned}\sigma_\theta^{R_f} &= 2p_0-(2p_0-\sigma_q)/(N_\varphi+1)\\ \sigma_r^{R_f} &= (2p_0-\sigma_q)/(N_\varphi+1)\end{aligned}\right\}\tag{3}$$

根据弹性力学理论，由应变边界条件 $u^e|_{r\to\infty}=0$ 求得弹性区位移场方程为

$$u_e=\frac{1+\mu}{E}(p_0-\sigma_r^{R_f})\frac{R_f^2}{r}\tag{4}$$

由几何方程 $\varepsilon_\theta=u/r$、$\varepsilon_r=du/dr$ 并将（4）式代入，得弹塑性区边界处应变为

$$\varepsilon_\theta^e=-\varepsilon_r^e=\frac{1+\mu}{E}(p_0-\sigma_r^{R_f})=A\tag{5}$$

2. 应变软化区应力应变解析

当土体屈服后，强度降低产生应变软化，则所形成的应变软化区总应变为弹性极限应变 ε_θ^e、ε_r^e 和屈服后在软化过程中产生的塑性应变 ε_θ^p、ε_r^p 之和

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_\theta^f &= \varepsilon_\theta^e + \varepsilon_\theta^p \\ \varepsilon_r^f &= \varepsilon_r^e + \varepsilon_r^p\end{aligned}\right\} \tag{6}$$

由简化的应变软化模型（图 2）所示的局部坐标 $\varepsilon_\theta^p \sim \varepsilon_r^p$ 中，根据非关联流动法则[3]定义的塑性应变增量的关系为

$$\varepsilon_r^p + \psi\varepsilon_\theta^p = 0 \tag{7}$$

将弹塑性区边界的弹性极限应变（5）式及非关联流动法则（7）式代入（6）式，并由几何方程解得应变软化区位移协调方程

$$\frac{\mathrm{d}u_f}{\mathrm{d}r} + \psi\frac{u}{r} = (\psi - 1)\cdot A \tag{8}$$

解上式非齐次微分线性方程可利用（4）式作为弹塑性界面处（$r=R_f$）的位移连续条件，得到应变软化区的位移方程

$$u_f = A\cdot\frac{2R_f}{\psi+1}\cdot\left[(\psi-1)\frac{r}{2R_f} + \left(\frac{R_f}{r}\right)^{\psi}\right] \tag{9}$$

由应变软化区的应力应变关系（图 2），随着土体强度达到峰值状态，假定三轴压缩抗压强度 σ_q 以斜率 E_s 仅随塑性应变增量 ε_θ^p（弹性应变已经结束）递减到残余状态下的三轴压缩残余抗压强度 σ_{qr}，则应变软化阶段中三轴压缩抗压强度 σ_{cq} 可表示为

$$\sigma_{cq} = \sigma_q - E_s\cdot\varepsilon_\theta^p \tag{10}$$

土体达到极限强度进入应变软化阶段，由三轴压缩的应力应变关系其正切模量的定义[5]为 $E_s=(\sigma_q-\sigma_{qr})/(\varepsilon_\theta^f-\varepsilon_\theta^e)$，并将（5）式代入

$$E_s = \frac{\sigma_q-\sigma_{qr}}{(\beta-1)A} = \frac{\sigma_q-\sigma_{qr}}{(\beta-1)(1+\mu)(p_0-\sigma_r^{R_f})}E \tag{11}$$

其中 β 为应变软化阶段环向总应变的变化率。由上式可见 E_s 具有与弹性模量 E 相似的物理意义。将（9）式代入几何方程，由代入结果并考虑到（5）、（6）式，再代入（10）式得

$$\sigma_{cq} = \sigma_q - \frac{2(\sigma_q-\sigma_{qr})}{(\psi+1)(\beta-1)}\left[\left(\frac{R_f}{r}\right)^{\psi+1} - 1\right] \tag{12}$$

将（12）式代替（1）式中的 σ_q 得到屈服后应变软化区的强度准则，考虑边界条件（3）式，解平衡方程 $\mathrm{d}\sigma_r/\mathrm{d}r=(\sigma_\theta-\sigma_r)/r$ 得到应变软化区的应力分布

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r^f &= \sigma_r^{Rf} + \sigma_q\ln\left(\frac{R_f}{r}\right) - \frac{2AE_s}{(\psi+1)}\left\{\ln\left(\frac{R_f}{r}\right) - \frac{1}{\psi+1}\left[\left(\frac{R_f}{r}\right)^{\psi+1} - 1\right]\right\} \\ \sigma_\theta^f &= \sigma_r^f - \sigma_{cq}\end{aligned}\right\} \tag{13}$$

3. 塑性流动区应力应变解析

根据计算模型（图 2），当土体处于塑性流动状态时有 $E_s\equiv 0$，则由（11）式的定义表明塑性流动区的三轴压缩抗压强度 σ_q 为残余强度 σ_{qr}。将 σ_{qr} 代替（1）式中的 σ_q 得到塑性流动

区的强度准则，并利用边界条件 $\sigma_r^p|_{r=R_0}=p_r$ 解平衡方程得到塑性流动区的应力分布

$$\left.\begin{aligned}\sigma_r^p &= p_r - \sigma_{qr}\ln(r/R_0)\\ \sigma_\theta^p &= p_r - \sigma_{qr}[\ln(r/R_0)+1]\end{aligned}\right\} \tag{14}$$

其中 p_r 为桩身法向应力。

塑性流动区的总应变为应变软化区边界（$r=R_p$）处总应变与塑性流动区的塑性应变增量之和

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_\theta^1 &= \varepsilon_\theta^f|_{r=R_p} + \varepsilon_\theta^{p'}\\ \varepsilon_r^1 &= \varepsilon_r^f|_{r=R_p} + \varepsilon_r^{p'}\end{aligned}\right\} \tag{15}$$

由于塑性流动区只产生塑性应变增量，如图 2 所示在塑性流动区的局部坐标系 $\varepsilon_\theta^{p'}\sim\varepsilon_r^{p'}$ 中考虑非关联流动法则，塑性应变增量的关系为

$$\varepsilon_r^{p'} + \lambda\varepsilon_\theta^{p'} = 0 \tag{16}$$

将（15）、（16）式代如几何方程，求得塑性流动区位移协调方程

$$\frac{du_l}{dr} + \lambda\frac{u_l}{r} = B - \lambda B' \tag{17}$$

其中 $B=\dfrac{2A}{\psi+1}[(\psi-1)/2+(R_f/R_p)^{\psi+1}]$，$B'=\dfrac{2A}{\psi+1}[(\psi-1)/2-\psi(R_f/R_p)^{\psi+1}]$。

解（17）式这个非齐次微分线性方程的边界条件的确定依据是应变软化区环向应变（图 2）在两塑性区界面 $r=R_p$ 处有 $\varepsilon_\theta^1|_{r=R_p}=\varepsilon_\theta^f|_{r=R_p}=\beta\varepsilon_\theta^e$，由此解（17）式得到塑性流动区的位移方程

$$u_1 = r\{(B-\lambda B')/(\lambda+1) + [(B-\lambda B')/(\lambda+1) - \beta A](R_p/r)^{\lambda+1}\} \tag{18}$$

其中 B、B' 同前。

三、塑性区半径

因为应变软化区与塑性流动区界面 $r=R_p$ 处由（11）式有 $\sigma_{cq}=\sigma_{qr}$，则由（12）式解得两塑性区的半径之比值为

$$\zeta = R_f/R_p = \{[(\psi+1)\beta - \psi + 1]/2\}^{1/(\psi-1)} \tag{19}$$

然后利用两塑性区界面 $r=R_p$ 处的径向应力连续条件

$$\sigma_r^f|_{r=R_p} = \sigma_r^p|_{r=R_p} \tag{20}$$

由（13）、（14）式代如上式得到塑性流动区半径

$$R_p = R_0\exp(-G) \tag{21}$$

式中 $G=p_r-\sigma_r^{R_f}-\sigma_q\ln\zeta+2AE_s\{\ln\zeta-(\zeta^{\psi+1}-1)/(\psi+1)\}(\psi+1)$，其余符号同前。用迭代法求解塑性流动区半径 R_p 与桩身法向应力 p_r，而后将 R_p 代入（19）式得到应变软化区半径 R_f。

由（21）式可见桩周土体中塑性区半径不仅与土体性质有关，而且随桩身法向应力而

改变，桩周塑性区半径与桩身法向应力均与桩孔扩张深度有关，并且由（21）式又结合由（19）式，表明桩孔周边的两个塑性区半径随桩孔深度增加而改变，但它们的比值由土体的应力应变关系决定且为一定值。

四、解析结果的讨论

1. 理想弹塑性体条件的简化

当 $\beta\to\infty$ 时，有 $E_s\to 0$、$R_p/R_f\to 0$，即 $R_p\to 0$，表明当达到弹性极限后应力应变关系具有完全塑性过程，即呈现为土体为理想弹塑性体的简化，也近似反映了土体应力应变关系的双曲线性质（非线性弹塑性的应变硬化特性）。由（13）式或（14）式，考虑到塑性区界面处 $\sigma_q=\sigma_{qr}$ 得到应力解析结果与有关文献[1,5]相同。用本文弹塑性模型由（6）、（7）式及（15）、（16）式有两塑性区体积应变分别为

$$\left.\begin{aligned}\varepsilon_v^f&=\varepsilon_\theta^f+\varepsilon_r^f=(1-\psi)\varepsilon_\theta^f\\ \varepsilon_v^l&=\varepsilon_\theta^l+\varepsilon_r^l=(1-\lambda)\varepsilon_\theta^l\end{aligned}\right\}\tag{22}$$

如以饱和土体不可压缩的假定[1]应有 $\Psi=\lambda=1$，即在关联流动法则[4]的塑性应变条件下，其塑性区径向位移的结果与文献［1］相同。

2. 钻（挖）孔桩周土体稳定条件分析

对于钻（挖）孔桩形成桩孔时有 $p_r=0$，由（21）式计算塑性区半径如有 $R_p\leqslant R_0$，表明桩孔周边土体只会产生应变软化，无塑性流动。将 $p_r=0$ 及产生塑性流动区的临界条件 $R_p=R_0$ 代入（21）式并定义 $[K]=\sigma_q/p_0$，则有

$$[K]=\sigma_q/p_0=\{[H-(N_\varphi+1)/2]\ln\zeta+[(\beta-1)H-1]/2\}^{-1}\tag{23}$$

其中 $H=(N_\varphi+1)AE_s/(\psi+1)\sigma_q$。

如桩孔周边土体仅有弹性区存在，以产生应变软化区的临界条件 $R_f=R_0$、$\sigma_r^{Rf}=0$，由（3）式决定了 $\sigma_q/P_0=2$。综合上述关系表明桩孔周边土体分区状态为

$K\geqslant 2$	无塑性区
$[K]\leqslant K\leqslant 2$	产生应变软化区，无塑性流动区
$K<[K]$	产生塑性流动区

因此可以将 K 定义为桩孔周边土体稳定系数，由三轴压缩抗压强度 σ_q 与桩孔水平自重应力 p_0 之比决定。$[K]$ 为临界桩孔壁稳定系数，由（23）式决定。

五、结　束　语

限于篇幅，本文仅进行了理论推导，根据上述解析结果可进一步得到如下有关桩孔扩张理论分析的几点新认识：

（1）本文建立的桩孔扩张弹塑性模型及其解析是以土体应变软化特性线性化假定为基础的，而理想弹塑性体的桩孔扩张理论是本文模型解析的一个特例。

（2）对于应变软化区三轴压缩抗压强度，考虑到应变软化进程导出了该强度与塑性区的关系表达式（见（12）式），反映了土体屈服后的残余强度的变化特性。

（3）桩孔扩张使其周边土体的应力重分布与自重应力场有关，且两个塑性区的半径与

深度有关，但其比值为定值且仅与土的性质有关（见（19）式）。

（4）对于钻（挖）式的桩孔由于应力释放，孔周边土体塑性区的发展特性与土三轴压缩抗压强度和土中水平自重应力的比值有关。其临界桩孔壁稳定系数仅与土体的应力应变关系有关。

（5）本文解析结果是以水平自重应力呈静水压力状态为前提的，因而可以利用有效应力方法表示文中所用应变软化弹塑性模型分析桩孔扩张时周边土体孔隙水压力、桩周摩阻力等的分布特征。

参 考 文 献

1. 郑大同编著. 地基极限承载力的计算. 北京：中国建筑工业出版社，1979
2. 徐芝纶著. 弹性力学. 北京：高等教育出版社，1985
3. 蒋彭年编著. 土的本构关系. 北京：科学出版社，1982
4. 黄文熙主编. 土的工程性质. 北京：水利电力出版社，1983
5. Vesic A. S. Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. ASCE，1972，3 (SM3)：265-290

1.3 单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架

刘兴远　郑颖人
（后勤工程学院建筑工程系，400041）

【提要】 本文给出了单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架，为桩基工作特性分析方法开辟了一条新途径。

一、引　言

人类在认识世界的历程中总是经历了一定的历史过程，单桩工作状态的预测也是经历了这样一个过程，从而产生了各种各样的力学模型。首先在分析单桩工作性能时，我们进行了各种假设，从而抽象出桩的力学性能评价模型，由于试验条件及其历史发展的限制，建立的力学模型明显地具有历史性，即建模过程是从经验性的总结到科学化的过程，为此促使人们重新对建模思想进行更深入的思考和反思。

尽管从建模的历史过程来看，最初总是建立一些经验公式，而后提出一些假设，最后根据某种理论建立研究对象的数学模型，然而实事上存在着众多的不可知的外界影响因素影响着我们所建立的理论模型，在很多情况下所研究的系统是非常复杂的非线性系统，且系统的内在运行机制也是未知的；从工程实践上看人们仅仅知道的是系统的一些宏观的外在表观，故此对问题的建模存在着巨大的困难，且各种“模型”必须经受历史的考验和修正，一些不恰当的假设及经验逐渐被历史所淘汰，而留下的“模型”也是特定条件下的相对真理，这就促使我们对建模思想进行更深入的思考，从大量的建模方法中抽象出一般性的规律，从而指导我们的理论研究，为此本文提出了等效模型的建模思想。

另外人们已经知道任何理论模型都是特定条件下的相对真理，各自都有其内在的局限性，同时由于试验条件及其理论研究历史发展的限制，不同的理论模型又各自都有其优点，为了充分地利用各种方法的长处克服其短处，为此本文又提出了广义互补原理。

我们已经知道影响桩土系统共同工作的因素众多，且桩基工作特性的最终表现总是桩的荷载—沉降（位移）曲线；目前已有的几种计算桩荷载—位移曲线的方法终归是一种力学模型，其中一些假设和参数的确定是人为的；然而岩土材料是一种多相体材料（它由土颗粒、空气、水组成），它们的物理特性也会影响桩土的力学性能，为此力学模型难以描述材料的物理特性。因为用传统的力学模型分析桩土共同工作时，我们至少遇到了如下几个方面的问题：1. 影响土特性的参数很多，常规的力学模型难以考虑和描述各种外在因素的影响；2. 岩土中粗粒土、细粒土的物理力学性能的表述方法并不一致，用统一的特征量描述土的特性难以实现；3. 桩土系统是一个非线性弹塑性系统，解析法难以寻找，数值法不直观，难以满足复杂多变的外界条件，且土参数的确定是困难的；4. 桩土系统共同工作的一些内在机制人们并没有完全认识清楚，对描述内部机制不明确的力学系统，目前还没有较好的解决方法，故此寻求新的方法和思路来解决以上问题是势在必行的，实际上桩—土系统的共同工作总是在特定条件下完成的，在特定条件下存在着某些共同的特征量，它们支配着桩土系统的特性。尽管人工神经网络模型还存在一些问题，但用来克服以上问题，至

少从直觉上是可行的，为此笔者根据对神经网络模型理论的学习及利用等效模型、广义互补原理，提出了描述桩土系统特性的神经网络模型。

二、本文采用的几种方法论

由于岩土工程的特殊性和复杂性，使笔者强烈地意识到必须以某些基本的方法论作为指导来认识和把握岩土工程的理论研究，正如毛泽东同志所说的那样："以纲为主，纲举目张"，为此这里提出了三种方法论：矛盾论、等效模型和广义互补原理。

1. 矛盾论

矛盾论包含两个内容：一是主要矛盾与次要矛盾的辩证统一；二是矛盾的特殊性与矛盾的普遍性的辩证统一；在解决一个具体问题时须抓住该问题的主要矛盾，忽略次要矛盾，才能有效地认识问题；同时要注意主要矛盾与次要矛盾相互转化的条件，才能把握问题的本质。

我们在研究问题时总是在特定的条件下进行的，为此矛盾的特殊性决定着该问题的本质，它是同类问题中不同表现形式及不同特点的本质体现；在解决这个问题时必须抓住该矛盾的特殊性方能解决这一矛盾，这是矛盾的一个方面；然而矛盾的另一方面是矛盾的普遍性，我们所研究的问题在一定的条件下总是属于某一类问题，故而同类问题总是具有共同的属性，此属性是区别它类问题的本质原因；矛盾的两个方面是辩证统一的，不可用矛盾的一个方面否定矛盾的另一方面。我们研究的任务是在特殊性的样本中寻找问题的普遍性；而后用矛盾的普遍性作为指导，研究具体问题的特殊性用于识别问题个体，解决问题。

2. 等效模型

在我们所研究的各类问题中，不论是工程实践问题，还是理论研究问题，大体上可分为两类：一类是确定性问题，另一类是不确定性问题；然而不论是那一类问题我们都需要寻找恰当的模型来表征它们，为此出现了各种各样的数学方法。概率统计理论，模糊数学，灰色理论，可靠度理论等等就是这样逐步发展起来的，而在所有这些理论发展（包括正在发展中的一些方法）过程的背后是否存在更本质的问题呢？透过这些建模方法的外表寻找更一般的普遍规律，正是本文所关心的问题，为此这里通过一个简单的实例分析来阐述等效模型的思想。

实例，工程实测数据分析：在工程实践中，我们经常需要观察、测量研究对象的外在表现，如混凝土强度，各类土的剪切强度等等，由于事物内在规律的复杂性及事物发展变化的微观机理常常难以把握，故此人们不得不建立一些相应的经验公式（或相关公式），在建立参数间的相关关系时，人们依然采用的是"等效"的概念，即预测模型与实测结果相一致的原则，为此可以产生众多的经验公式，如最小二乘法建立的各种经验公式均属此类，可以看到外在表现的一致性是建模的出发点。

近十年到二十年间发展起来的各种分析模型和数学工具，多数均具有等效的功能，如灰色理论中最为著名的 GM（1，1）模型就是一最好的例证，GM（1，1）模型的出发点就是所建模型预测值与实测值相一致，而忽略数据本身的物理意义，故此可以看到各种建模方法的共性为等效性，等效性是建模的本质。

通过上面的分析我们可以对等效模型作一概括性的说明，等效性是指研究模型或方法在特定条件下外在表现或功能的一致性；等效模型是指任一模型在描述研究对象时在特定

条件下，各模型具有一致的外在表现或功能；从中我们可以看出等效模型具有在指定意义下的“等效”性为前提，各模型具有一致性和互换性，这就是等效模型的本质。

我们在寻求具体问题的解答时，尽管不同的模型均具有外在表现的一致性，然而在模型求解上确有难易之分，线性方程的求解总是要比积分方程和微分方程的求解容易的多，况且许多问题的求解总是转化为线性方程来求解，本文这里借助“等效”模型的概念就是希望在等效的前题条件下，尽可能寻找易于把握和求解的其它类等效模型，为问题的最终求解铺平道路。

“等效模型”产生的根本原因在于所研究的问题其内在本质不清楚及表征问题的信息量不充分，此点在第三节中会做进一步的说明。

3. 广义互补原理

互补现象在自然界是广泛存在着的。最初，互补是一个集合概念，设U为全集，A为U中的子集，则A的补集$\overline{A}$为U－A。在实际土木工程中这类互补现象是很多的。如从材料性质方面而言，钢筋和混凝土是一对互补材料；从建筑功能上考虑，框架和剪力墙结构为互补结构；在结构计算方法上，一切耦和方法均属互补方法。本节进一步扩大了互补的概念，引出了广义互补原理。用广义互补原理可指导我们寻求解决各类结构设计、岩土工程问题的方法。

在土木工程中，我们所述的互补是指在特定的条件下，为完成特定的功能不同类结构（构件、材料或方法）彼此互补。用数学公式可描述为：

$$G(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n) = G_1(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n) + \cdots + G_i(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n) + \cdots + \overline{G}(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n) \quad \cdots\cdots (1)$$

式中$G(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n)$为结构（或方法）的预定功能函数；$G_i(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n)$为第i个结构（或方法）完成的功能函数，$\overline{G}(x_1, x_2, \cdots, x_i, \cdots, x_n)$为各类结构（或方法）协调函数。

这个互补公式，可表达下面三种情况：

1. 若单一结构（或方法）即可完成预定功能，则该结构（或方法）称为自互补结构（或方法）。

2. 若有两种结构（或方法）共同工作完成预定功能，则这种结构（或方法）称这两两互补结构（或方法）。

3. 若多种结构（或方法）共同工作完成预定功能，则这类结构（或方法）称为整体互补结构（或方法，也可称为广义互补结构）。

广义互补原理的应用实例是非常多的，下节论述的单桩工作特性的神经网络模型就是其中的一个范例。

三、单桩工作特性的神经网络模型

前面已经论述了目前已有的三种估计单桩工作特性的方法，然而各种方法都均具有一个共同的缺点，即计算参数难以确定，土层的某些物理量难以考虑（如土层含水量等等），另外由上节可知，在特定条件下，这三个模型彼此间均属等效模型。为了克服以上困难有必要探索新的途径去估计单桩的外在表现，为此本文提出了描述单桩工作特性的人工神经

网络模型，该模型以实际试验数据作为知识源，人工神经网络作为研究工具来表达单桩的工作特性。

1. 人工神经网络模型的结构形式

在具体使用BP网络时必须选择恰当的网络结构和隐层节点数方能较好地表达所需求解的问题，为此需要选择BP网络的结构形式，图1所示为本文选用的几种BP网络结构形式。

图1（a）、（b）分别为含有一个隐层和二个隐层的BP网络（注意在使用图1（a）、（b）结构时输入层的神经元是有差异的），图1（c）则为级联式BP网络。

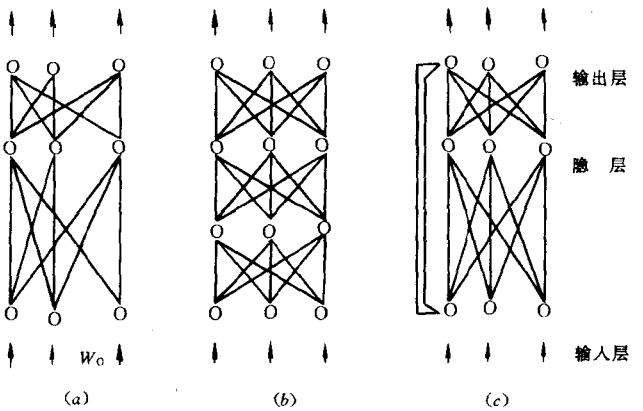


图1 几种BP网络结构的形式

2. 分层传递法（串联BP网络模型）

我们已经知道，岩土特性是非常复杂的，试图仅用图1中的任一种BP网络结构来评估分层土中的单桩的工作特性几乎是不可能的，其主要原因是粘土、砂、岩石和特殊土不具有统一的物理表述方式，故此在表达这几种不同岩土材料时所选择的参数也是不一致的。此外单桩总是埋置在不同特性的分层土中的，故统一的BP网络难以适应变化如此之多的情况，为此本文提出了串联BP网络模型，在具体计算单桩的荷载—沉降（位移）曲线时该方法称为分层传递法。

对于分层土中的桩，由于土特性千差万别，同时桩基总是穿越不同的土层使桩尖进入持力层，故可将桩分成若干桩段，为了便于统一描述土的特征量，与有限元相似，我们将每一层土中的桩作为一个单元—即神经网络模型单元，根据不同的需要使每一层中的神经网络单元学习各自边界上的荷载位移映射关系，每个桩段用一个BP网络来表达，而各桩段的联系就是各桩段桩端的荷载和位移，在计算上由于荷载和位移是连续的，可将各BP网络串联起来，上段BP网络的荷载、位移输出是下段BP网络的荷载、位移输入，且BP网络组成了串联网络模型，此法可以用下面的框图来表达，如框图2所示。

通过BP网络串联系统来反映单桩整体的工作性能，见图2（b）由BP网络下端输入荷载和位移，上端输出荷载位移；由分层土决定单元数量，荷载位移由下层单元向上层单元传递，最后一个单元为桩顶单元，其输出即为所求的桩顶荷载—位移关系。这就是分层传递法，即单桩工作特性的人工神经网络模型。

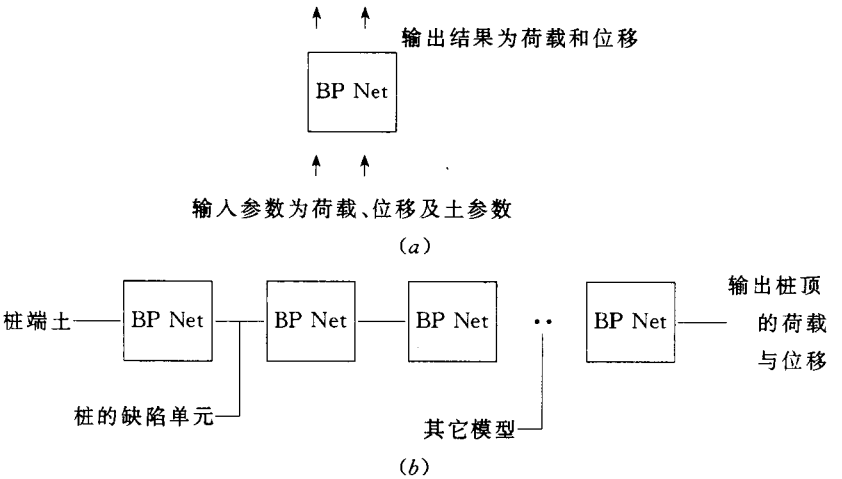


图 2　桩位移—荷载计算的串联 BP 网络模型

(a) 串联 BP 网络模型的基本单元；(b) 串联 BP 网络模型

由于桩中可能存在缺陷，为此可以将缺陷桩段作为一个单元串联在 BP 网络模型中，缺陷单元模型根据实际情况设定，一个较好的选择就是将缺陷单元选择为一个弹簧，弹簧的刚度随缺陷的程度而定，缺陷单元的输入，输出依然是荷载和位移，如此以来缺陷单元和 BP 网络的输入，输出具有一致性。显而易见弹簧模型就是一种等效模型。

各分层土中的 BP 网络是否是任意的呢？若各分层土中的 BP 网络是任选的，而不具有某种程度上的一致性，则串联 BP 网络是无法实现的，但是由于土总体上可分为：细粒土和粗粒土，为此对于具有相同特性的土，我们用一类 BP 网络模型表达，这样一来从总体上看建立 4～5 个 BP 网络模型数据库，就可以实现 BP 网络的串联模型，该模型最终以计算桩顶荷载—位移关系与实测桩顶荷载—位移关系相一致作为建模标准，故此该模型也属等效模型。

当我们缺少某类土层的试验数据，而知道其它计算模型的计算参数时，可将该模型方便地加入到串联的 BP 网络系统中，形成复合计算模型，故此本文的分层传递法也是一种广义互补方法。

到此本文建立了单桩工作特性评估的总体模型，然而我们知道抗拔桩，抗压桩及抗水平力桩的工作特性是各不相同的，在具体处理这些不同问题时，BP 网络参数的选择和处理技术也不相同，对这些细节的描述将另文给出。

另外需要指出的是对于具有相同性质的问题，该模型也同样适用，如锚杆设计等等，由于这些问题与本文所讨论的主题无关，故此这里不作进一步的研究。

3. 关于 BP 网络映射关系的讨论

在运用神经网络模型研究桩基工作特性时，我们应该注意两个问题：一是所选择的输出和输入参数之间是否存在某种对应的映射关系 $f(*)$；二是输入参数和输出参数之间的映射关系是否完备，对此下面用数学公式的形式加以说明。

设输入参数为 x_1，x_2，…，x_n，输出参数为 y_1，y_2，…，y_m；BP 网络表达的映射关系为：

$$y_i = f(x_1, x_2, \cdots, x_n) \tag{2}$$

若输入参数和输出参数之间的关系是完全确定的，则用输入参数通过映射 $f(x)$ 可完整地表达 y_i；然而问题是输入参数 x_1，x_2，…，x_n 的数量通常是不完备的，即我们难以确定 x_1，x_2，…，x_n 的数量，或者由试验给出的已知参数仅为 x_1，x_2，…，x_l，$1<n$，则通过 BP 网络也可建立输出与输入参数间的关系 $f_1(*)$，即

$$y_i = f_1(x_1, x_2, \cdots, x_i) \qquad 1 < n \qquad (3)$$

那么问题是 $f_1(*)$ 与 $f(*)$ 是否等同，这是问题之一。

若输出参数 y_i 为 y_1，y_2，…，y_p，$p<m$，而输入参数即使为 x_1，x_2，…，x_n，通过 BP 网络建立的映射关系为 $g(*)$，则映射关系 $g(*)$ 与 $f(*)$ 是否等同，这是问题之二。

从本质上讲映射关系 $g(*)$ 与 $f(*)$ 总是存在的，而且在现实世界中，这种关系的存在是普遍现象，但是我们都难以确知参数 x_1，x_2，…，x_n 的数量，故这是一种信息不完整条件下的推断，所建立的经验公式正是反映了这种特定条件下的规律；另外通过各种假设，忽略了其它各种影响因素，而建立起来的理性公式也与此相似，从这种角度讲经验公式和解析解具有等同的价值，这就是上述的“等效”模型产生的本质。

如何解决这两个问题呢？由于人类历史发展、现存手段及条件的限制，人类还难以从本质上来揭示这两种关系间的差异，特别是这种关系是一种非线性关系时更是如此，另外在多数条件下人们也无必要知道完整的映射关系 $f(*)$，进而我们可以看到：我们目前所建立的关系从数学本质上讲是一种截空间，即用 m 维截空间的关系来表达 n 维空间的关系 $(m<n)$，这种表达关系可用三维体空间加时间组成的四维空间来形象地说明，当在不同的时刻来观察问题时，问题在三维体空间的表现可能是一个几何体、或者是几何面、线和点，而进一步固定 z 值，在 x、y 坐标下来观察问题，则问题的表现只能是面、线和点；故此我们可以看到在截空间中问题的表现总是一种局部现象，这种表达关系只有在特定的条件下才成立，如此以来等效模型的思想方法方可显示出巨大的生命力。当每一个或大部分局部现象均被人们所认识时，才有可能认识问题的全貌（条件是内部机理不清楚）。

关于第一个问题即输入和输出参数间是否存在映射关系 $f(*)$，通常这是由问题的性质所决定的；然而由于我们在使用 BP 网络模型描述输入和输出参数间的映射关系时是采用的无反馈网络，故此输出和输入参数之间的关系是一种前向映射关系，即输入参数和输出参数间必须满足前向传递这一基本条件，若输出参数隐含对输入参数的影响，则可能寻找不到一种映射关系来反映输入参数和输出参数之间的联系，即所建模型无解，进而输入输出参数的选择问题也是一个重要的问题，当然我们在选择输入参数和输出参数时可以依据与问题相关的一些已有知识（如经验公式、解析解、试验数据等等）加以确定；另外可用探索法，选择不同输入参数和输出参数分别建立 BP 网络模型确定相应的权参数，由 BP 网络反映的不同映射关系 $f(*)$，再通过对比最终确定一个合适的输入、输出参数及 BP 网络结构形式。

4. 单桩工作特性神经网络模型中的若干问题

尽管从思维方法上，我们建立了单桩工作特性的人工神经网络模型，然而在该模型建立过程中还存在许多不同类型的问题，这些问题如下：

第一类是关于 BP 网络的问题：(1) BP 网络输入参数的最佳选择；(2) 训练样本的数量如何确定，样本给定的方式和范围？(3) 如何选择恰当的 BP 网络结构；(4) 能否进行反分析等等？

第二类是关于缺陷特性的描述问题：(1) 缺陷单元的确定及程度的描述；(2) 静力分析采用非线性弹簧，非线性弹簧如何描述？(3) 缺陷的几何尺度，确定多大的几何范围描述缺陷才是恰当的？

第三类问题是关于分层传递法起始点特性的描述问题：(1) 桩底岩土反力及位移的定量描述方法；(2) 桩底土最大位移量的控制？(3) 长桩、超长桩轴力为零的点称为临界点，如何确定临界点？(4) 桩底土也是分层时，又该如何描述上述问题；(5) 嵌岩桩嵌固桩段的描述。

第四类是关于桩底沉渣的描述：(1) 如何确定沉渣的厚度？(2) 沉渣特性对建模问题的影响。

第五类是关于极限承载力的确定问题；(1) 使用分层传递法时如何估计桩的极限承载力？

第六类是不确定性推理问题：(1) 在缺少所需 BP 网络输入参数时，单元位移，荷载如何估计？(2) 当实际的桩顶荷载—沉降曲线已知时，如何估计未知的土参数？

第七类是程序的组织与实现问题：(1) 单个 BP 网络的训练程序，当样本数量增加后能否进一步改善 BP 网络的性能？(2) 串联 BP 网络的调度，由于岩土分类的巨大差别，如何组织 BP 网络，实现桩顶荷载—沉降曲线的计算？

四、结　　语

本文给出了单桩工作特性分析的神经网络模型体系框架，为桩基工作特性分析的方法开辟了一条新的途径，同时也为神经网络模型在桩基工作特性分析中的应用奠定了基础，其应用实例参见参考文献。

参　考　文　献

1. 刘兴远等. 桩轴向荷载—沉降曲线计算方法讨论. 刘金砺主编，桩基工程技术，中国建材工业出版社，1996 年 10 月.
2. 刘兴远. 关于桩基础试验资料完整性的几点看法，岩土工程学报，Vol. 18，No. 5，1996.
3. Xingyuan Liu and Yingren Zheng, Neural network model of load-deformation computation of piles, Frist international conference on Open Budliding and Structure Engineering, 1995. 10.
4. 刘兴远等. 嵌岩桩载力及沉降计算的神经网络模型，第三届全国青年岩土工程学者论文集，大连理工大学出版社，1995 年 10 月.
5. 刘兴远等. 嵌岩桩嵌岩段极限承载力计算的新方法-神经网络法，建筑. 展望，重庆市建筑学会 1996 年学术交流会论文集，西南师范大学出版社.

1.4 边界层特性对单桩动刚度的影响❶

王杰光　谭景和
（桂林工学院土木工程系，541004）

【提要】 本文根据平面应变轴对称问题理论，利用 Novak 的边界层模型分析了考虑桩周土非线性时的桩土动力相互作用，导出了单桩的动刚度，并分析了动刚度的实、虚部随边界层的变化趋势，该结果可为基桩大应变测试提供理论分析依据。

一、前　言

桩土体系共同作用的振动问题是基桩工程理论与实践的典型问题，尤其是桩在大位移或者小位移但大加速的振动中，土体中会呈现非线特征。因此，用以往的线弹性或粘弹性模型来分析桩土体系的相互作用就显得不尽完善。实践证明，分析时若能考虑桩周土的松动和脱离的非线性因素，将得到更能符合实际的理论结果[1]。

本文采用 Novak（1980）提出的边界层模型来考虑桩周土的非线性，即认为在桩的周围存在环形的强度减弱区一边界层，通过改变边界层内土的力学参数来模拟土的非线性。本文通过建立边界层内外的桩土体系运动方程，求得了单桩的动刚度，并分析了动刚度的实部和虚部的变化趋势。

二、土体非线性时桩的动刚度计算

假设桩的周围存在一边界层，厚度为 t_m，边界层的剪切模量为 G_m，质量密度为 ρ_m，内阻尼为 β_m，边界层以外的区域（$r>r_m$）视为粘弹性体，剪切模量、质量密度和内阻尼分别为 G、ρ 和 β（图 1）。

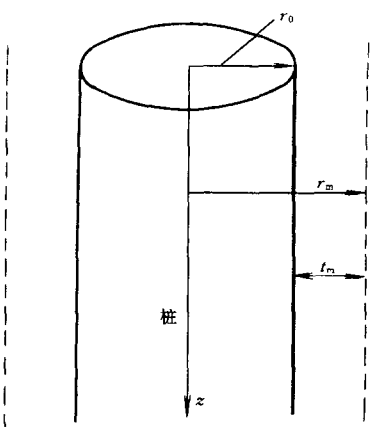


图 1　边界层模型

考虑桩—土的垂直振动，假设竖向位移与 z 无关，则在圆柱坐标下可得到竖向位移 $W(r, t)$ 满足的一维波动方程：

$$G(1+i2\beta)\nabla^2 w(r,t)=\rho\frac{\partial^2 w(r,t)}{\partial t^2} \qquad (1)$$

式中　r——径向坐标；

t——时间；

$\nabla^2=\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}r\frac{\partial}{\partial r}$——拉普拉斯算子。

对于简谐振动，$w(r, t)=w(r)e^{i\omega t}$，(1) 式化为

$$\nabla^2 w(r)+q^2 w(r)=0 \qquad (2)$$

❶ 广西壮族自治区教委资助项目。

式中 $q=\frac{\omega}{v_s}\frac{1}{\sqrt{1+i2\beta}}$；

$v_s=\sqrt{G/\rho}$——土的剪切波速。

式（2）实际上是零阶 Bessel 方程，其解为

$$\begin{cases} w_1(r)=Ak_0(qr)+BI_0(qr)(r\geqslant r_m) \\ w_2(r)=Ck_0(q_m r)+DI_0(q_m r)(r_0\leqslant r\leqslant r_m) \end{cases} \tag{3}$$

式中 k_0、I_0 分别为零阶虚宗量 Bessel 函数；r_0 为桩半径；A、B、C、D 为积分常数；

$$q_m=\frac{\omega}{v_{ms}}\frac{1}{\sqrt{1+i2\beta}};v_{ms}=\sqrt{G_m/\rho_m}$$

利用边界条件 $w_1(r)|_{r\to\infty}=0$ 以及 $I_0(x)|_{x\to\infty}\to\infty$ 可知 $B=0$。为求桩—土动刚度，假设在振动过程中，桩、土是完全粘结的，于是利用界面上土介质的位移和剪应力的连续条件：

$$\left.\begin{aligned} w_1(r_m)&=w_2(r_m) \\ \tau_{rz1}(r_m)&=\tau_{rz2}(r_m) \end{aligned}\right\} \tag{4}$$

以及本构关系：$\tau_{rz}(r)=G*\frac{\partial w}{\partial r}$ 和刚度的定义：$k_w w(r_0)=-2\pi r_0\cdot\tau_{rz}(r_0)$ 并令 $w(r_0)=1$，则可求得桩—土体系的动刚度 k_w：

$$k_w=2\pi r_0 G_m^* q_m\frac{k_1(q_m r_0)+\frac{D}{C}I_1(q_m r_0)}{k_0(q_m r_0)+\frac{D}{C}I_0(q_m r_0)} \tag{5}$$

式中 $\frac{D}{C}=\frac{G^* qk_0(q_m r_m)k_1(qr_m)-G_m^* q_m k_0(qr_m)k_1(q_m r_m)}{G_m^* q_m k_0(qr_m)I_1(q_m r_m)-G^* qk_1(qr_m)I_0(q_m r_m)}$

$G^*=G(1+i2\beta)$，$G_m^*=G_m(1+i2\beta_m)$

显然 k_w 为复数，可表示为

$$k_w=\pi G(s_1+ia_m s_2) \tag{6}$$

式中：$a_m=\omega r_0/v_{ms}$ 是无量纲频率；s_1、s_2 为土的阻抗函数，s_1 表示刚度，s_2 表示阻尼。

若边界层的质量密度 $\rho_m=0$，即无质量边界层，此时 $q_m\to 0$，利用 Bessel 函数的渐近展开式，则（5）式简化为

$$k_w=\frac{2\pi G_m^*}{\ln\frac{r_m}{r_0}+\frac{G_m^*}{G^*}\cdot\frac{1}{qr_m}\cdot\frac{k_0(qr_m)}{k_1(qr_m)}} \tag{7}$$

（7）式即为文献［2］的结果。

若令边界层厚度为零，即 $r_m=r_0$，则（7）式成为

$$k_w=2\pi G^* qr_0 k_1(qr_0)/k_0(qr_0) \tag{8}$$

此即 Novak 给出的不考虑桩周土非线性时土的垂直刚度表示式。

三、频率及边界层参数对单桩振动刚度的影响

由（5）式和（6）式可知，土体阻抗函数 s_1 和 s_2 与振动频率、边界层内外的剪切模量、边界层厚度的变化、土体的阻尼有关。为便于对比分析，（6）式重写为

$$k_w = G(k_1 + ik_2) \tag{9}$$

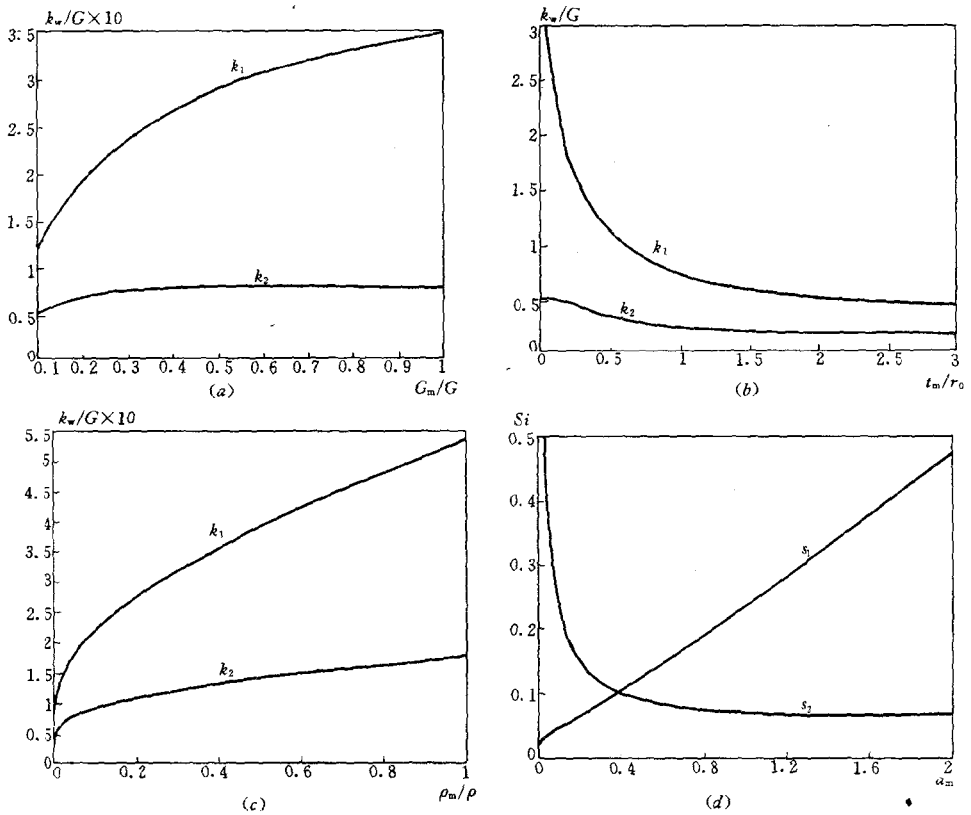


图 2　复刚度随边界层参数的变化曲线

(*a*) 复刚度随扰动程度的变化 ($t_m/r_0=0.4$)；(*b*) 复刚度随边界层厚度的变化 ($G_m/G=0.1$)；(*c*) 复刚度随边界层质量的变化 ($G_m/G=0.1$，$t_m/r_0=0.4$)；(*d*) 复刚度随无量纲频率的变化 ($G_m/G=0.1$，$t_m/r_0=0.4$)

图 2 (*a*) 给出了在频率 $f=45$Hz 时单桩复刚度 k_w 随扰动程度 G_m/G 的变化曲线。由图中可见，刚度 k_1 和阻尼 k_2 随扰动程度的增加 (G_m/G 减小) 而减小，且刚度较阻尼变化显著；图 2 (*b*) 是 k_w 随边界层厚度 t_m ($t_m=r_m-r_0$) 的变化曲线，由图可见，刚度和阻尼均随 t_m 增大而减小，但在 $t_m>1.0r_0$ 时几乎不变 (为水平直线)；图 2 (*c*) 是 k_w 随边界层质量密度比 (ρ_m/ρ) 的变化曲线，由图可见，k_1 和 k_2 均随 ρ_m 的增加而增大，且近线性增加；而 k_1 的变化程度比 k_2 大，图 2 (*d*) 是 s_1、s_2 随无量纲频率 a_m 的变化曲线，由图可见，s_1 随 a_m 的增大而增加，而 s_2 随 a_m 的增大而减小。

四、结　论　与　建　议

由以上分析可见，桩周土的非线性会影响到桩土的动刚度，且都是使刚度降低，而其中以边界层的剪切模量影响最显著。因此，在计算动刚度时，不考虑桩周土的非线性会过大地估计桩顶的动刚度，而不考虑边界层的质量会过小的估计桩顶动刚度；同时，频率对刚度仍有影响。因此，在进行基桩动测时，应根据土体的软弱程度及动力荷载的大小，适

当选择边界层参数，这样在进行反演分析时才能较准确地模拟桩土的工作特性，才能得出较为准确的结果。

本文只是从理论上利用边界层来模拟土的非线性以及由此对单桩刚度的影响，虽然，一些实验已证明边界层的正确性，但在基桩动测中仍需进一步加以验证，本文对此将有一定的指导意义。

参 考 文 献

1. 徐攸在，韩英才等. 桩基动测技术简明教程. 中国振动工程学会土动力学专业委员会. 1996.9 P26～42
2. 杨学林，李翼祺等. 单桩—土体系竖向非线性振动分析. 第七届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 中国建筑工业出版社

1.5 后压浆群桩基础的承载变形特性

刘金砺　高文生
（中国建筑科学研究院地基所，100013）

【提要】 本文以模型试验为基础，论述后压浆群桩基础的承载变形特性；结合30多项工程应用实践，提出这类桩基的有关设计建议。

一、前　言

泥浆护壁灌注桩桩底桩侧后压浆专利技术自94年95年相继开发出来后，经过不断完善，单桩承载力增幅已由初期的20%～40%提高到40%～120%，粗粒土较细粒土增幅大。现已将其应用于35项高层、超高层建筑，取得显著的经济效益和社会效益。结合工程进行了102根桩的现场静载对比试验及8根现场模型桩静载试验，研究单桩的承载力变化、变形性状、压浆增强机理等[1]。对于群桩性状无法进行原型试验研究，故在室内进行了模型试验。

后压浆群桩模型试验，包含粉土和砂砾（厚0.65m）两种持力层，桩侧土均为粉土，承台面积相同（2550mm×2550mm），不同桩距（$s_a/d=7.5$，5.0，3.75，相应桩数为3×3，4×4，5×5），桩径$d=150$mm，桩长$L=1.65$m；每组群桩对应单桩试验2～4根；并与非压浆群桩试验结果进行比较[2]。

二、群桩模型试验结果与分析

1. 后压浆群桩承载力及群桩效率特性

图1为后压浆与非压浆群桩的荷载—沉降曲线，曲线均为缓变型，按$s=40$mm确定极限承载力。各组群桩极限承载力P_u、相应单桩极限承载力Q_u、群桩效率$\left(\eta=\dfrac{P_u}{nQ_u}\right)$列于表1。

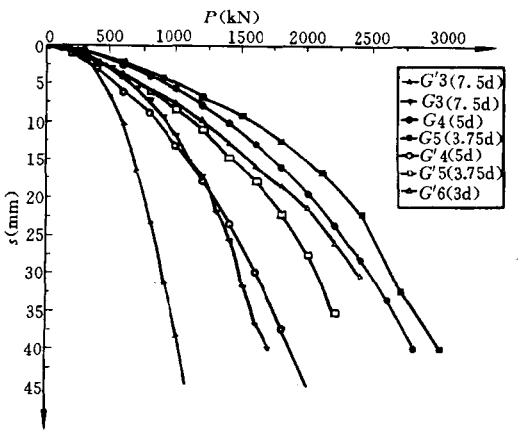


图1　后压浆群桩与非压浆群桩荷载—沉降

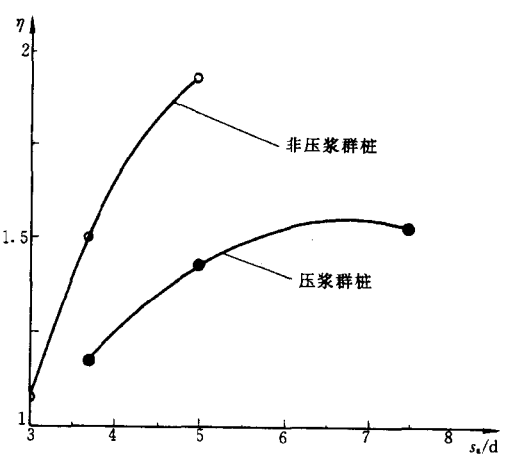


图2　后压浆群桩与非压浆群桩的群桩效率—桩距

群桩极限承载力与群桩效率　　表 1

类型	编号	桩　数	距径比 s_a/d	对应单桩极限承载力 Q_u（kN）	群桩极限承载力 P_u（kN）	对应沉降（mm）	群桩效率 η	桩端持力层	压浆模式
非压浆	$G'6$	6×6	3	60	2350	40	1.09	砂砾石层厚 0.65m 以下为粉土	
	$G'5$	5×5	3.75	60	2250		1.50		
	$G'4$	4×4	5	60	1850		1.92		
压浆	$G5$	5×5	3.75	100	3000	40	1.20		桩端
	$G4$	4×4	5	120	2800		1.46		桩端桩侧
	$G3$	3×3	7.5	120	1650		1.53		
	$G3'$	3×3	7.5	80	950		1.32	粉土	

从表 1 看出，在压浆单桩极限承载力 Q_u 较非压浆单桩提高一倍的情况下，压浆群桩 $G5$、$G4$ 较对应的非压浆群桩 $G'5$、$G'4$ 极限承载力分别提高 33%和 51%。压浆群桩 $G4$（4×4，$s_a/d=5$）与非压浆群桩 $G6$（6×6，$s_a/d=3$）相比，桩数减少 56%，而极限承载力仍高出 19%。

由表 1 和图 2 看出，后压浆群桩的群桩效率低于非压浆群桩，两者均大于 1，且随着桩

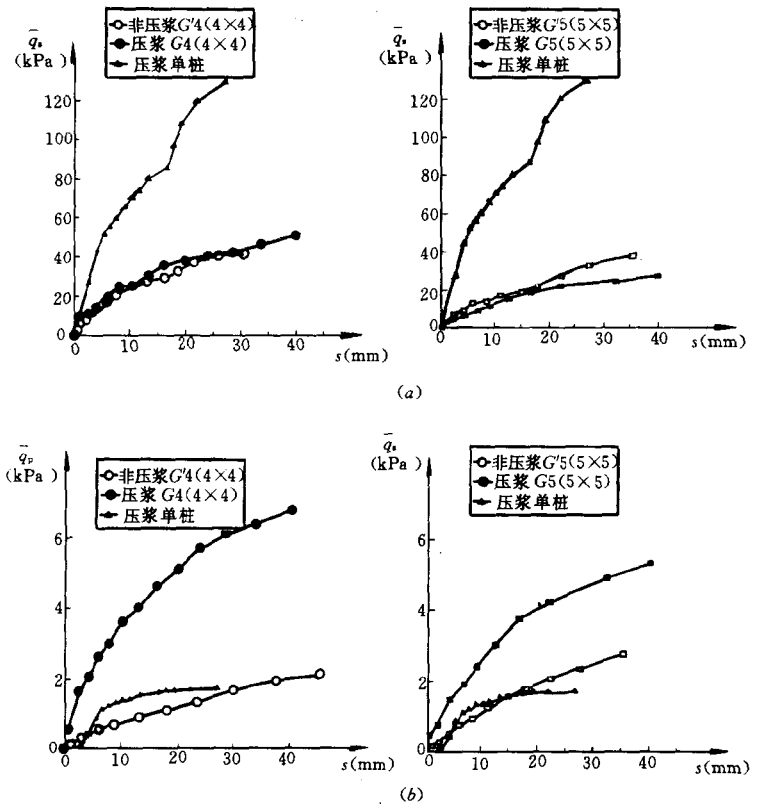


图 3　相同桩距、桩数、桩端持力层压浆与非压浆群桩平均侧阻$\bar{q}_s$、端阻$\bar{q}_p$—沉降曲线

（a）群桩平均侧阻$\bar{q}_s$—沉降曲线；（b）群桩平均端阻$\bar{q}_p$—沉降曲线

距增大而非线性增加。

2. 后压浆群桩桩侧阻力和端阻力特性

由图 3 看出，后压浆群桩的平均侧阻随着沉降的发挥性状与非压浆群桩相似，桩距减小至 3.75d (5×5)，后压浆群桩的侧阻发挥值反比非压浆群桩略低；无论是压浆与非压浆，其群桩侧阻发挥值均低于单桩。由平均端阻随沉降的变化曲线看出，后压浆群桩的端阻发挥值显著高于非压浆群桩，且高于相应单桩。

3. 后压浆群桩的承台土反力特性

根据压力盒测试结果表明，后压浆群桩承台土反力分布型态与非压浆群桩相近，呈马鞍形，承台外区（桩群包络线以外）土反力大，内区（桩群包络线以内）小。压浆与非压浆群桩在极限荷载下内、外区土反力值、分担荷载比列于表 2，极限荷载下内、外区承台平均土反力$\bar{\sigma}^{i}_{cu}$、$\bar{\sigma}^{e}_{cu}$与桩距关系表示于图 4。

压浆群桩与非压浆群桩承台土反力 **表 2**

s_a/d（桩数）		3 (6×6)		3.75 (5×5)		5 (4×4)		7.5 (3×3)	
承台有效面积	内区 A_c^{in} (m²)	5.12		5.32		5.48		5.6	
	外区 A_c^{ex} (m²)	0.74		0.74		0.74		0.74	
处　　理		压浆	非压浆	压浆	非压浆	压浆	非压浆	压浆	非压浆
极限承载力 P_u (kN)			2550	3000	2250	2800	1850	1650	950①
土反力	内区$\bar{\sigma}_c^{in}$ (kPa)		16.8	23.6	37.9	31.8	66.1	90.2	127.1
	外区$\bar{\sigma}_c^{ex}$ (kPa)		110.9	70.2	145.9	75.3	212.0	120.7	190.6
荷载分担比	内　区　(%)		3.7	4.2	8.6	6.4	19.6	30.6	74.9
	外　区　(%)		3.5	1.7	4.8	2.0	8.5	5.4	14.8
	总　合　(%)		7.2	5.9	13.4	8.4	28.1	36.0	89.7

注：①桩端持力层为粉土，其余试验均为厚 0.65m 砾砂。

从中看出，相同条件的群桩，压浆群桩土反力值约为非压浆群桩的 35%～60%，荷载分担比更小（因压浆群桩极限承载力高）。对于压浆群桩，承台内、外区土反力差异相对减小。持力层为粉土的大桩距群桩 (3×3，s_a/d=7.5)，桩间土反力和分担荷载比显著增大。

4. 桩土相对变形特性

通过设置分层标点实测不同桩距压浆与非压浆群桩桩间土竖向变形如图 5 所示。从中看出，对于较小桩距 (s_a/d=3.75)，压浆群桩在工作荷载 ($Q_u/2$) 范围内，桩间土无相对变形，在极限荷载 (Q_u) 下的相对变形很小，非压浆群桩则相对较大。对于较大桩距 (s_a/d=5) 的桩间土相对变形，压浆群桩与非压浆群桩差别不大，前者略小于后者。

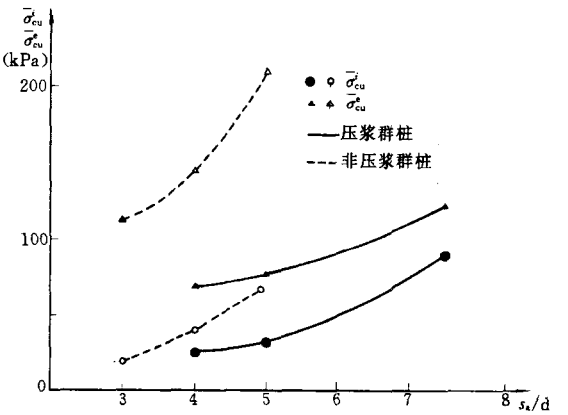


图 4　极限荷载下承台土反力——桩距

5. 后压浆群桩承载变形特性

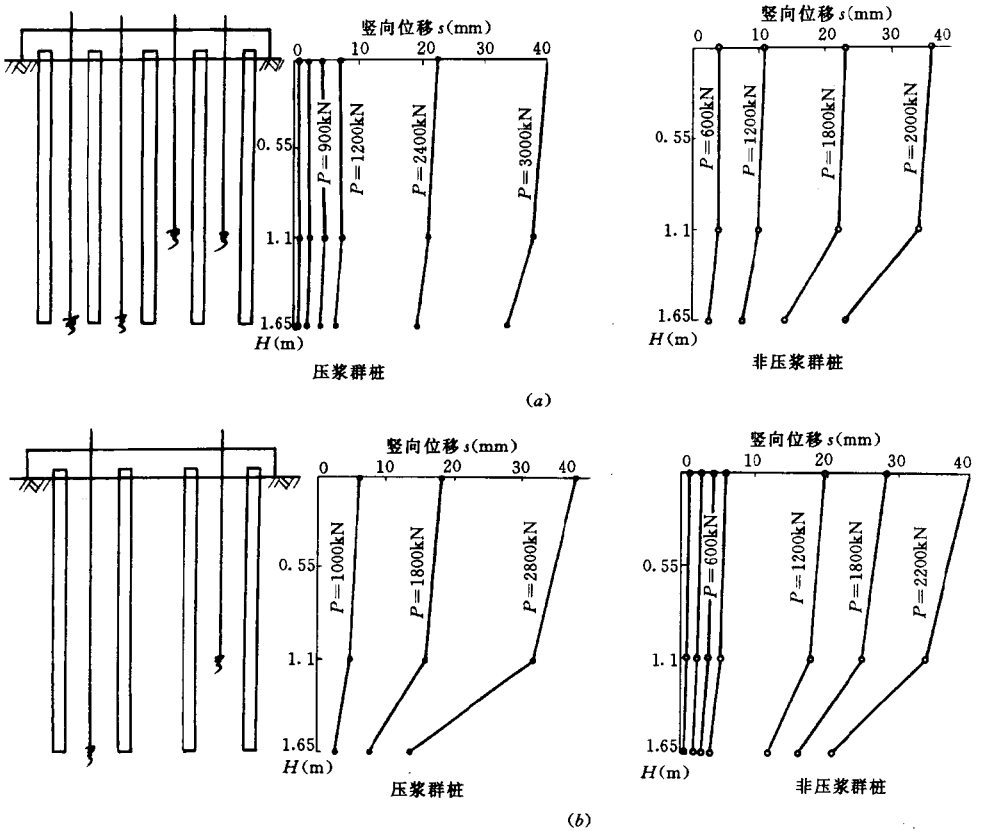


图 5　群桩桩间土竖向变形（桩端持力层为 0.65m 砂砾）

（a）较小桩距（5×5，$s_a/d=3.75$）；（b）较大桩距（4×4，$s_a/d=5$）

后压浆不仅使桩底沉渣和桩侧泥皮固化，而且桩底和桩周一定范围的土体因注浆充填胶结（粗粒土）或劈裂加筋（细粒土）效应而加固，不仅大幅度提高桩的承载力，而且显著增强了桩土的整体性能，改变了桩土相互作用特性。上述模型试验结果反映出如下承载变形特性。

（1）桩群内部桩侧阻力由于桩土整体性增强，相对变形减小，其发挥值较单桩降低。

（2）桩端阻力由于桩土整体性增强，其发挥值显著高于单桩及非压浆群桩（图 4），成为群桩承载力提高的主要因素。

（3）群桩中各桩的刺入变形减小，常规桩距条件下沉降变形以桩端持力层整体压缩为主（图 6）。荷载—沉降曲线较非压浆群桩更趋平缓（图 1）。

（4）承台土反力及其分担荷载比较非压浆群桩减小，尤以桩端持力层为粗粒土情况为明显。

（5）压浆群桩的群桩承载力高于各单桩之和，对于粗颗粒土持力层群桩效率 $\eta=1.1\sim1.5$（$s_a/d=3.5\sim7.5$），细粒土持力层略低。

三、工 程 应 用 效 果

后压浆技术已应用于 35 项高层、超高层建筑桩基工程，现将其中进行沉降观测的 6 项

工程列于表 3。

后压浆工程实测沉降　　表 3

工程名称	桩端土层	桩侧土层	高度(m)/层数	建筑面积(m^2)	桩径(mm)	桩长(m)	桩数	最大沉降(mm)	相对差①异沉降(‰)
天津国贸大厦	粉质粘土	粘性土、粉砂	152/(40+3)	59,600	850	61/47	135	40.0	0.40
宜春邮电大楼	硬塑粘土	粘土	150/(20+1)	15,000	700/800	31	300	13.8	0.26
北京盛福大厦	卵石	粉质粘土、圆砾	100/(25+3)	50,000	1000	14	120	29.5	0.66
北京世界金融中心	卵石	粉土、粉砂、卵石	120/(31+3)	100,000	1000	24	462	20.03	0.38
中国农行山东分行	强风化岩	粉质粘土、粘土	170/(44+3)	80,000	1000	20	146	11.2	0.19②

注：①相对差异沉降—柱(墙)间沉降差/柱(墙)之间距离；

②结构建至 25 层沉降。

四、后压浆群桩基础有关设计问题

根据模型试验揭示的后压浆群桩的承载变形特性及后压浆群桩基础工程沉降观测结果，对这类群桩基础的设计的有关问题提出如下建议。

1. 桩端持力层的选择调整

由于后压浆桩承载力大幅度提高，如何调整设计为最佳，应视实际情况而定，其中桩端持力层的选择调整至关重要。当存在较厚粗颗粒夹层，又无显著软弱下卧层时，可优先考虑减小桩长，调整持力层。现举 4 个工程实例，其一为武汉五洲国际商城 B、C 区，原设计桩端入中风化岩，桩长 58m，采用后压浆，将持力层改为卵砾夹层，桩长减为 36m。其二为北京世界金融中心，原设计将桩端置于第二层卵石层，采用后压浆改为以第一层卵石层为桩端持力层，桩长由 21m 减为 13m。其三为中国农行山东省分行大厦，原设计为嵌岩桩，入中风化岩 (3～4) d，工期长，采用后压浆改以粗粒风化土层为持力层，桩长由 16m 减为 13m。其四为江西宜春邮电大楼，原设计为嵌岩桩，由于基岩岩溶发育，有的桩深达 70m，浅者 20m，相邻桩高差达 20m，施工难度极大，工期长，造价高。考虑到上覆土层 20～30m 承载力较高，改 ϕ1000 嵌岩桩为 ϕ700、ϕ800 的后压浆非嵌岩桩，减小桩距、桩长，通过后压浆形成整体性能好、刚度大的群桩基础。上述经调整持力层的 4 项工程除武汉五洲国际商城外，2 项已封顶，1 项已建至 25 层，沉降小而均匀（见表 3）。

2. 优化布桩

在确定了桩端持力层和桩长、桩径的条件下，应考虑布桩优化问题。首先，桩距应考虑后压浆群桩效应的变化，将通常的最小桩距适当放大，尤其是粗粒土持力层以 (3.0～4.0) d 为佳。

其次，应考虑基础型式优化布桩。对于桩筏基础，当上部结构为刚度很大的全剪力墙结构时，可按均匀布桩；对于刚度不均的框剪结构，宜按内密外疏（核心筒部分适当加密）布桩；对于短粗端承桩，则可按荷载与刚度分布采用变桩径调整布桩。

对于柱下独立桩基，当需布 2～10 根桩时，则应考虑群桩效率优化布桩。压浆群桩桩土理想整体工作，侧阻、端阻理论群桩效率系数 η_s、η_p，可根据等代墩基总侧阻（端阻）/

各基桩侧阻（端阻）之和求得[3]：

$$\eta_s = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)\dfrac{s_a}{d} + 4}{\pi \cdot n_1 \cdot n_2} \tag{1}$$

$$\eta_p = \frac{4(n_1 - 1)(n_2 - 1)\left(\dfrac{s_a}{d}\right)^2 + 4(n_1 + n_2 - 2)\dfrac{s_a}{d} + 4}{\pi} \tag{2}$$

式中 n_1、n_2——群桩中桩的列数和排数；

s_a/d——桩距与桩径之比。

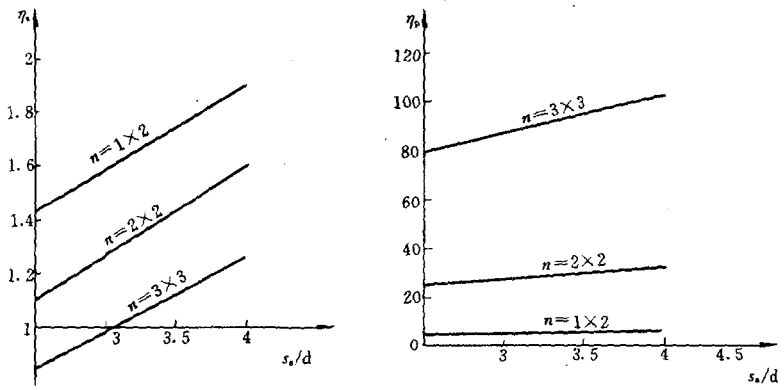


图 6 桩土整体工作侧阻效率 η_s 与端阻效率 η_p 随桩距 s_a/d 和桩数 n 的变化

由图 6 中看出，整体工作条件下侧阻与端阻效率均随桩距增大而增加，两者随桩数的变化相反。因此，为提高柱下独立桩基群桩承载力效率，宜采用桩侧桩底后压浆确保其理想整体工作性能，并根据持力层、桩侧土层性状、侧阻端阻份额等因素，优化桩数（桩径）、桩距。

3. 后压浆群桩承载力估算

（1）群桩效率 η 估算法

在已确定后压浆单桩极限承载力 Q_{uk} 的情况下，对于非端承桩，可按下式估算群桩的极限承载力标准值 P_{uk}

$$p_{uk} = \eta \cdot n \cdot Q_{uk} \tag{3}$$

式中 η——群桩效率，对于粗粒土持力层 $\eta = 1.1 \sim 1.4$（$s_a/d = 3 \sim 5$）；对于细粒土持力层，η 适当降低；小桩距取低值，大桩距取高值；对于短粗端承桩，取 $\eta = 1$；

n——桩数。

（2）侧阻端阻综合群桩效率系数 η_{sp} 和承台土阻力群桩效率系数 η_c 估算法。

在已确定后压浆单桩承载力 Q_{uk} 的情况下，对于粗粒土持力层可按下式估算群桩极限承载力标准值 P_{uk}。

$$P_{uk} = \eta_{sp} \cdot n \cdot Q_u + \eta_c \cdot q_{ck} \cdot A_c \tag{4}$$

$$\eta_c = \left(3\eta_c^i \frac{A_c^i}{A_c} + 2\eta_c^e \frac{A_c^e}{A_c}\right) \Big/ s_a/d \tag{5}$$

式中 η_{sp}——基桩侧阻端阻综合群桩效率系数，各类土按 JGJ94—94 表 5.8.3-1 粉土砂土栏确定；

η_c^i、η_c^e——承台内、外区土阻力群桩效应系数按 JGJ94—94 确定。

对于细粒土持力层，η_c 按式（5）计算值提高 10%～20%。

其他符号涵意见 JGJ94—94。

五、结　论

（1）后压浆群桩由于桩底桩周土体得到加固，桩土整体承载变形性能增强，导致桩土相互作用特性和群桩效应发生变化。相对于非压浆群桩面而言，群桩性状的变化具体反映为桩土相对变形减小，桩群内部侧阻力发挥值降低，端阻力提高，群桩效率降低（仍大于1）沉降变形减小。后压浆桩基工程应用实例表明沉降小而均匀。

（2）鉴于后压浆群桩承载变形性状的变化，对这类群桩基础的有关设计问题应作相应调整，本文建议可供参考。

参　考　文　献

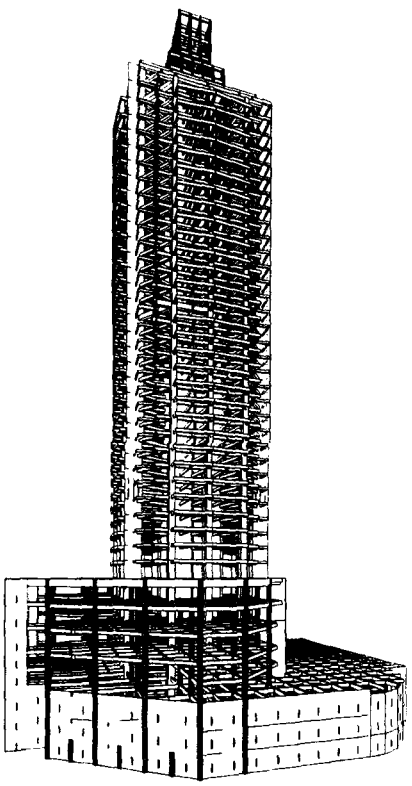
1. 刘金砺，祝经成，高文生，张雁，邹庆详，吴春林，谭永坚. 泥浆护壁灌注桩后压浆成套技术，建筑科学研究报告，中国建筑科学研究院，1998

2. 李华，张震. 群桩基础整体工作性能及计算方法，建筑科学研究报告，中国建筑科学研究院，1996

3. 刘金砺. 竖向荷载下单桩和群桩的承载力. 桩基工程手册. 北京：建筑工业出版社，1995

1.6 采用地基基础与上部结构共同作用计算方法的基础设计实例
——农行山东省分行营业大楼基础设计

迟铃泉　刘金砺　（中国建筑科学研究院地基所，100013）
李家德　华国涛　（济南中建建筑设计院）



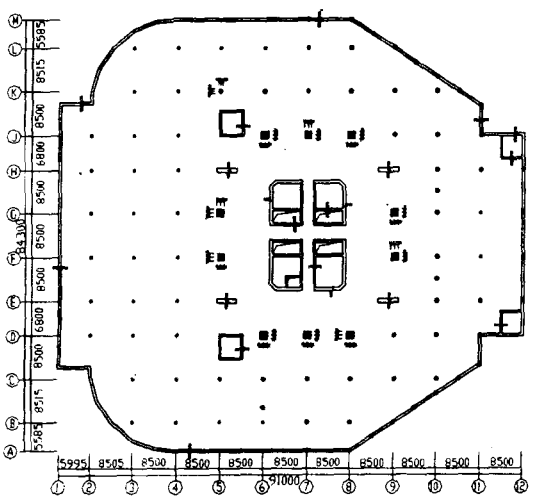


图 1　结构立体和平面图

【提要】 本文介绍采用“带裙房高层建筑地基基础与上部结构共同工作的方法”研究成果设计的农行山东省分行营业大楼基础工程，该工程按承载力与沉降变形双控主楼采用复合桩基裙楼采用天然地基设计，未设置沉降缝和后浇带。由于按共同工作进行设计计算，改嵌岩桩为后压浆非嵌岩桩，桩数由原设计 377 根减为 146 根，工期相应由半年缩短为 40d，社会效益与经济效益显著。

一、前　言

地基基础与上部结构共同作用的研究近二十年来取得了长足的进展，但一直未能付诸应用。建设部八五课题“带裙房高层建筑地基基础与上部结构共同工作计算方法课题组经大型模型试验、工程实测、理论分析、计算程序编制等系统研究，形成了可供实际应用的地基基础与上部结构共同工作计算方法（详见另文介绍[1]）。

农行山东省分行营业大楼工程为集多种建筑功能为一体的综合性建筑，位于济南经七路和纬二路交叉口西南角，占地面积 15600m^2，总建筑面积约 80000m^2。大楼主体地上 44 层，地下 3 层，建筑高度约 170m，为内筒外框结构型式；裙房地下 3 层，地上局部 4 层，大

底盘的主楼与裙房在荷载上与刚度上相差悬殊。原桩基础方案为直径 800～1200mm 的 377 根嵌岩桩，嵌入中风化闪长岩 $3d$～$4d$。

由中国建筑科学研究院地基所承接该大楼基础计算咨询任务，由桩土共同计算软件 SFS-SLPL 与 PKPMCAD 工程部 ZJ 和 TAT 接力计算，进行了多种方案比较，确定主楼采用桩筏基础，基桩为灌注桩结合压浆专利技术的复合桩基方案，裙楼采用天然地基。工程桩基础由中国建筑技术开发总公司施工，基桩静载试验结果以及 1998 年 3 月施工至 25 层的沉降观测来看达到了设计计算目的。

二、地 质 条 件

拟建场地位于泰山隆起与鲁北坳陷交接处形成 NEE 向火成岩侵入体之上。地层由第四系冲-洪积黄土状土、粘性土和粘土混碎石-碎石以及残积土构成，基岩闪长岩厚达 500m 以上。强风化岩层厚度 0.9～9.6m；中风化岩层系冲-洪积黄土状土、粘性土和粘土混碎石-碎石以及残积土构成，基岩闪长岩厚达 500m 以上。强风化岩层厚度 0.9～9.6m；中风化岩层厚度为 16m 左右，本层顶面高差达 12.20m，地下静止水位埋深 9.0m，见图 2。各层土性示于表 1。

地质报告提供筏板以下土层的有关计算参数 **表 1**

层序	土名	状态	层底标高/厚度(m)	土容重 ρ (kN/m³)/含水量 w(%)	孔隙比 e_0/液性指数 I_L	压缩模量 E_s (MPa)	粘聚力 c_k (kPa)	内摩擦角 φ_k	标贯/重Ⅱ型动力触探	承载力标准值 f_k(kPa)	侧阻力极限标准值 q_{sk} (kPa)
⑤	粘土	湿可塑硬塑	29.1-31.8/1.5-3.2	19.3/28.6	0.83/0.32	10.7	36	8	9.8/6.2	200	70
⑥	粘土	湿硬塑坚塑	27.0-1.8/0.7-4.5	20.1/25.3	0.69/0.04	23.9	80	10	12.5/10.9	250	84
⑦	粘土混碎石-碎石	湿饱和中密	25.3-7.5/1.0-3.3			25*	170	16	/13.3	400	100
⑧	粘土	湿可塑含多量风化碎屑残核	23.1-6.3/0.8-3.5	17.4/32.9	1.27/0.56	7.5	60	10	13.3/6.7	240	60
⑨	残积土	湿可塑硬塑中密	17.6-2.3/3.5-8.2	17.4/42.3	1.22/0.49	24.0	34	5.7	/5.1	220	60
⑩-1	闪长岩强风化	中等粒结构块状构造并蚀变	8.6-20.8/0.9-9.6	—	—	50*	—	—	46.1/	500	140
⑩-2	闪长岩中风化	中等粒结构块状构造岩芯采取率 95%	3.12/16.00	—	—	—	饱和单轴抗压强度强风化为 σ_c=5500kPa				
⑩-3	闪长岩微风化	中等粒结构块状构造岩芯致密坚硬	厚达 500m	—	—	—	饱和单轴抗压强度标准值：中风化 frc=7000kPa，微风化 frc=10000kPa				

注：对于勘察报告未提供的参数按经验取值。

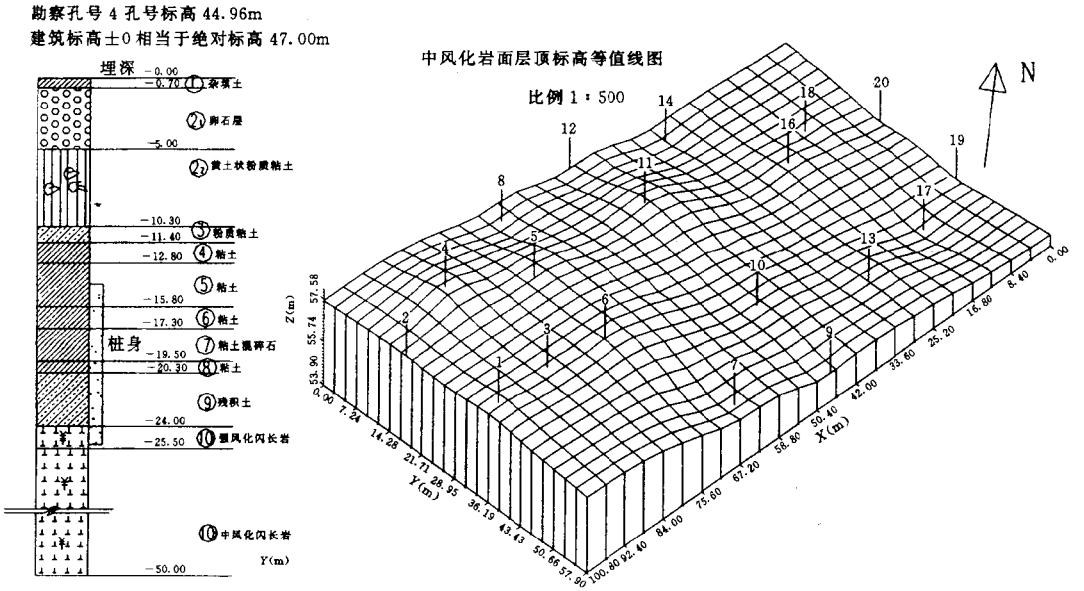


图 2　土层分布及中风化岩面标高

三、共同作用的计算方法

计算中我们提出采用 Mindlin 解的弹性理论法-有限压缩层混合模型，编制了桩土共同工作程序 SFS，兼顾计算精度与计算容量，使得过去很难进行的分层地基桩土参与上部结构及基础相互作用计算分析走向工程实际，它能精确地给出桩基每桩每段、筏箱每个单元及结点、土中任一点应力与变形。本计算可接口高层建筑结构计算软件 TAT，在上部结构计算时进行结构的刚度与荷载凝聚。弹性理论法-有限压缩层混合模型有如下基本假定与简化：

1. 将土看作为分层的，层内各向同性的弹性半空间，各层具有压缩模量 E_s 和泊桑比 V_s，它们都不因有桩的存在而发生变化，这里 E_s 可由工程勘察报告提供。

2. 将桩看作为长度 L、直径 d、在底端直径 d_b 的一根圆桩；桩顶与地表面齐平，并作用有轴向外荷载 P；桩根据长细比划分成 n 个不等长单元，例如取 $N=10$，其精度可以满足计算要求，单元沿桩身圆周作用有均匀分布的剪应力 τ；在桩端作用有均匀的竖向应力 σ_b。

3. 桩身侧面与土之间可按施工工艺及桩侧土应力水平考虑滑移或位移连续；

4. 只考虑桩与桩之间、桩与土之间的竖向位移协调，忽略它们之间的径向位移协调；与弹性理论法不同是单元结点处于单元上下截面，而单元剪应力合力是作用于单元 1/2 高度的，计算 i 单元时取 i-1 与 i 单元各一半计算，这对计算桩顶单元与桩底单元刚度要产生误差，为消除这种误差，我们将桩体分成不等长单元，其中第一个和最后一个单元长度小于其它单元，这样就不存在侧面剪力与桩底正应力的荷载分配问题。

5. 桩-土、桩-桩、土-土单元相互影响及非线性的修正考虑了压缩模量 E_s 粘聚力 c 以及内摩擦角 φ 值的影响。

由于方阵的结点全为筏板结点，并未增加任何自由度，所以空间比较省。如果对精度要求不是特别高，可以对不对称矩阵先进行对称化，这样只形成三角阵，空间可以进一步减少，计算速度也明显提高。

按济南勘察院提供的山东农行岩土工程勘察报告输入有关参数，程序计算时按勘察报告数据共输入18个勘察孔点的座标及土层埋深及地质参数，孔点之间的单元节点深度坐标及物理力学参数按周围勘察孔点数值插值求得。筏板顶面建筑标高－13.30m（相当于绝对标高33.70m）。由程序SLPL根据有限元方法对分层地基与桩体进行单元划分，形成桩土共同刚度。

这样我们将上部结构的刚度与荷载以及桩-土刚度进行凝聚叠加到筏板基于Mindlin中厚板理论有限元计算形成的筏板刚度矩阵中，地基-基础-上部结构共同工作计算方程以下式表示：

$$([K]_{\text{桩-土凝聚刚度}} + [K]_{\text{上部结构凝聚刚度}} + [K]_{\text{筏板刚度}})\{u_{\text{筏板位移}}\} = \{P\}_{\text{上部结构荷载}} + \{P\}_{\text{筏板荷载}}$$

根据TAT软件进行上部结构竖向导荷：

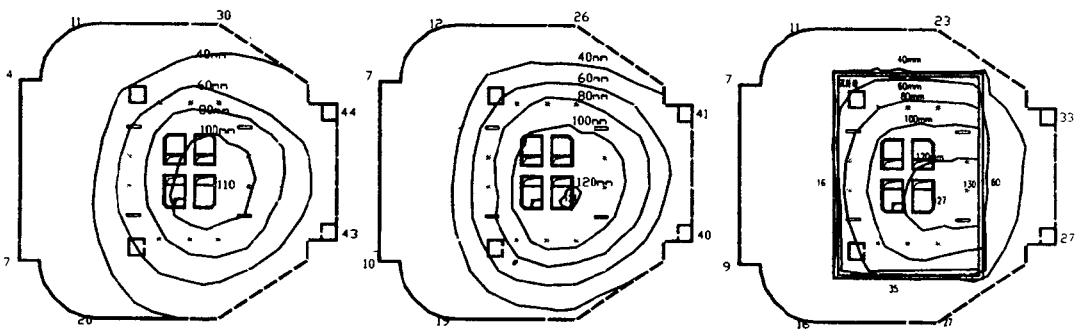
上部结构总荷载设计值：$1.2\times G_k+1.4\times Q_k=1862504\text{kN}$

主体部分总荷载设计值：$1.2\times G_k+1.4\times Q_k=1312994\text{kN}$

另外底板作用1）100%板自重，2）埋深-9.00m水浮力 3）板面10kPa均布荷载。

四、基础方案比较优选

1. 天然地基共同作用计算



天然地基，板厚全为3m　　天然地基，板厚主楼部分3m，裙楼部分1.2m　　天然地基，主楼与裙楼设沉降缝，板厚主楼部分3m，裙楼部分1.2m

图3　天然地基方案

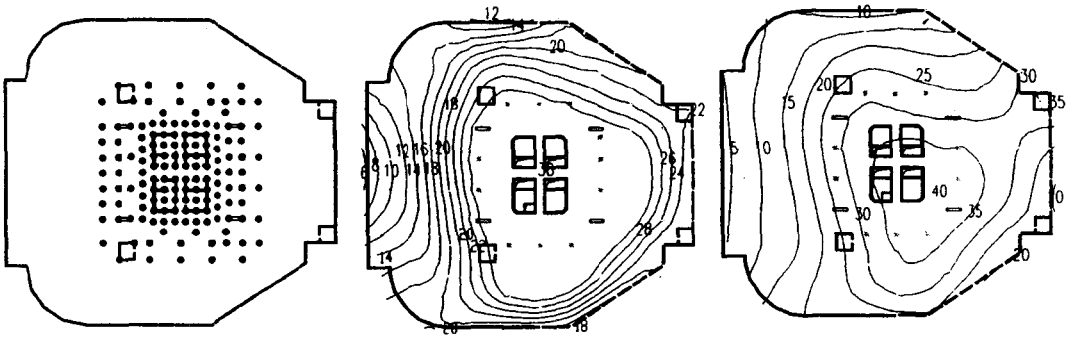
主楼和裙房均采用天然地基筏板基础，经按上部结构-基础-地基共同工作计算分析表明（见图3），主裙楼等厚度（3m）、不同厚度筏板及二者之间设沉降缝三种方案，其底板相邻柱沉降差与柱距之比值分别为3.2‰、4.0‰、13‰，均大大超过了建筑地基基础规范（GBJ7—89）中1.5‰的要求；另外由于地层分布的不均匀性，主楼整体倾斜达2.48‰>1.5‰（设置后浇带），并且底板配筋均严重超筋。对于170m超高层建筑，这些都有不可预测的后果。虽然地基承载力经修正后基本满足要求，但不均匀沉降及整体倾斜是基础与结构无法承受的。

2. 全部由嵌岩桩承担荷载的桩基方案

由建设方提供原桩基设计方案为在主楼区均匀布置377根桩ϕ800～ϕ1200mm中风化

嵌岩桩，嵌岩深度 3d～4d；此方案如果施工桩底沉渣控制不好，容易产生个别桩的应力集中现象；主体部分沉降极小，相反会在裙房处有相对较大的沉降，由此产生较大的负弯矩，对底板受力反而不利，更不用说此方案工程造价高施工工期长施工困难。

3. 桩端桩侧后压浆复合桩基方案



(a)　(b)　(c)

图 4　复合桩基

(a) 桩位图 146 根，桩径 1m，平均桩长 12m；(b) 共同作用分析沉降；(c) 不考虑上部结构刚度沉降图

根据《建筑桩基技术规范》JGJ94—94，主楼采用复合桩基方案，裙楼采用天然地基。桩数共 146 根，平均桩长约 12.0m，桩径 1000mm，每桩一勘孔确定中风化闪长岩顶面标高（如图 1），桩端座于中风化闪长岩顶面以上 0.20m，采用桩端桩侧后压浆钻孔灌注桩，这样一则可以提高非嵌岩单桩承载力 50%，二则这种端承摩擦桩受荷后产生一定沉降，使较好的桩间土能分担荷载。其中筒体下布置 48 根桩，内筒与外框之间布置 37 根桩，主体外框处布置 61 根桩（如图 4a）。内密外疏的布桩方案主要是根据上部结构荷载及次内力分布，起到调整不均匀沉降，减小底板内力的作用。

五、复合桩基承载力、沉降及筏板内力计算

1. 按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 计算复合桩基承载力

单桩极限承载力

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\Sigma q_{sik} \cdot l_i + q_{pk} \cdot A_p$$

$$= 3.14 \times (2.24 \times 70 + 1.5 \times 84 + 2.2 \times 100 + 0.8 \times 60 + 3.7 \times 60 + 5 \times 140) + 1100 \times 0.785 = 5488\text{kN} \quad (1)$$

有关符号意义见规范。这里按 4# 孔取值，但桩进入强风化层深度取所有桩平均进入深度 5m。取后压浆处理承载力提高系数 $\zeta=1.5$，则

$$Q_{uk}' = Q_{uk} \cdot \zeta = 5488 \times 1.5 = 8232\text{kN} \quad (2)$$

复合基桩竖向承载力设计值为

$$R = \eta_{sp} Q_{uk}'/\gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck}/\gamma_c \quad (3)$$

考虑到结构与基础的整体工作性能，取主塔向四周伸出一跨，计算此筏板下桩土复合桩基

承载力，将此面积分成 A_1、A_2 两部分计算。即筒体桩距平均 2.9d 的复合桩基桩数为 n_1 和筒体外围桩距为 5d 的复合桩基桩数为 n_2。基底土承载力只进行深度修正，修正后设计值为 520kPa。A_1 与 A_2 区计算取修正系数时均按主体向四周伸出一跨的承台宽度。Q_{ck}/γ_c 为承台底土修正后设计值 520kPa。

$A_1 = 520.2\text{m}^2, n_1 = 78, \eta_{sp} = 0.85, \gamma_{sp} = 1.65, \eta_c = 0.23$

$R_1 = 330776$(桩) $+ 54892$(土) $= 385668\text{kN}$

$A_2 = 2340.9\text{m}^2, n_2 = 68, \eta_{sp} = 0.95, \gamma_{sp} = 1.65, \eta_c = 0.60$

$R_2 = 322295$(桩) $+ 713706$(土) $= 1036001\text{kN}$

$R = R_1 + R_2 = 1421669\text{kN} >$ 主体荷载 1312994kN

由此主体下桩承担约 50%荷载，地基土承担约 50%的荷载。单桩平均承担约 4470kN，单位面积土平均承担 240kPa。

2. 按上部结构-筏板-桩土共同作用计算复合桩基桩土分担荷载比及沉降

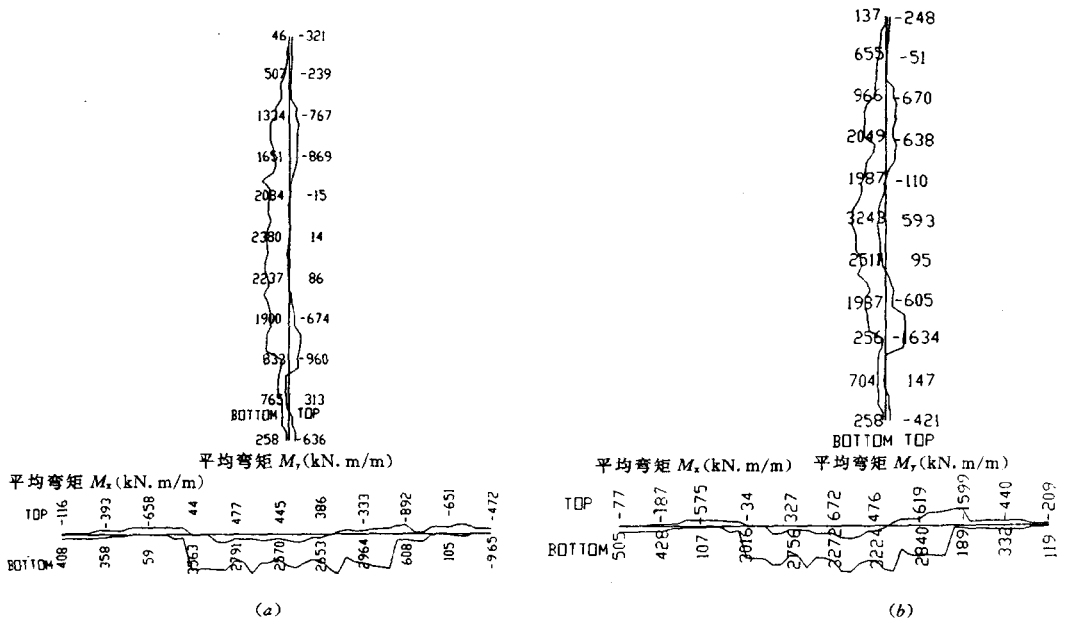


图 5 筏板平均弯矩

(a) 考虑上部结构刚度；(b) 不考虑上部结构刚度

SLPL 程序自动按中风化基岩面标高确定每根桩长，程序计算结果为单桩平均受力 6839.4kN，计算出单桩的刚度系数为 $7.891\times10^5\text{kN/m}$，主体下群桩承担 71%荷载，土分担 29%荷载，这样复合桩基基是按使桩超单桩承载力设计值进行设计的。由图 4b 可以看出最大沉降为 30mm 左右，沉降差完全满足规范要求。当在不考虑上部结构刚度下，底板挠曲明显加大（如图 4c）。程序与规范算法结果的不同是按规范计算时未能充分考虑本工程桩底压缩层为基岩和基桩后压浆引起的变形特性，即基础沉降较小桩间土承载力无法充分发挥，而规范计算公式适用于一般摩擦型桩基。

筏板混凝土强度等级取 C40，主塔并伸出 1 跨范围厚度为 3.0m，裙房部分为 1.5m。由计算出筏板各处内力，根据内力进行配筋。为检验上部结构刚度对于筏板的贡献，在计算

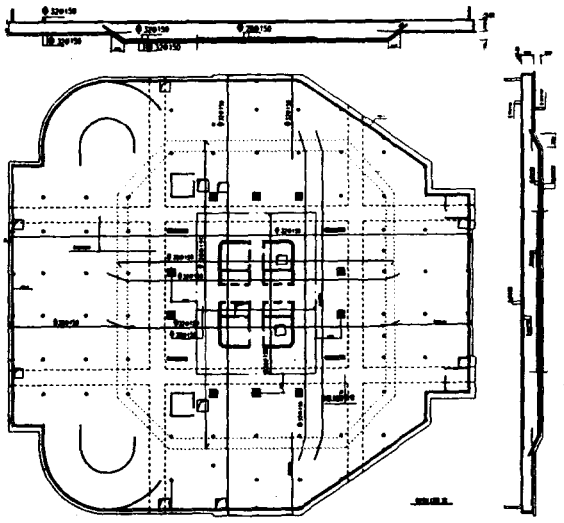


图 6　底板配筋图

内力时按考虑与不考虑上部结构刚度作用进行比较。由图 4*b* 和图 4*c* 比较，不考虑上部结构刚度筏板发生了相对较大的挠曲，相应地，由图 5*a* 和图 5*b* 看，不考虑上部结构刚度筏板平均弯矩要比考虑上部结构刚度筏板弯矩大一些，但由于地基压缩性较小（刚度较大），上部结构刚度的贡献相对有限；另外，主体底板和上部结构刚度之和要远远大于裙楼底板与裙楼上部结构刚度之和，考虑上部结构刚度贡献会在主裙交界处产生相对较大的弯矩值突变。

3. 基桩静载试验与建筑物沉降观测结果

基桩工程共进行 4 组试验，其中 2 组桩端桩侧压浆，1 组桩端压浆，1 组不压浆，由于不压浆桩受周围桩压浆扩散影响，其极

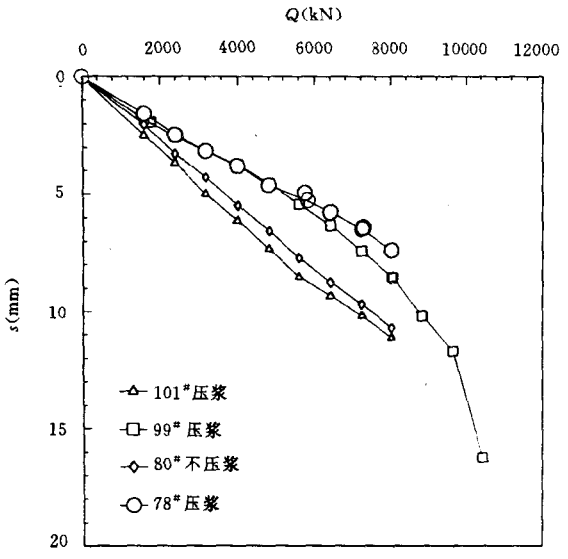


图 7

限承载力未见低于其它桩；四组试验在扣除超灌部分桩侧阻力后竖向极限承载力为 8000kN，满足极限承载力要求。由其荷载-沉降曲线可以看出，在 7000kN 荷载下对应沉降平均为 8.5mm，因此单桩刚度系数为 8.23×10^5kN/m 与程序计算值 7.891×10^5kN/m 接近。由图 8 建筑建至 11 层及 25 层的沉降来看，差异沉降控制得非常好。在达 1/3～2/5 荷载，其最大沉降在 6.3～11.2mm 范围内（图 8 中 7.1 和 11.2mm 两数可能有误），地下三层至地上二层的沉降未包括在内，推算 25 层时最大沉降应在 15mm 内。

上部结构底层柱墙脚由于底板变形导致次内力，一般沉降较大处柱子荷载减少，由于

沉降控制得较平缓，因而柱的次内力全都控制在5%以内（见图8荷载及次内力图），因而上部结构不必采取加强措施。

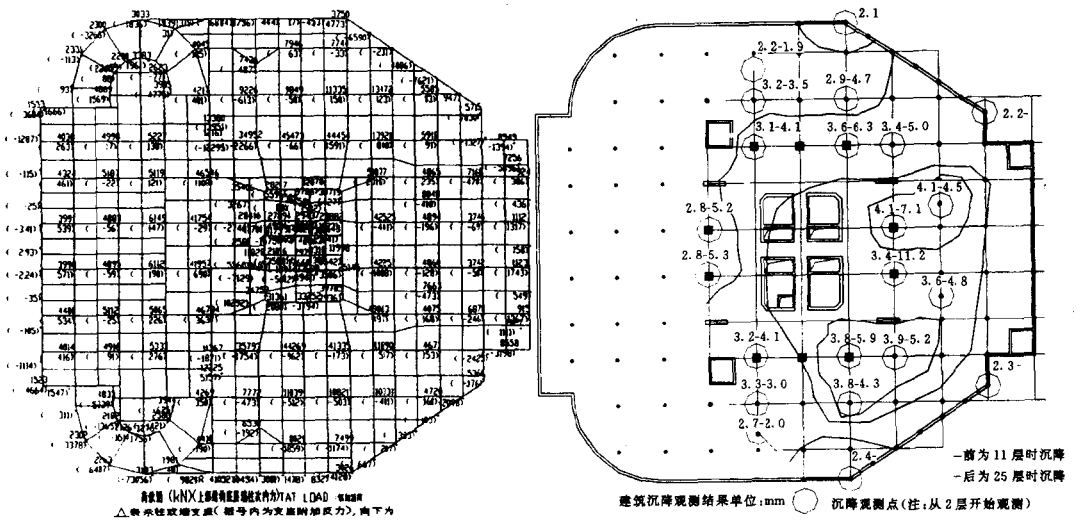


图8　柱墙底端次内力及实测沉降

六、结　论

1. 采用桩土、基础与上部结构共同作用程序SFS计算，使设计趋于先进可靠，布桩趋于合理；利用桩间土和裙房地基土分担荷载，从而减少了桩数；并能确定是否设置后浇带或沉降缝，确定上部结构是否考虑次内力需进行加强等；筏板受力配筋更趋合理经济；大大降低了工程造价缩短了施工工期。

2. 相对于嵌岩桩方案，经后压浆处理非嵌岩桩，使桩产生一定刺入变形从而发挥桩间土承载力、降低筏板负弯矩，提高桩基础承载力的可靠度。

3. 后压浆复合桩基方案经共同工作计算，主裙楼差异沉降较小，可以不设后浇带，因而可以部分利用裙房地基的承载力，并可简化施工。

4. 保证嵌岩桩质量主要取决于清渣质量，如泥皮和沉渣较厚则嵌岩3d-4d也无用；非嵌岩桩经后压浆处理后，基桩承载力得到较大提高，相应沉降较小，根据试桩表明单桩承载力超过济南常规嵌岩桩。

5. 承台底土阻力发挥值除与桩距、桩长、承台宽度、桩的排列、承台内外区面积比有关外，还与桩端持力层力学参数和桩端沉渣、桩侧泥皮等有关。

6. 本工程由于桩端压缩层薄，按共同工作计算带来的效益尚不如压缩层厚的桩基工程。

参　考　文　献

1. 刘金砺、迟铃泉、朱春明、宰金岷、黄强、邵弘. 带裙房高层建筑地基、基础与上部结构共同工作计算方法. 中国建筑科学研究院地基所，南京建工学院，1997

2. 建筑桩基技术规范 JGJ94—94. 中国建筑工程出版社，1995
3. 山东农行营业大楼岩土工程勘察报告书. 山东省城乡建设勘察院，1996
4. PM 及 TAT 软件数据文件. 山东济南中建建筑设计院，1997
5. TAT 软件用户手册. 中国建筑科学研究院结构所，1996
6. ZJ 软件用户手册. 中国建筑科学研究院地基所，1996
7. 迟铃泉. SFS-3D 共同作用计算软件编制说明. 中国建筑科学研究院地基所，1996
8. 迟铃泉，山东农行营业大楼基础设计计算咨询报告，中国建筑科学研究院地基所，1997
9. 山东农行营业大楼基础桩基竖向静载试验报告. 国家建筑工程质量检验中心，1997

1.7 天津软土地区大直径超长灌注桩垂直承载性状的试验研究

池跃君　顾晓鲁　（天津大学土木工程系，300072）
周四思　（铁道部第三勘测设计院）

【提要】 本文通过介绍三根钻孔灌注桩的静载荷试验，揭示出天津地区大直径超长灌注桩的承载力特性及桩的荷载传递特征，并分析了影响其极限承载力的因素。

一、概　述

天津属于软土地区，目前所进行的大直径超长灌注桩较为详细的静载试验及桩身应力测试资料还不多，而且对其承载性状的分析也很少。本文针对天津塘沽滨海彩虹大桥三根较为详细的静载试验数据进行了整理与分析，以了解软土地区大直径超长灌注桩的一些特性。

二、试 验 桩 情 况

1. 地质状况

本工程所处位置位于天津市北塘镇，永定新河与蓟运河汇合入海处，地层为海陆交互相沉积层属软土地基。各桩所处位置地质状况见图 1。

2. 各试验桩参数

桩的设计及施工参数见表 1。

桩的设计及施工参数　　表 1

	1 号 桩	2 号 桩	3 号 桩
桩顶标高（m）	−1.50	−4.50	+2.50
桩底标高（m）	−52.00	−65.00	−52.00
桩　长 L（m）	50.50	60.50	54.50
桩　径 d（m）	1.5	1.5	1.0
长径比 L/d	34	40	55
桩身混凝土等级	C30	C30	C30
成桩工艺	正循环	正循环	正循环

三、试验结果及分析

1. 单桩承载力的确定与桩身轴力及侧摩阻力的分布

三根桩 Q-s 曲线见图 2，承载力见表 2，轴力及侧摩阻力分布如图 1 中所示。

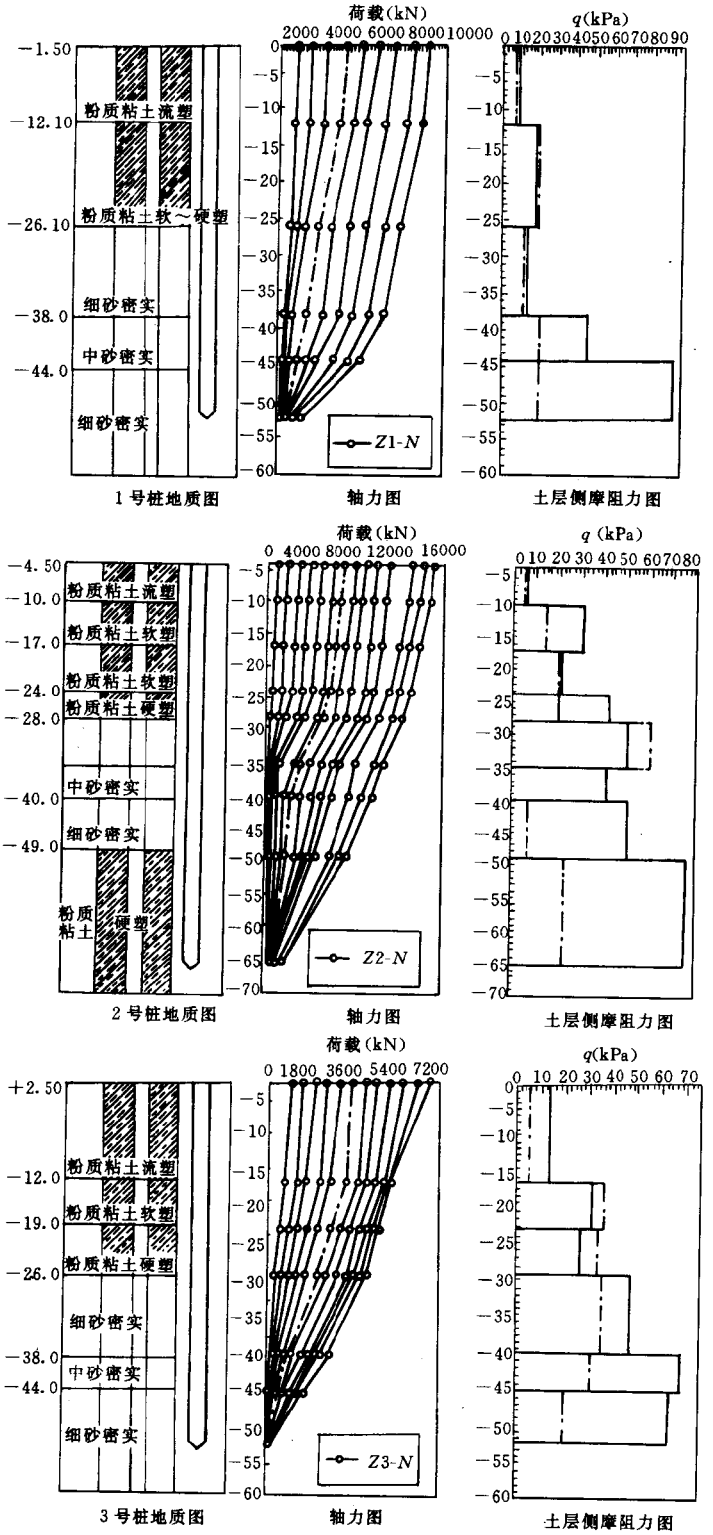


图 1　桩位地质图及桩身轴力、侧摩阻力分布图

（注：轴力图及侧阻分布图中虚线为容许荷载情况，实线为极限荷载情况）

表 2

桩　号	1 号桩		2 号桩		3 号桩	
	Q_u	Q_a	Q_u	Q_a	Q_u	Q_a
承载力（kN）	8000	4000	15000	7500	8500	4250
桩顶沉降（mm）	11.89	3.24	32.30	5.30		7.09
侧摩阻力（kN）	7120	3707	13141	6780		4213
端阻力（kN）	880	293	1859	750		37

注：Q_a 指容许承载力；Q_u 指极限承载力。

2. 荷载-沉降特性

对于泥浆护壁作业，桩端有一定沉淤的钻孔灌注桩，由于桩底沉淤强度底，压缩性高，其 Q-s 曲线呈陡降型，近于纯摩擦桩。因此，从本试验 1 号桩与 2 号桩的 Q-s 曲线可推测出其桩端存在较厚的沉渣。其原因是对超长桩，现有的施工工艺不可能将孔底沉渣完全清除干净，且施工中采用了正循环。若要提高端阻，应采用反循环施工，提高排渣能力，减少桩底沉渣。

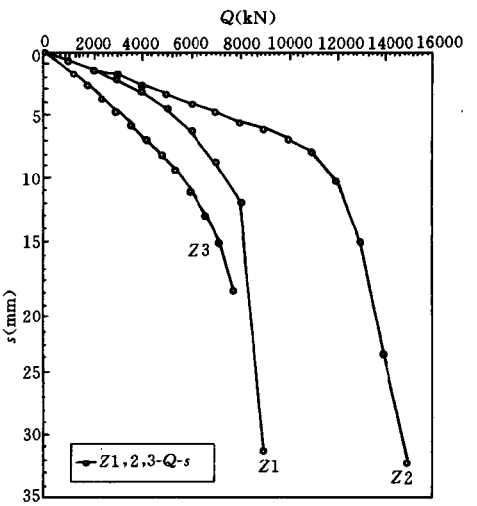


图 2　Q-s 曲线图

由 Q-s 曲线看出，对于长径比较大的 3 号桩，其 Q-s 曲线为缓变形，破坏为渐进破坏。而 1 号桩、2 号桩长径比较小，其 Q-s 曲线为陡降型，属于急进破坏。可见 L/d 对荷载-沉降特性的影响是较大的。其原因之一是 L/d 的增大使得桩身压缩量增大，从而使桩上部的位移相对较大，这样桩上部土层的极限侧摩阻先于下层发挥，而此时下部土层还远未达到极限侧阻。这一点可从图 3 和图 1 中看出。此外随着荷载加大上部土层呈现软化现象。当下部土层发挥极限侧阻时，由于上面土层的软化使桩的极限承载力有所损失，这样随着桩沉降加大而承载力提高却不太多。这种土层侧阻逐次发挥及软化效应使 Q-s 曲线线型改变。

同时从图 2 中还可以看出，加大桩长会明显减小沉降，适当加大桩径对提高承载力有益，但桩径的增大会造成混凝土用量过多，因此设计中应找到一个合理的长径比。

3. 桩的荷载传递特征

1 号桩与 3 号桩侧土平均侧阻 q_s 与桩土间相对位移 δ 的关系，如图 3 所示。从图 3 中 δ-q_s 曲线图上可看出，粘性土发挥极限侧阻所需位移较小，而砂土所需位移较大。同时可见，1 号桩与 3 号桩土质状况完全相同，但 1 号桩－26.0～－38.0m 处的细砂层中的桩侧摩阻极限值明显低于 3 号桩该处细砂层中的桩侧摩阻极限值，并且 1 号桩该处细砂层中的桩侧摩阻极限值比其上层粉质粘土中的侧摩阻极限值还低，难以被人接受。该土层严重削弱了桩的总侧摩阻力。造成该土层极限侧摩阻力降低的原因可能是由于 1 号桩直径较大钻孔后该细砂层松弛效应明显，使原本密实的土体结构松散，同时形成的泥皮过厚，从而大大降低了桩侧摩阻力。

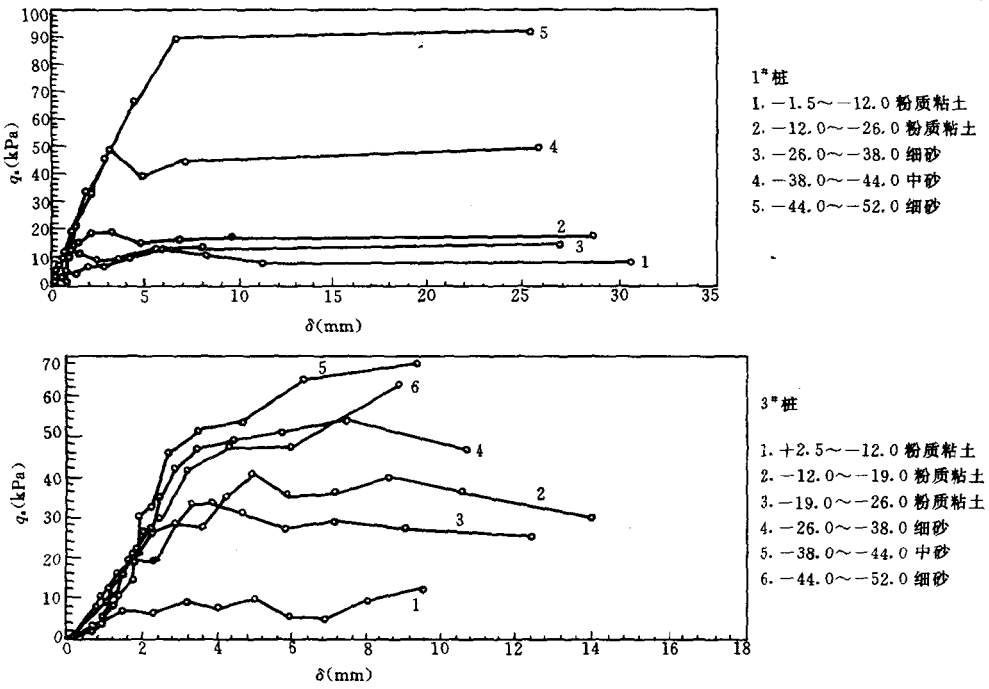


图 3 δ-q_s 曲线图

4. 侧阻较低原因的分析

从表 2 中看出，三根桩的极限侧阻较天津地区经验值为小，而且可看出桩径越大，极限侧阻减小趋势越大。如对于桩径（$d=1.5$m）较大的 1 号桩与 2 号桩来说，其总极限侧阻力相对更小。造成这种状态的原因，一方面是由于施工中采用泥浆护壁的泥浆比重过大，形成的泥皮过厚，导致侧阻力降低；另一方面，因为钻孔灌注桩为排土桩，当钻孔完成后，孔壁应力释放，且随着桩径的增大，孔壁应力释放越多。这种卸载作用，使土的天然结构松动或破坏，土体抗剪强度降低，从而降低了桩侧摩阻力。

5. 桩端阻与侧阻的分布特征

在天津这样的软土地基中，其下没有坚硬岩层或砾石层，桩体呈摩擦型。从本次试验数据表 2 中可看出，三根试桩端阻所占比例很小。在极限荷载作用下，最大的端阻只占桩顶总荷载的 13%。虽然 1 号桩在 9000kN 时端阻比例可达 15%，但此时桩顶已产生了不允许的沉降。在容许荷载作用下，三根桩端阻所占比例更小，分别为 7.3%、10%、0.8%。

6. 提高超长桩的承载力的有效措施

文献 [1] 中采用泥浆护壁灌注桩后注浆技术对天津保税区国贸大厦超长灌注桩（$L=56$，$d=800$）桩底后注浆加固。桩侧阻力、端阻力与未注浆相比较，距桩底 10m 范围内的细砂层极限侧阻 q_{su} 提高 73%，极限端阻 q_{pu} 提高 141%。由本试验看出，大直径桩在砂土层中其极限侧阻易于被削弱。因此，建议在大直径超长灌注桩采用后注浆技术，以改善桩侧阻与端阻性状。

五、结　论

由上可见，对于天津这样的软土地基及其土层中的大直径超长灌注桩，可得出如下结

论：

1. 桩的承载性状属摩擦型，端阻所占比例很小。长径比对超长桩的荷载-沉降特性有很大影响。同时土体的软化也影响着桩的承载特性。

2. 桩的荷载传递特征如图 3 所示，砂土中发挥极限侧阻所需位移比在粘性土中大。

3. 大直径钻孔桩孔壁由于砂土应力松弛原因影响桩的极限侧阻力，桩径越大，侧阻降低越多。

4. 采用反循环后注浆法可改善软土地区大直径超长灌注桩的端阻及侧阻性状。

参 考 文 献

1. 刘金砺、祝经成. 泥浆护壁灌注桩后注浆技术及应用. 建筑科学，1996 (2)
2. 刘金砺. 竖向荷载下单桩和群桩的承载力. 桩基工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1995
3. 张雁、李华等. 软土地基超长灌注桩承载力试验研究，中国土木工程学会第七届土力学及基础工程学术会议论文集，北京：中国建筑工业出版社，1994
4. 董金荣、郑朝辉. 超长大直径钻孔灌注桩检测结果分析. 桩基工程设计与施工技术，北京：中国建材工业出版社，1994. P216～221

1.8 夯扩桩的扩大头形成机理和承载力研究

刘金波　（中国建筑科学研究院地基所，100013）
凌光容　（天津大学建筑设计研究院）

【提要】 夯扩桩是近年来发展起来的一种新的桩型，它是在普通沉管灌注桩的基础上发展起来的，一般利用内夯锤与通心沉管的共同工作，边沉管边用内夯锤夯击沉管内的土体，当沉管沉到设计标高后，在管内灌入混凝土进行夯击，经过几次或多次灌入混凝土夯击，形成桩扩大头，同时对扩大头周围的土体进行挤密，改善桩端土的性质，提高桩的端阻力，后灌入桩身混凝土，形成整个夯扩桩。本文根据试验就夯扩桩扩大头的形成机理，形状，及此种桩的承载力进行了分析研究。

一、扩大头形成机理及形状

扩大头是受到内夯锤夯击的混凝土在土体中运动形成的，因此首先研究夯击过程中锤底产生的动应力。

1. 锤底产生的动应力的研究。

套管内的土体在内夯锤的冲击作用下，由于巨大的冲击力远远超过土的强度土体被压缩，产生较大的瞬时沉降，锤底土形成土塞向下运动。在冲击荷载作用下，粘滞力影响可不计，其基本方程为：

$$m\ddot{S} + KS = 0 \tag{1}$$

式中　m——内夯锤的质量；

S——接触面沉降量；

$\ddot{S}$——接触面沉降量对时间的二阶导数；

K——加荷弹性常数，$K = \dfrac{2RE}{1-\mu^2}$；

R——为内夯锤半径；

E——为土的压缩模量；

μ——为土的泊松比。

初始条件为 $S|_{t=0}=0$

$$\dot{S}\,|_{t=0} = V = \sqrt{2gh} \tag{2}$$

根据（2）式条件解（1）式方程得：

$$S = \frac{V}{\omega}\sin(\omega t) \tag{3}$$

锤底动应力：

$$\sigma = -\frac{m\dot{S}}{\pi R^2} = \frac{VK}{\pi R^2\omega}\sin(\omega t) = \frac{\sqrt{2ghmK}}{\pi R^2}\sin(\omega t) \tag{4}$$

式中 $\omega = \sqrt{K/m}$ 为加荷角频率，从式可知在内夯锤的重量和落距一定的情况下，夯锤对土

产生的动应力与加荷弹性常数 K 成正比，而 K 又与土的压缩模量 E 成正比，随着夯击次数的增加，土体的被挤密，土的压缩模量 E 逐渐增大，加荷弹性常数 K 逐渐增大，因此内夯锤夯击产生的动应力逐渐增大，这就是夯击过程中被夯击的混凝土的受力的变化规律。

2. 动应力在土中分布的研究

国内外就动应力在土中分布进行了一定的研究，H. Brandle 和 W. Sadgorski 通过试验得出了在重锤夯击下，土中动应力等值线图，如图 1。其土体为泥碳和泥碳似的砂质粉土，从图中可以看出，锤底动应力扩散很慢，到 2m 以下扩散加快，与静载的应力等值线图是以竖向为长轴的椭圆形不同，动应力等值线水平方向扩散宽，而竖向衰减快，似一扁椭圆形。这主要因为根据侧压力系数公式 $\zeta=\frac{\mu}{1-\mu}$ 式中 ζ 为侧压力系数，μ 为土的泊松比。在冲击荷载作用下，土体结构破坏，μ 增大。因此侧压力系数增大，侧压力增大。国内太原工学院在自重性湿陷黄土中进行了动应力等值线的测量得出了与 H. Brandle 和 W. Sadgorski 类似的结论：即动应力等值线在土中沿水平方向宽度大于竖直方向高度。

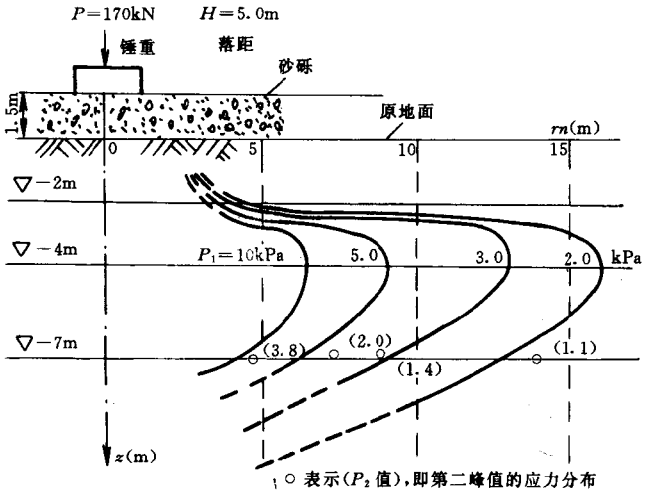


图 1　土中动应力等值线

3. 夯扩桩扩大头的形成机理及形状

夯扩桩在施工过程中填入的混凝土，在冲击荷载作用下，相当于携带一定的能量。在移动过程需克服土阻力，将一部分能量传给其周围的土体，本身携带的能量逐渐减小，直到和土阻力平衡，填充的混凝土停止运动。填料再夯击，从前面对锤底的动应力分析可知，夯击产生的动应力随着夯击次数的增加逐渐增大。因此被夯击的混凝土，携带比上次混凝土更多的能量，对前面的混凝土有一种前推的作用，强迫前面的混凝土继续运动，也就使桩的扩大头逐渐增大，从公式（4）中可知，在锤重和落距一定的条件下，锤底最大动应力 $\sigma_{max}=\frac{\sqrt{2ghmK}}{\pi R^2}$。随着混凝土的填加和被夯击，$K$ 逐渐增大，当其接近定值时，σ 接近常值，被夯击的混凝土携带的能量接近定值，后填加的混凝土不能使前面的混凝土继续运动。也就是在落距和锤重一定的情况下，桩的扩大头不可能无限制的增大，继续夯击只能增加桩扩大端的密实度，减小内夯锤的贯入度。从动应力等值线图可看出，其水平方向宽，竖向短。动应力等值线反映了能量在土中消耗的规律；即水平方向能量消耗的慢，而竖直方

向能量消耗的快。吸收夯击能的混凝土在土中的运动具有类似的规律；即侧向移动大于竖向移动，最终形成的扩大头水平方向宽，竖向短，和动应力等值线的形状相似。

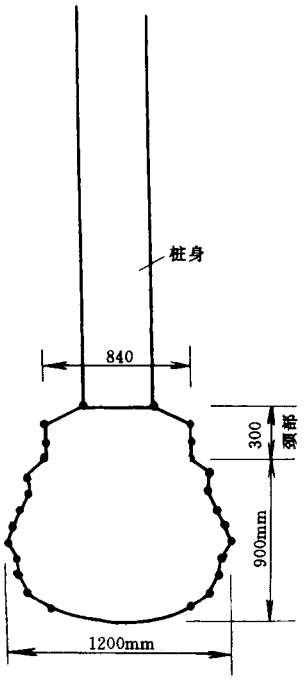


图 2

桩端持力层的土质不同扩大头的形状不同，夯扩桩的持力层一般选在碎石土、砂土，或承载力较高的粉土，粘土。对于粒径较大的土如碎石土砂土，由于其粒径较大，粒间咬合力大，因此在冲击荷载作用下，携带能量的混凝土首先需克服土颗粒的咬合作用消耗能量。由于咬合作用的被破坏，土体结构沿水平和竖直方向被破坏，被夯击的混凝土沿水平方向和竖直方向运动，最终形成上大下小的扩大头，也就是有些资料提的“萝卜状”。国内以碎石土为持力层形成的桩扩大头也具有类似的规律。对于粉土，粘土由于其颗粒直径小，颗粒间的咬合作用小，在冲击荷载作用下，由于土本身的强度远远小于内夯锤夯击所产生的应力，土体发生剪切破坏，形成土塞向下运动，由于土塞的作用，使下部土体结构发生破坏，泊松比 μ 增大，侧压力增大。因此在颗粒较小的粉土粘土中，桩扩大头形状为上部直径小，下部直径大，也就是有些资料提的“灯泡形”。图 2 为某工程夯扩桩扩大头的实际开挖的形状及尺寸。此工程桩端土层为粘土。夯扩桩扩大头的形状还与锤底动应力有关，动应力越大扩大头的竖向高度越大，即图 2 所示桩扩大头颈部越长。总的来说，夯击能和桩端土的性质主要指粒径大小，是影响扩大头形状的两个主要因素。

通过对夯扩桩扩大头的形成机理及形状的研究，对于我们在设计施工中，针对不同的土层如何控制扩大头的形状，使其朝有利于提高桩的竖向承载力的方向发展，以及夯扩桩的合理桩距的选择都具有一定的意义。

二、关于夯扩桩承载力的计算

1. 根据夯击参数估算总端阻力

从前面桩的扩大头的形成过程来看，由于多次夯击，扩大头周围的土体一方面被挤密，随着离桩边的距离的增大，挤密的效果越弱。另一方面，由于夯击产生的超孔隙水压力，使扩大头周围的土体重心固结。因此扩大头周围的土体的各项指标都发生很大的变化，很难确定。而扩大头的形状虽然分析它和动应力等值线形状相似，但确定出其准确尺寸还有一定困难，本文拟用内夯锤最后的贯入度来计算桩的承载力。设内夯锤的最后贯入度为 S_0，落距 H，则可得如下方程

$$\begin{cases} V_0 - at = 0 \\ S_0 = V_0 t - \dfrac{1}{2}at^2 \end{cases} \tag{5}$$

式中 V_0——内夯锤与夯击面接触瞬间的速度；

t——夯锤接触夯击面到停止运动的时间；

a——内夯锤在土中运动的加速度。

解上述方程组（5）可得出 $a=\frac{V_0^2}{2S_0}=\frac{2gH}{2S_0}=\frac{gH}{S_0}$，根据牛顿定律 $F=ma=\frac{mgH}{S_0}$。从上可以看出，贯入度越小，桩所能承受的荷载越大，因此其承载力越大，其承载力与最后一击的贯入度有关。其极限总端阻力标准值可按下式计算

$$pu=\eta\frac{mgH}{S_0} \tag{6}$$

η 为一小于 1 的系数，根据笔者的统计 $\eta=(0.5\sim0.8)$

2. 静载试验比较验证

夯扩桩试验场地静载试桩基本资料及静动（夯）载比较分别列于表 1、表 2、表 3。

地基工程性质表 **表 1**

地层序号	成因时代	岩土名称	厚度 (m)	层底标高	岩土描述	状　态	地基土承载力标准值 f_k (kPa)
1		杂填土	3.4～3.6	−3.40～−3.60	杂色，以粘性土为主，含建筑垃圾	可塑～软塑	
2	Q_4	粉土	2.1	−5.50～−5.70	棕灰色—灰黄色砂感明显，具锈斑有灰斑可见云母	可塑～软塑	130
3	Q_4	粉质粘土	4.5～4.8	−10.00～−10.40	灰黑色，有砂感具水平层理，含贝壳碎片	可塑～软塑	90
4	Q_4	粉土	1.6～2.0	未穿透	黑灰色，有明显砂感，可见云母，偶见贝壳碎片	可塑～软塑	120

注：桩端持力层为第二层土即粉土。

试验桩基本资料表 **表 2**

桩号	施工日期	试桩日期	桩长 (m)	桩径 (mm)	锤落距 H (m)	锤重 mg (kN)	空击贯入度 S_0 (mm)
1	1997.1.28	1997.3.5	4	450	4	35	100
2	1997.1.28	1997.3.8	4	450	4	35	150
3	1997.1.28	1997.3.13	4	450	4	35	120

静　动　比　较 **表 3**

桩号	静　载　试　验			夯　击　试　验	
	Q_u (kN)	Q_{su} (kN)	$Q_{pu}=Q_u-Q_{su}$ (kN)	$\frac{mgH}{S_0}$	$\eta=\frac{Q_{pu}\cdot S_0}{MgH}$
1	1200	150	1050	1120	0.8
2	920	150	770	747	0.8
3	1100	150	950	934	0.8

注：$Q_{su}=u\Sigma q_{sk}l=0.45\times3.14\times22\times4=124$kN。考虑挤土效应，取 Q_{su}=150kN。Q_{su}为总极限侧阻。

三、结　论

1. 夯扩桩扩大头的形成过程就是携带能量的混凝土克服土阻力运动而耗能的过程，其

形状和动应力等值线的形状相似。

2. 影响夯扩桩扩大头的形状的两个主要因素是桩端土的性质和夯击的能量，当土的粒径较大时，如砂土、碎石土等，扩大头上部直径大下部小。当土的颗粒直径小时，如粉土、粘土，其扩大头直径上部小下部大。

3. 夯击能及最后几击的贯入度是确定极限端阻力的依据，总极限端阻力可按下式计算 $Q_{pu}=\eta\frac{mgH}{S_0}$。其中 $\eta=0.5\sim0.8$ 渗透性高者和非饱和土取高值，总的来说 η 值宜通过更多的静动（夯）对比试验确定。

参 考 文 献

1. 钱家欢、殷宗泽. 土工原理与计算（第二版）. 北京：水利水电出版社，1996
2. 阎明礼. 地基处理技术 北京：中国环境科学出版社，1995
3. 王国体. 端夯扩沉管灌注桩的承载力计算与静载对比. 建筑结构，1996（4）
4. 梅世科. 无桩靴夯扩桩单桩承载力分析. 建筑结构，1995（19）
5. William J. Neely，Bearing Capacity Of Expanded-Base Piles In Sand，ASCE Voll. 116
6. 朱占林、丁小学. 夯扩桩的性状及其成果判释. 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 同济大学出版社，中国建筑工业出版社，1991

1.9 软土地区超长灌注桩承载性状的讨论

郑刚　顾晓鲁　许少军　郭小禾
（天津大学建筑工程学院，300072）

【提要】 超长灌注桩是近年来随着高层建筑在软土地区的大量兴建而出现和被广泛采用，桩长 40～100m 不等。本文根据现有的实测和研究资料，对超长灌注桩的荷载传递性状、群桩承载力沉降计算等进行了讨论。

一、前　言

灌注桩问世 100 年来，灌注桩在建筑工程中的应用近年随着高层建筑的发展，逐渐向大直径、超长度发展，其中前者主要应用于基岩埋藏较浅的地区，而后者主要应用于坚硬持力层埋藏较深的软土地区，并在天津、上海、福州等地得到了较多的应用，桩的长度已由以前常用的 20～40m 发展到现在的 40～100m。可以预测，随着超高层建筑物的兴建，采用的灌注桩长度可能会有进一步加长的趋势。

以天津市区为例，直至 90 年代以前，预制桩在高层建筑中还在采用。预制桩在天津高层建筑的使用典型例子为天津国际大厦和天津凯悦饭店。凯悦饭店位于天津海河西岸，地上 20 层，地下一层，地面以上高度 71.8m，采用了边长 35×35cm、长度 21m 的预制桩。天津国际大厦地上 38 层，地下 3 层，建筑高度 132.3m，采用边长 45×45cm、长度 27.2m 的预制桩。前者为天津市第一家四星酒店，后者为天津市最早的超高层建筑物，为中港合资的高级写字楼，对沉降要求均很严格。然而，即使采用了较浅的持力层，建筑物使用依然良好[1]，国际大厦沉降目前 7cm 左右，估计最终沉降为 10cm。与此形成鲜明对比的是，近年来，天津市类似国际大厦的高层建筑采用灌注桩基础时，桩的入土深度多在 50～66m，有效桩长 40～55m。上海、福州等地也是类似情况。

我们知道，目前最新的“建筑桩基技术规范”(JGJ94—94)，其水下钻孔灌注桩竖向承载力参数编制是依据《建筑地基基础设计规范》(GBJ7—89) 的预制桩竖向承载力参数并结合水下钻孔灌注桩的实测进行修正而得的。由于近年超长灌注桩的大量采用，因此，有必要对其荷载传递性状、群桩基础工作性状进行专门研究。作者根据近年所见的实测及研究成果，试图对超长灌注桩以上问题进行讨论与分析，抛砖引玉，期望能引起对超长灌注桩的专门研究的重视。

二、超长灌注桩的荷载传递性状

1. 长桩的实测资料分析

桩的荷载传递一直就是关于桩的研究的一个重点，虽然研究早已指出，对一般非端承桩，桩的摩阻力的发挥通常要早于端阻力的发挥；极限侧摩阻力发挥所需要的位移远小于极限端阻力的发挥，但依然采用了下式计算桩的极限承载力：

$$R_{u,k} = A_p q_p + u_p \Sigma q_{sui} l_i \tag{1}$$

并按下式将桩的极限承载力除以分项系数得到承载力设计值：

$$R = R_{u,k}/\eta_{sp} \tag{2}$$

上式的前提就是桩的侧摩阻力沿整个桩长均能发挥至极限，同时桩端土也能发挥出极限承载力。然而，人们在计算长度较大的灌注桩承载力时，往往或按上式计算，或者，出于对长桩端阻力是否能发挥的担心（当然也耽忧沉渣的存在）而不计长桩的端阻力。

张忠苗、汤展飞、吴世明[2]对杭州某试桩进行了桩顶沉降量和桩端沉降量的实测，试桩桩长 45m，桩径 ϕ1000。试桩结果见图 1。桩端在第五级荷载 7459kN 时才出现微小沉降 s_1 = 0.31mm，此时桩顶沉降 s_2 = 7.90mm；第六级荷载 8702kN 时，s_1 = 1.52mm，s_2 = 10.98mm；第七级荷载 9945kN 时，s_1 = 9.8mm，s_2 = 20.59mm，当桩顶荷载接近极限承载力时，桩端沉降才大幅度增加，以后增加的荷载主要由桩端来承担。文献 [2] 根据实测分析认为，桩侧极限阻力的确定应以桩端沉降量来确定，定义桩端沉降量达到约 2mm 所对应的桩顶荷载为极限端阻力的值。并认为，对清孔不是十分干净的桩，由于其侧阻力是从地表至深层逐步发挥的，所以各土层由于土的性状不同其各层阻力发挥状态也不一致，等到接近桩端处阻力发挥时，桩上部土层的阻力已几乎完全发挥，所以，一般静力经验公式按各层摩阻力平均值来计算桩侧阻力显然是不合理的。

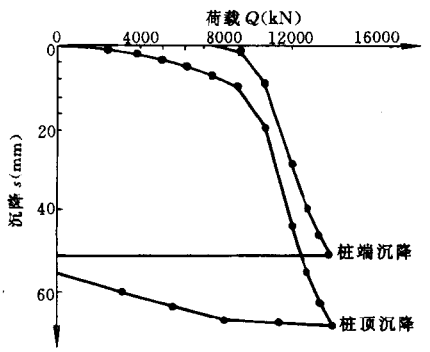


图 1　实测桩顶及桩端 Q-s 曲线

实际上，长桩问题不仅仅是上述侧摩阻力发挥情况问题，长桩端阻力发挥问题是长桩荷载传递机理研究的另一个令人困扰的问题。从上述实测结果来看，桩端沉降的明显出现是在桩顶荷载超过桩的工作荷载以后。徐顺兴[3]报道了上海某工程的两根试桩，试桩桩径为 ϕ800，桩长 43.20m。试桩结果见图 2。

试验时每级加载 400kN，第一级为 800kN。当试桩加载到 2800kN 时，两根试桩桩端应力计和沉降表都还没有变化，端阻力为零。此时两根试桩桩顶沉降分别为 5.16mm 和 5.12mm，此沉降实际上为桩身弹性压缩。当荷载加到 3200kN 时，测得 1 号试桩桩端沉降为 0.20mm，端承力为 36kN，此时桩顶沉降量为 6.32mm。2 号试桩情况相同。

由图 1、图 2 可以看出，由于桩身本身的弹性压缩，桩身上部的下沉总是大于下部。大量试桩资料统计表明，40m 以上的长桩在工作荷载下对应的沉降通常只有几个毫米，对应于以上实测资料，此时桩端沉降几乎为零，桩端处土层阻力难以发挥。一般认为，在粘性土、粉土中，充分发挥摩阻力所需的桩土相对位移为 5～10mm，在砂性土中则为 10mm 左右。国外实测资料证明桩侧摩阻力充分发挥实际所需位移远大于此，并与桩径、工艺及土层土性有关。因此，在桩顶沉降只有几个毫米的情况下，考虑到桩身压缩，桩身下部侧摩阻力是很难有多大程度的发挥的，而桩身上部的摩阻力确有较大程度的发挥。作者对文献[4]所报道的上海某工程的试桩资料进行了分析，考察了试桩在最大试桩荷载、允许承载力、极限承载力时的侧摩阻力沿桩身的分布情况。这里给出一根桩长 41m、桩径 920mm 和一根桩长 80m、桩径 860mm 的结果。

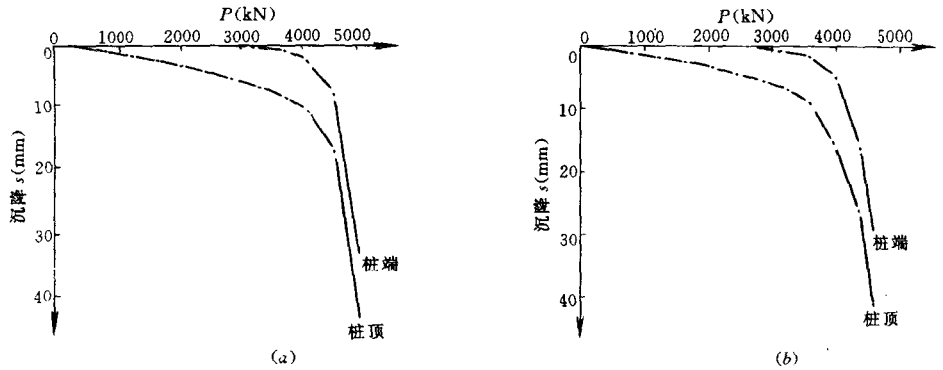


图 2　实测桩顶和桩端 Q-s 曲线

(a) 1 号试桩；(b) 2 号试桩

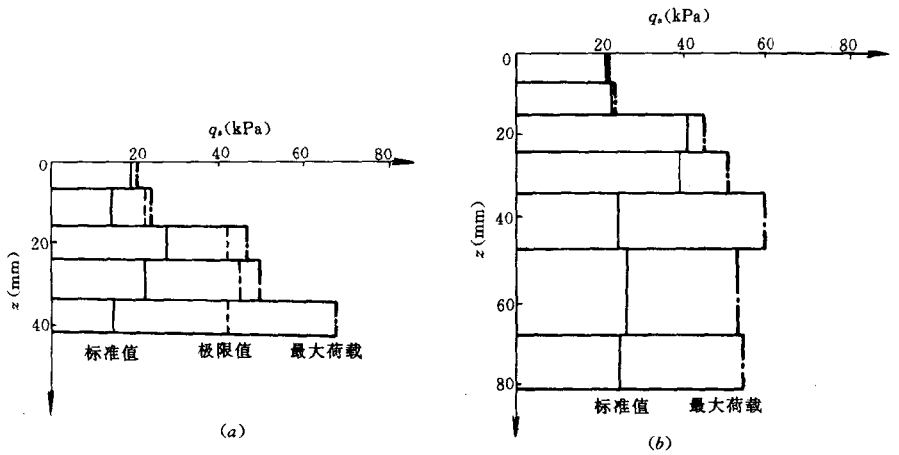


图 3　上海某工程试桩摩阻力分布图

(a) 41m 长桩 (s_2)；(b) 80m 长桩 (s_4)

由上图可以看出，长桩在承载力标准值、承载力极限值及最大荷载下（80m 长桩没有加至极限）摩阻力的分布情况是不同的。即使 41m 长的 (a) 试桩，极限承载力时（对应桩顶沉降约为 60mm）桩身下部仍然没有达到最大荷载时的侧摩阻力，即没有达到土层可以提供的极限侧摩阻力。而且，必须注意到，承载力标准值对应的摩阻力分布特点，显然，即使在承载力标准值时，桩身上部的侧摩阻力亦几乎充分发挥。因此与短桩相比，长桩在利用土层侧摩阻力上是不足的。文献 [4] 还给出各试桩的端阻力实测结果。为进一步说明问题，作者作适当补充整理后给出于表 1。

从表 1 中可以看出，对于长桩，即使单桩承载力达到满足规范标准时的极限承载力时，桩端阻力远远小于土层所能提供的最大承载力。而工作荷载（本文指上部结构荷载为标准值时对应的桩顶荷载）时，桩端阻力几乎为零。结合前文分析的其它实测结果，可以认为，长桩在利用土层承载力时，其效率是劣于长度较短的桩的。

各试桩的桩端位移及桩端阻力实测结果　　表 1

桩号	s_1		s_2		s_3		s_5	
桩径（mm）	920		41		800		1070	
桩长（m）	41		41		80		80	
荷载情况	s_b (mm)	q (kPa)	s_b (mm)	q (kPa)	s_b (mm)	q (kPa)	s_b (mm)	q (kPa)
工作荷载	3	0	0	0	0	0.0	3	200
极限荷载	38	1040	12	370	8	180	32	440
最大荷载	93	3200	90	2290	72	900	84	1810

注：表中工作荷载一行数值为作者根据试桩曲线的估算值，非原作者给出。

为进一步对比由于桩长度的变化，作者编制了单桩分析的轴对称 8 节点等参元非线性分析程序，土本构模型采用了 Drucker-Plague 模型，桩周设置了无厚度 Goodman 接触面单元。由于长桩的计算域通常要求较大，单元要求很多，计算量很大，使长桩的有限元分析比较困难。为解决这一问题，采用了五节点超参无穷元来模拟计算域的无穷延伸问题。计算表明，与无穷元耦和的有限元域部分取较小的计算域即可，大大减少了计算量，避免了人为划分固定边界的影响。由于篇幅所限，关于单桩有限元分析作者将另文分析，这里仅给出不同长径比的单桩达到极限承载力时的桩周接触面单元应力水平情况。见图 4，桩周土仅考虑了均质土情况。当应力水平达到 1 时，接触面单元破坏，摩阻力达到极限。

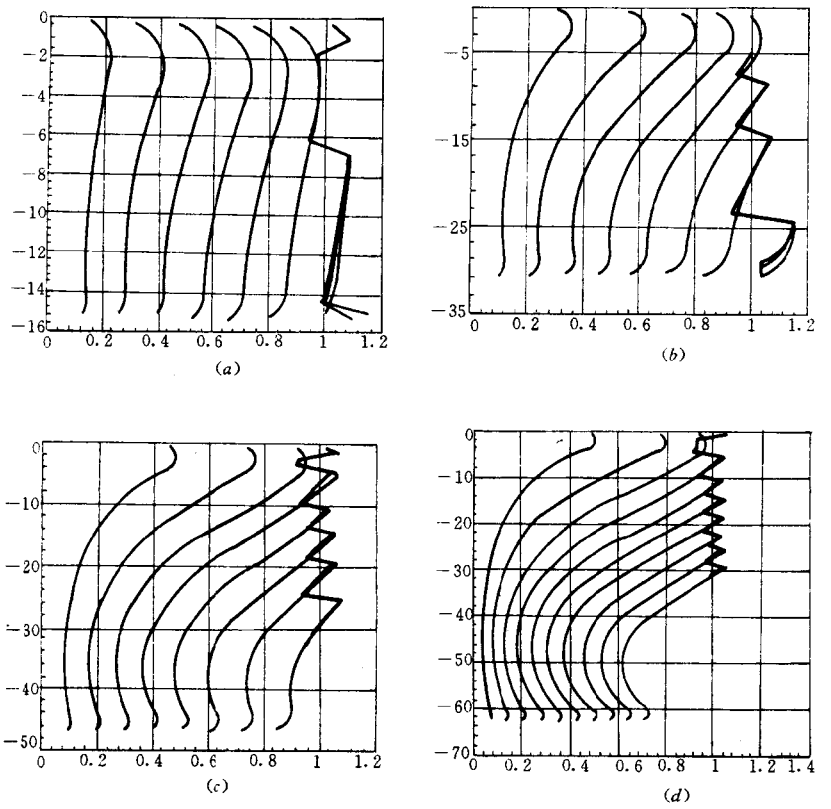


图 4　单桩有限元分析结果

(a) $L/d=20$; (b) $L/d=40$; (c) $L/d=60$; (d) $L/d=80$

可以看出，无论极限荷载还是工作荷载时，桩周摩阻力发挥规律与实测较为符合。有限元分析可以很方便地考虑桩周土分层、桩端有沉渣、桩底注浆加固以及桩侧注浆、桩长变化的情形，解决由于实测费用大而无法大量进行的问题。

2. 长桩群桩工作性状

对于普通长度的灌注桩群桩基础，已有大量的实测和理论分析。无疑，将已有的关于群桩桩土共同工作（诸如桩间土的分担作用）、群桩沉降计算等的研究成果应用于长桩甚至超长桩群桩基础是没有足够依据的。

关于桩土共同工作研究的一个重点就是桩间土能否分担外荷载的问题。而桩间土参与分担外荷载的条件是桩尖在土中的刺入。由前文分析，对长桩，工作荷载时，桩端几乎没有沉降，端阻力很小，因此，长桩就单桩来考察，是很难产生较大刺入量的。上部结构荷载主要通过桩侧摩擦力传递和扩散到土中，群桩的沉降主要为桩土体系的同步沉降。虽然由于群桩作用，有可能使群桩内部长桩端阻力增加，侧摩阻力减小，但由于缺乏可靠的实测和深入的研究，对长桩基础来说，考虑桩间土分担外荷载的作用似乎缺乏足够的依据。

设计人员选择长桩甚至超长桩除承载力要求以外，由于高层建筑对沉降要求严格，出于尽可能减小沉降的目的，往往倾向于选择长桩，并依据规范，将群桩看成实体基础而计算沉降。前面分析已指出，工作荷载时长桩主要是以侧摩阻力的形式将上部荷载传递至土中，桩端阻力是很小的。因此，对长桩来说，将上部荷载简单视为传递到桩端，看成实体基础是缺乏依据的。楼晓明、洪毓康、陈强华[5]对群桩基础地基中的竖向附加应力性状进行了依据，图五给出了桩基础下卧层土中的竖向附加应力分布曲线。曲线1算例为某24层住宅，基础型式为箱基加桩，桩为预制桩，24.2m长，满堂布置。曲线2算例为某30层住宅，基础型式同算例1，桩长为54.6m，沿墙布置。图5中B为基础等效宽度。可见桩端以下附加应力要比等代深基础法Boussinesq公式确定的附加应力小得多。并且，桩越长，基础面积越小，下卧层中的附加应力系数越小。等代深基础法过高地估计了桩基下卧层土中的附加应力，计算桩基沉降明显偏大。

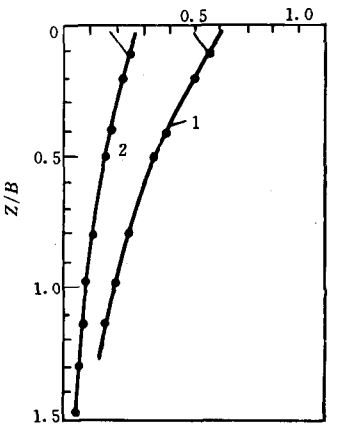


图5 桩基下卧层土中竖向附加应力分布

董建国、赵锡宏等[6]认为，如果设箱形基础和群桩基础外周沿深度方向外围土体提供的抗力为T，桩基下土的承载力为N。对于超长桩箱（筏）基础，外力P通常远小于$T+N$。对于$P\leqslant T+N$的情况，上海规范采用的实体深基础假设计算其沉降是明显不妥当的，并且建议了相应的沉降计算方法。并认为，既然上海规范$L\geqslant 50$m的超长桩的高层建筑的容许沉降可以达到15cm，根据短桩、中长桩高层建筑存在$P>T$的情况且能安全使用，为何不可使高层建筑超长桩箱（筏）基础的外荷载P达到或接近总抗剪力T呢？该文作者建议，此时应控制沉降量$s\leqslant 15$cm。

三、超长桩使用的讨论与建议

本文前言所述之天津国际大厦，采用27.2m长的相对较短的预制桩，建成6年至今使

用良好。根据天津近年高层建筑的设计情况，很可能采用入土深度为 60m、有效桩长 50m 左右的长桩。而近年采用长桩的高层建筑实测沉降一般在 2～4cm，如永基花园、泰达大厦等，沉降似乎控制过于严格。根据国际大厦的经验，采用 27.2m 长的相对较短的桩，即使采用实体基础计算，依然满足承载力和沉降的要求。这说明，国际大厦桩基所采用的桩尖持力层是能满足这样的超高层建筑物的承载力和沉降要求的。根据较短的群桩可看成实体基础的观点，只要实体基础本身承载力和变形可靠，桩尖持力层承载力与变形也能满足要求，则必然满足建筑物的承载力和沉降要求。

因此，建议设计时应全面考虑已有经验，不一定仅仅考虑采用长桩。为使灌注桩群桩的承载力与沉降性状接近于预制桩群桩基础，则布桩时可以尽量采用小直径的桩，减小桩距（甚至桩距不一定局限于规范最小桩距，采用外密内疏布桩等）。同时，可结合已具有成熟经验的桩底注浆和桩侧注浆技术提高单桩承载力，并提高的轴向刚度，减小桩端土压缩量，使采用较短的灌注桩如同预制桩一样就能满足承载力和沉降的要求，这样，可采用与预制桩相同的桩端持力层，大大减小桩长，降低造价。经验表明，采用注浆技术提高承载力远比靠增加桩长来增加承载力经济。前文已指出，采用较短的桩比长桩更能充分发挥土的承载力。即使因某些原因必须采用长桩，如果采用桩底注浆，加固桩底沉渣，能减小发挥端阻力所需的桩端沉降。近年在一些工程取得成功的肢盘桩新技术在天津高层建筑中已经成功运用，取代了原有的 40m 以上的长桩，桩长缩短 15m 左右，取得了较好的经济效益和社会效益。这也说明，只要设计适当，不采用长桩也可能控制高层建筑的沉降。

由前文分析，可见，对于长桩摩擦桩，桩端土极限承载力的发挥大大滞后于桩侧摩阻力极限值的发挥，同一根桩的桩身上部摩阻力发挥水平也不同于桩身下部的摩阻力发挥水平，因此，根据桩基规范计算单桩承载力时，桩侧阻抗力分项系数和桩端阻抗力分项系数取相同的值值得进一步研究，同时，桩侧摩阻力也认为均能发挥至极限也需进一步研究。

由于灌注桩长桩甚至超长桩在建筑工程领域的采用历史较短，经验少，研究也不多。由于它主要为高层甚至超高层建筑采用，是百年大计问题，同时造价巨大，因此，开展长桩的研究是十分必要的。建议有条件情况下，进行更多的长桩（超长桩）荷载传递的实测，为超长桩的研究提供宝贵的实测资料。

参 考 文 献

1. 林桐. 天津国际大厦基础设计. 高层建筑地下结构及基坑支护. 宇航出版社，1994
2. 张忠苗，汤展飞，吴世明. 基于桩顶与桩端沉降的钻孔桩受力性状研究. 岩土工程学报，1997，19(4).
3. 徐顺兴. 桩在垂直荷载作用下的变化规律. 桩基工程技术. 中国建材工业出版社，1996
4. 王志玲、勒中华、李民生. 钻孔灌注桩的垂直性状试验研究. 桩基工程技术. 北京：中国建材工业出版社，1996
5. 楼晓明、洪毓康、陈强华. 群桩基础地基中的竖向附加应力性状研究. 岩土工程学报，1996，18(4).
6. 董建国、赵锡宏等. 上海超长桩箱（或筏）基础的工作机理及设计建议. 中国土木工程学会第七届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京：中国建筑工业出版社，1994

1.10 人工挖孔扩底桩承载力试验研究

施峰　蔡来炳　柳春
（福建省建筑科学研究院，350002）

【提要】 本文通过11根有埋设测试元件的现场足尺试验，研究了福州软土地区人工挖孔扩底桩的荷载传递机理及侧阻力、端阻力的变化和分布规律。分析了影响人工挖孔桩桩侧阻力和桩端阻力的主要因素，如成桩条件、尺寸效应、水文地质情况等，明确了桩长在5～15m之间的人工挖孔桩承载性状以端承力为主。统计和分析了该地区300根人工挖孔桩的静载试验资料，提出了该地区人工挖孔桩承载力的计算方法和桩端常用土层的极限承载力取值范围，得出了尺寸效应系数、综合效应系数。

一、前　言

福州属于东南沿海软土地区，该地区基岩埋深厚多达60多米，因此，人工挖孔桩较多地以软弱土中的硬夹层如粘性土、含粘土碎卵石或残积土和强风化岩等做为持力层。而且福州地区地下水位较高，一般自然地表面下1～2m就能遇到地下水，桩端持力层常座落在地下水以下，这就势必造成人工挖孔桩成孔、成桩难度大，常发生流泥、流砂以及持力层遇水软化等问题。桩端持力层常由于地下水的浸泡而引起承载力大幅度降低。特别是对于残积土，遇水易崩解，崩解速度很快，强度显著降低。

由于人工挖孔桩具有直径大、能扩底，单桩承载力高、造价便宜、施工质量易保证、施工机械简易、施工速度快以及对环境影响小等优点，被广泛运用于多层或高层建筑物的基础。但从收集的300根桩静荷载试验资料看，有130根桩实测单桩承载力达不到设计要求，占总数的43%。这说明福州地区人工挖孔桩不论在设计、施工和对该桩型适用性的认识上均存在问题，很有必要对人工挖孔桩的受力特性和承载力问题做进一步研究。

二、现　场　试　验

本文通过对11根桩在桩侧主要土层的分界面和桩身开始扩大处埋设钢筋应力计的现场试验研究桩身荷载传递状况，探讨桩土之间相互作用关系；在桩底扩大头边缘和中心点位置埋设土压力盒，用于探讨桩端土压力的分布规律。试验中各测试元件埋设见图1*a*。

各组试验的桩身参数和持力层见表1

表1

桩　号	桩　径 (mm)	桩　长 (m)	扩大头直径 (m)	扩大头高度 (m)	最大试验荷载 (kN)	对应桩顶位移 (mm)	持力层描述
T_1	1000	13.45	1.80	1.70	3300	62.98	砂质粘土
T_2	1000	7.13	2.00	1.70	3700	27.47	砂质粘土
T_3	1000	15.60	2.40	1.50	4400	22.52	粘土
T_4	1200	9.70	3.00	1.70	2600	64.48	粘土

续表

桩　号	桩　径 (mm)	桩　长 (m)	扩大头直径 (m)	扩大头高度 (m)	最大试验荷载 (kN)	对应桩顶位移 (mm)	持力层描述
T_5	1100	11.05	1.20	1.00	2800	92.88	全风化砾质粘土
T_6	1000	12.20	2.00	1.70	3360	19.93	泥质碎卵石
T_7^*	1000	15.00	2.20	2.50	4100	6.84	残积砾砂质粘土
T_8	800	9.05	1.20	1.00	5400	35.93	强风化岩
T_9	800	10.45	1.20	1.00	6000	5.50	强风化岩
T_{10}	1100	13.20	2.25	2.00	3300	84.89	残积砂质粘土
T_{11}	1100	13.10	2.25	2.30	3300	27.45	残积砂质粘土

注：T_7^*：在成桩过程中采用降水措施。

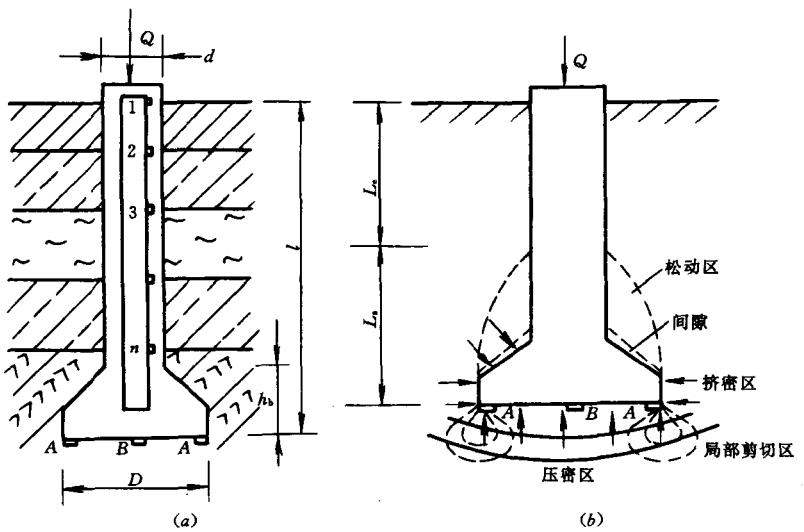


图 1

1、2、…、n 为钢筋应力计；A、B 分别为位于桩端边缘和中心点位置处的土压力盒

1. 桩身轴力分布

通过测量 1、2、…、n 等处应力计的应变值 ε_i，换算各点的钢筋应力 σ_i。运用下式计算相应截面桩身轴力 Q_i：

$$Q_i = A\sigma_i(\varepsilon) \tag{1}$$

式中　A——桩身横截面积。

各组试验的桩身轴力分布和桩顶荷载位移关系曲线 Q-s 见图 2。

2. 桩侧阻力与桩端阻力

将外加荷载 Q 分为桩侧阻力 Q_s 和桩端阻力 Q_p 两部分考虑：

$$Q = Q_s + Q_p \tag{2}$$

在试验测试中，桩端阻力为第 n 位置处桩身轴力，因此桩侧轴力：

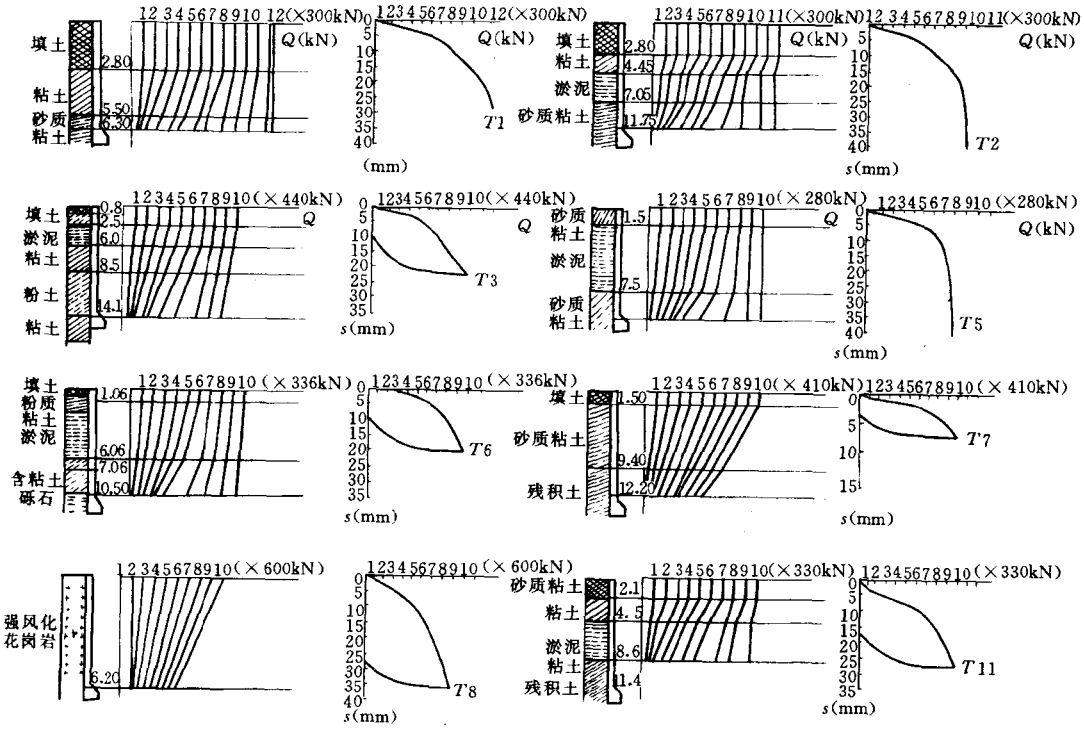


图 2

$$Q_s = Q - P_n \tag{3}$$

各组试验的桩侧阻力和桩端阻力变化关系见图 3 所示。图 4 为桩底土压力分布图。

3. 土层桩侧摩阻力

试验中，由下面方法可以确定土层桩侧阻力与桩土相对位移关系。

第 i 土层平均桩侧摩阻力由下式计算：

$$f_i = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{A_{ci}} \tag{4}$$

式中 Q_i、A_{ci}——分别为第 i 测点桩身轴力和第 i 土层桩侧表面积。

对应相对位移 s'_i 为：

$$s'_i = s - \frac{1}{2}\sum_{j=1}^{i} h_j(\varepsilon_j + \varepsilon_{j+1}) \tag{5}$$

式中 s——桩顶位移；

h_i、ε_i——分别为第 i 土层厚度和第 i 测点应变值。

各试验中桩周主要土层的桩侧摩阻力与桩土相对位移见图 5 所示。

三、结果分析和讨论

1. 受力机理分析

具有扩底的人工挖孔桩受力时，桩端土层受压挤密，扩大头两侧有侧挤；端角处发生

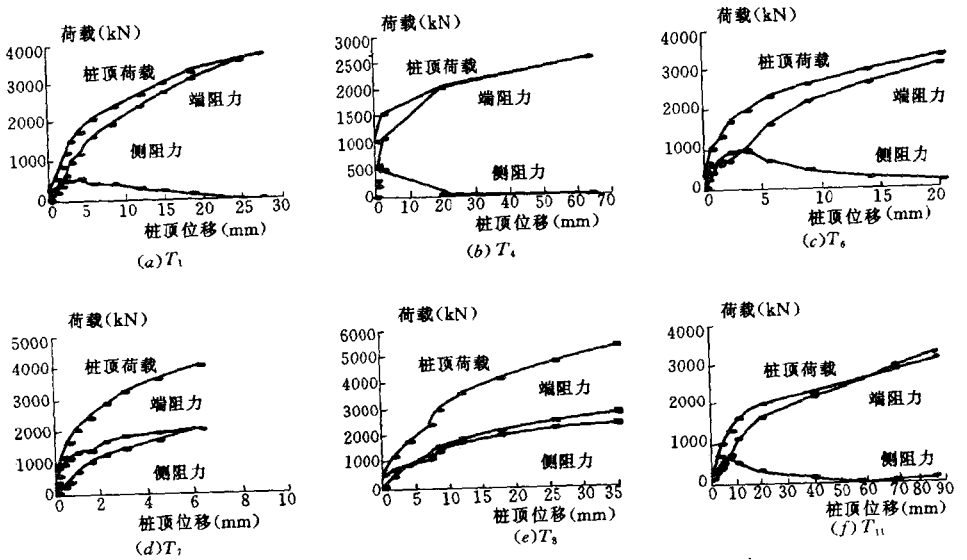


图 3 $Q\sim s$、$Q_s\sim s$、$Q_b\sim s$ 关系曲线

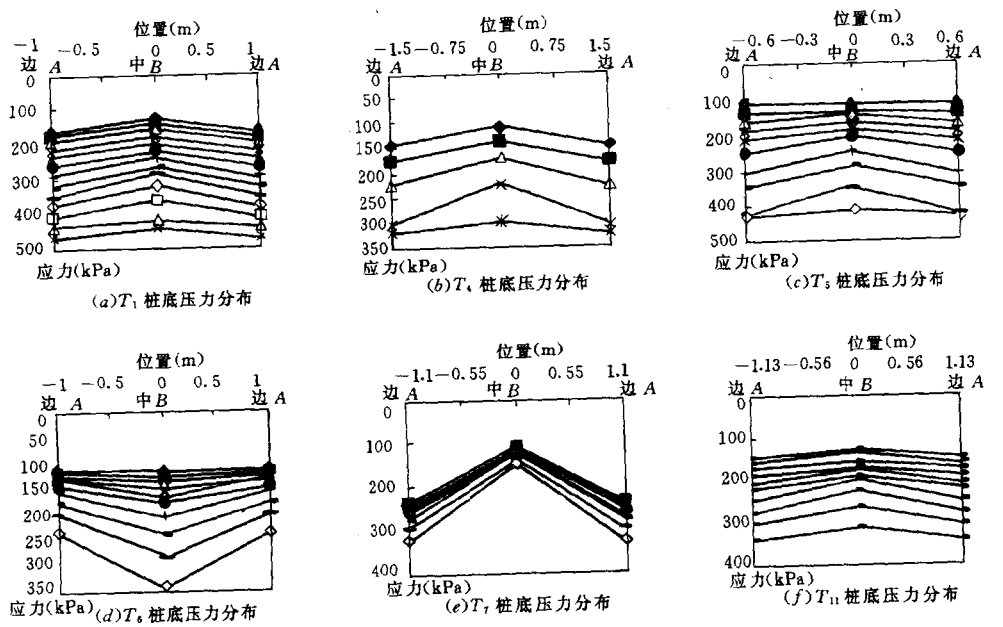


图 4 桩底土压力分布

应力集中而产生局部剪切，扩大头斜面上出现塌落松动区，如图 1*b*。M. J Tomlinson[1]认为由松动区引起的桩侧阻力减小的范围 L_s 在扩大头以上 2d 之间。从本文的试验结果和有限元分析结果看，影响范围 L_s 在 (2.0～3.0) (D-d) 之间。

福州地区人工挖孔桩的破坏过程视持力层不同而变化：因地下水较为丰富，发生刺入破坏或因土层挤密引起沉降过大两种。两种类型其 Q-s 曲线分为陡降型和缓变型两种，见图 2。

2. 桩侧阻力分析

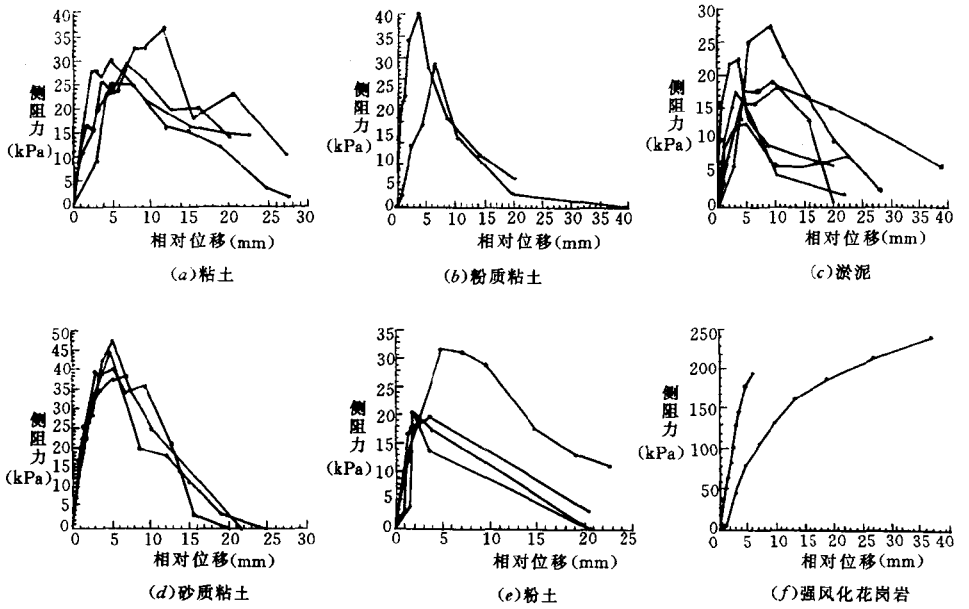


图 5　桩侧阻力与桩土相对位移关系曲线

(1) 桩侧阻力与桩顶位移变化关系

从图 3 中可以看出，人工挖孔扩底桩侧阻力与等截面的冲钻孔桩的桩侧阻力变化关系不相同：当桩顶位移小于某一范围时，桩侧阻力随桩顶位移增大（相应的桩顶荷载增大）而增大；当桩顶位移继续增大，桩侧阻力随着桩顶位移增大迅速减小，最终接近于零，桩顶荷载主要由桩端土层承担，直至达到极限状态。从试验分析看，桩侧阻力达到极限时桩顶位移范围在 3～6mm 之间，相应桩侧阻力占桩顶荷载的 40%～60%。

上述现象的主要原因在于扩大头上部出现松动区，降低桩侧阻力，最终完全散失，桩顶荷载只由桩端土层承担。当桩端土层达到极限状态时，该桩的承载力也达到极限状态。

(2) 桩侧摩阻力与桩土相对位移关系

桩侧摩阻力达到最大值后的软化现象非常明显。从图 5 和试验结果可得本文所研究的主要土层极限桩侧摩阻力取值与所对应的桩土相对位移范围，见表 2 所示。

表 2

土　层	粘　土　I	淤　泥	粉　土	粉质粘土	砂质粘土	强风化岩	残　积　土
取值范围 (kPa)	25～35	10～20	20～30	30～40	35～45	180～240	40～60
相应桩土相对位移 (mm)	3～7	3～10	2～5	4～8	3～8	10～20	3～6

由此，人工挖孔极限桩侧摩阻力是相应冲钻孔桩的 60%～80%。

3. 桩端阻力分析

在同样的桩侧土层条件下，桩端持力层强度较高的桩其桩侧摩阻力要比桩端持力层强度较低的桩高，即桩端持力层强度越高，桩端阻力越大，桩端沉降越小，桩侧摩阻力就越高，反之亦然。即悬底桩测出的桩侧摩阻力要比实底桩测出的桩侧摩阻力小。

从上述桩侧阻力分析可知，人工挖孔扩底桩受力形式是以端承力为主，因此桩端阻力分布和计算是承载力计算的主要问题。从试验结果图 4 可知：在有地下水时，桩端持力层落在粘土或残积土的桩底反力分布是端角处土压力比中央处土压力略大，持力层是先受压挤密，到一定程度后发生刺入破坏；而对于有采用降水措施或桩端落在良好的强风化土层时，桩底反力分布为端角比端中央大较多，桩底土层受力过程是端角出现局部剪切而后逐渐向中央发展，直至发生整体剪切破坏；而持力层落在含粘土碎卵石层时，桩端土为受压挤密直至桩顶发生过大沉降，$Q\sim s$ 曲线为缓变形。

四、承 载 力 的 确 定

通过上述试验结果分析，当有地下水存在且桩长在 15m 之内时，人工挖孔扩底桩极限承载力按下式计算：

$$Q_u = A_p q_p = \eta A_p q_{pk} = \eta_c \eta_s A_p q_{pk} \tag{6}$$

式中 Q_u——单桩极限承载力；

A_p、q_p、q_{pk}——分别为扩大头横断面积、桩端极限阻力和冲钻孔桩端极限阻力；

η、η_c、η_s——分别为综合折减系数、成桩条件系数和尺寸效应系数。

1. 综合折减系数

本文收集了福州地区 300 根人工挖孔桩静荷载试验资料，研究了福州地区主要土层桩端极限承载力的取值约为冲钻孔桩端极限承载力的 40%～60%，见表 3 所示，即综合折减系数为 0.4～0.6。

表 3

主要持力层	粘　土	含粘土碎卵石	残 积 土	强风化岩
人工挖孔桩端极限承载力 q'_p (kPa)	650～950	1600～2000	800～1600	1600～2400
冲钻孔桩端极限承载力 q_p (kPa)	1200～2000	3000～6000	1500～3000	4000～5000
q'_p/q_p	54%	56%	53%	45%

2. 尺寸效应系数

通过 17 根有相同持力层为砂质粘土而不同扩大头直径的人工挖孔桩工程桩的静荷载试验结果和 6 根不同扩大头直径的模型桩试验，研究了不同扩大头直径的桩端极限承载力变化关系。得出人工挖孔桩扩大头的尺寸效应影响系数计算公式：

$$\eta_s = \sqrt{\frac{0.8}{D}} \tag{7}$$

拟合曲线与实测值分布见图 6。

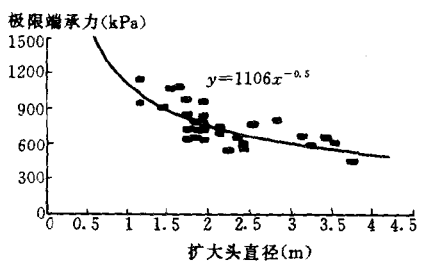


图 6　尺寸效应系数拟合曲线

3. 成桩条件系数

根据式（6）、综合折减系数和尺寸效应系数，可以确定人工挖孔桩的成桩条件系数为0.6～0.8。

五、结　论

本文从现场试验研究了福州地区人工挖孔桩的受力特性和承载力问题，得出了以下结论：

1. 对于桩长不太长（5～15m）时，扩大头上部一定范围内存在松动区，降低桩侧阻力。当桩顶位移达到一定程度时桩侧阻力达到极限状态，桩顶位移继续增大，桩侧阻力迅速减小。桩侧摩阻力达到极限时，桩顶位移变化在3～6mm之间，对应的桩侧阻力占桩顶荷载的40%～60%。

2. 由于地下水的作用，桩端土层力学性能明显降低，桩端持力层为粘土和残积土时，桩端土层受力为先受压挤发生局部剪切破坏而后发生整体刺入破坏；持力层为有采用降水措施的残积土和强风化岩层时，桩底边缘土先局部受剪，逐渐向内部发展最终为整体剪切破坏；持力层为含粘性土碎卵石层时，桩底土层为受压挤密，Q-s曲线为缓变型。

3. 当桩长较短（l<15m）时，人工挖孔桩的承载力按端承桩进行计算；对于桩身较长的桩，要考虑扩大头上部松动区对桩侧阻力的影响，桩侧阻力可以取相应冲钻孔桩侧阻力的80%。地下水的存在很大程度上降低了桩端土层力学性能，使桩端土层产生软化效应，故其桩端极限阻力为相应冲钻孔桩端极限阻力的40%～60%。

4. 扩底桩存在尺寸效应问题，对于福州地区人工挖孔桩，扩大头的尺寸效应系数可以采用式（7）计算。

5. 人工挖孔桩受力时，桩端扩大头处土层出现拉应力区，表现为扩大头上部一定范围内桩周土出现临空面。因此当人工挖孔桩桩长较长（l>15m），考虑桩侧摩阻力时，需按有效桩长计算。有效桩长 $L_e=l-(2.0\sim3.0)(D-d)$。

参　考　文　献

1. M. J. Tomlinson (1987), Pile Design and Construction Practice, Viewpoint Publication
2. 施峰、柳春、蔡来炳. 福州地区人工挖孔桩承载力的研究. 福建省建筑科学研究院研究报告，1997.8
3. 建筑地基基础勘察设计规范（福建省标准）DBJ13-07-91. 福建科学技术出版社，1992

1.11 大直径锤击沉管混凝土灌注桩的试验分析

陈鹭琳

（厦门市建筑科学研究所，361004）

【提要】 通过大直径锤击沉管混凝土灌注桩的试验资料，分析其荷载传递机理和承载特性，提出发挥大直径锤击沉管混凝土灌注桩高承载力的关键在于选择合适的持力层。

一、前　言

大直径锤击沉管混凝土灌注桩[1]，其桩管直径一般为 ϕ560mm～ϕ700mm，采用能量较高的柴油锤沉管，并振动拔管的锤击沉管混凝土灌注桩。1993 年，该桩型在厦门首次应用于九洲大厦工地，取得较好的效果，此后逐渐推广，如今已有十几幢高层建筑的基础采用此桩型。目前，厦门地区的大直径锤击沉管混凝土灌注桩最大施工长度超过 40m，桩径 ϕ700mm 的单桩竖向极限承载力最大可达到 8800kN，桩径 ϕ600mm 的单桩竖向极限承载力最大可达到 6400kN。

本文通过对大直径锤击沉管混凝土灌注桩静载试验资料进行分析，谈一点看法，以期抛砖引玉，进一步推广该桩型在厦门地区的应用。

二、工 程 概 况（图 1）

本工程为框架结构，建筑层数十二层，基础设计采用大直径锤击沉管混凝土灌注桩基础。桩身断面尺寸为 ϕ560mm，根据桩长不同，桩身混凝土设计强度为 C35 和 C30，单桩设

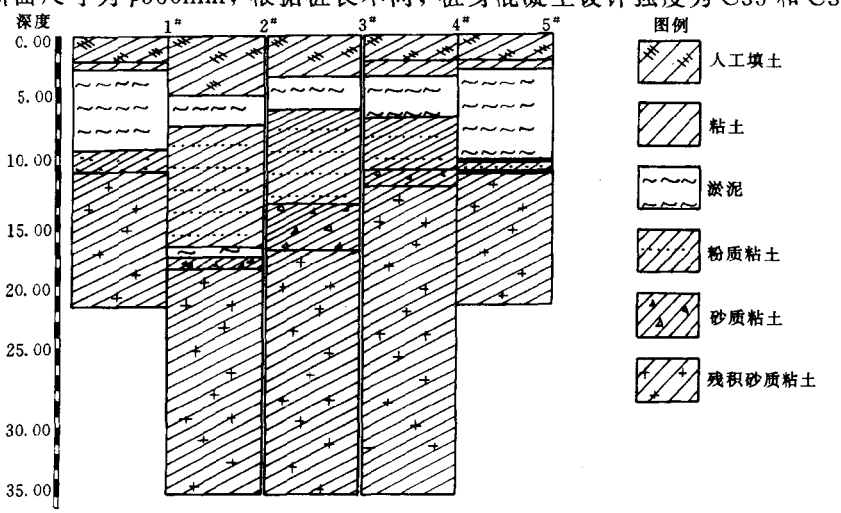


图 1　1#～5#试桩地质钻孔资料

计承载力标准值为3100kN和2500kN。建筑场地原始地貌为淤泥质的滩涂地，地形由北向南倾斜，80年代经人工填土平整，现地面较平坦，根据地质资料显示，场地自上而下分为9个岩性层。

（1）人工填土：层厚1.20～4.50m；（2）粘土：层厚0.20～1.20m；（3）淤泥、淤泥混砂：层厚0.30～9.40m；（4）冲洪积粘土：层厚0.30～9.30m；（4A）冲洪积粉质粘土：层厚1.60～2.20m；（5）淤泥、淤泥质土：层厚0.40～5.70m；（6）坡洪积砂质粘土：层厚0.30～3.40m；（7）残积砂质粘土：层面埋深5.20～17.80m，标贯试验资料显示，该土层的力学强度一般随深度的增大而增高；（8）强风化花岗岩：标贯击数在50～100击之间，层面埋深29.00～34.40m，地质勘查中仅4个控制性钻孔钻入此层。

试 验 结 果 汇 总 表　　表1

试桩编号	1#	2#	3#	4#	5#
桩长（m）	35	35	34	32	32
设计桩径（mm）	ϕ560	ϕ560	ϕ560	ϕ560	ϕ560
桩靴直径（mm）	ϕ700	ϕ700	ϕ700	ϕ650	ϕ650
长径比 L/d	62.5	62.5	60.7	57.1	57.1
进入持力层深度（m）	24.6	17.2	17.7	20.4	21.5
混凝土强度等级	C35	C35	C35	C30	C30
桩锤规格	MB70	MB70	MB70	MB70	MB70
总锤击数	1571		1662	1041	1267
10锤总贯入度（cm）	7.1	6.1	5.3	7	9.1
设计承载力标准值（kN）	3100	3100	3100	2500	2500
相应沉降量（mm）	11.800	4.580	6.320	6.080	4.910
最大加荷（kN）	6200	6200	6200	5000	5000
桩端阻力（kN）			2666	591	1965
端阻分担荷载比%			43%	11%	39%
桩侧摩阻力（kN）			3534	4409	3035
极限承载力（kN）	≥6200	≥6200	≥6200	≥5000	≥5000
桩顶沉降量（mm）	34.815	22.045	22.040	18.990	24.250
桩顶回弹量（mm）	29.455	13.485	18.090	14.450	12.340
回弹率（%）	84	61	82	76	50
桩身压缩量max（mm）			21.540	15.070	12.860
卸零桩身回弹量（mm）			17.690	11.09	7.800
桩底位移量max（mm）			0.500	3.920	11.390
卸零桩底回弹量（mm）			0.400	3.360	4.540

5#试桩因试验的当天晚上，有运土方的车辆在试验场地旁来回经过，使安放基准梁的地面隆起，可能使测得的桩顶沉降和桩底位移量偏大。

三、试 验 简 介

本次试验[2]对该工程的5根工程桩进行静载试验，并在其中3根桩的钢筋笼上预埋电阻式钢筋应力计和钢管，以便测量桩身在加载过程中的受力情况和桩身压缩量。静载试验按GBJ 7—89规范进行，用3～4台QW320型油压千斤顶加载，加载反力装置采用压重平台反力方式，加载方式为慢速维持荷载法。5根桩的地质钻孔资料如图1所示，其中1#和5#试桩位置的钻孔深度小于21m，其余3根均超过35m，试验结果汇总见表1。

四、试 验 分 析

1. 荷载传递机理[3]分析

从桩的实测荷载传递曲线看出，桩身轴力随深度递减。试验表明，当桩顶竖向受压时首先产生压缩变形，使桩与桩周土之间发生相对位移产生摩阻力，开始变形量较小，桩侧摩阻力主要位于桩身上部，随着桩顶荷载的增加，桩身压缩量和位移量增大，使桩侧摩阻力从上而下逐渐发挥起来，同时桩底的土受到压缩也产生桩端阻力，由于桩侧摩阻力不是随着桩土相对位移的增大一直增加，有一个极限值，超过极限值后反而减小。当桩侧摩阻力充分发挥后，若继续加载，桩顶荷载的增量将由桩端阻力承担。从桩侧摩阻力、桩端阻力与沉降量的关系图（见图2）看出，桩侧摩阻力先于桩端阻力发挥出来，刚开始加载时桩侧摩阻力增长较快，桩端阻力的增长较慢，当沉降量超过12～20mm后，桩侧摩阻力的增长趋于减缓，并开始随沉降量的增加有所减小，但桩端阻力仍随着桩顶沉降量的增大而增加，其桩端分担荷载比也一起增长，当桩端阻力达到极限后，沉降量迅速增大桩端持力层破坏，此时桩的承载能力达到极限状态。

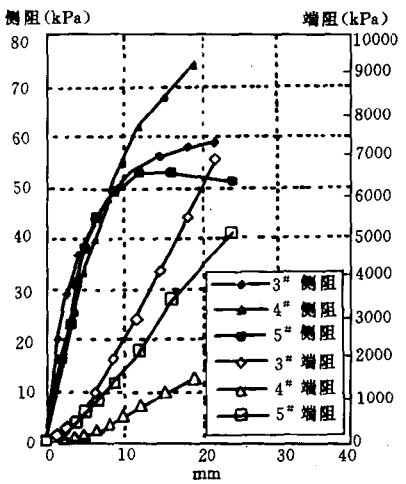


图2 3#-5#试桩桩侧摩阻力、桩端阻力与沉降量关系图

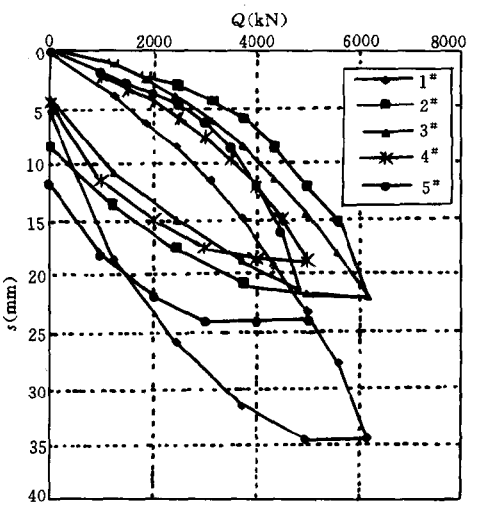


图3 1#-5#试桩Q-s曲线

2. 承载性状分析

(1) 端承摩擦桩

本次试验的5根桩长径比高达57以上，从3#、5#的实测资料分析，加载至设计荷载时，2根桩的桩端分担荷载比不到15%，至最大加荷时，2根桩的桩端分担荷载比提高到40%

左右，由于试验未加荷至极限状态，桩端阻力尚有一定潜力，桩端分担荷载比还可以提高，故此类桩当属端承摩擦桩[4]。

（2）荷载—沉降特性

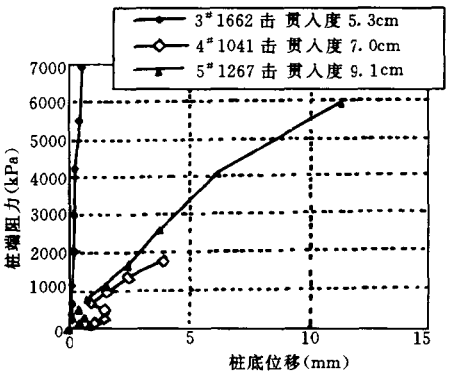


图 4　3#～5#试桩桩端阻力与桩底位移关系图

从厦门地区经验看，传统的锤击沉管混凝土灌注桩桩径 ϕ600mm 的单桩极限承载力最高只达到 3000kN，本次试验的 5 根 ϕ560mm 的桩单桩极限承载力在 5000kN 以上，最高的达到 6200kN 以上，具有较高的承载力。图 3 显示的 5 根试桩的 Q-s 曲线均为缓变型，桩顶沉降量较小，回弹率高，5 根试桩的回弹率均不低于 50%。除 1#试桩外，其余 4 根试桩的沉降量都在 20mm 左右，设计荷载下的沉降量都小于 10mm。分析桩土体系的荷载传递机理可知，桩顶沉降量包括桩身压缩量和桩底位移量，从 3#、4#桩的试验结果（见表 1）看，加至最大荷载时，2 根桩的桩身压缩量均超过 12mm，占其桩顶沉降量的 75%以上，同时桩底的位移量较小，不到 4mm，卸零后桩身和桩端土的回弹量相对较大，可占其压缩量的 70%和 80%以上。分析 3#、4#桩的桩端阻力与桩底位移曲线（见图 4），桩端阻力的发挥只需极小的桩底位移，可见在桩达到极限状态前（主要是桩端阻力充分发挥之前），桩顶沉降量主要由桩身压缩量控制，而桩身压缩变形主要是弹性变形，有较大的恢复性，故 Q-s 曲线呈缓变形且回弹率高。

（3）桩侧摩阻力

从实测的桩侧摩阻力与桩顶沉降量关系曲线看，大直径锤击沉管混凝土灌注桩桩侧摩阻力的大小与土层的性质和埋深有关：

• 不同土层中，桩侧摩阻力的大小与土层标贯值有关，标贯值大的摩阻力相对较大，如图 5 中 3#试桩的砂质粘土标贯值为 20 击，其极限桩侧摩阻力约 90kPa，高于该层下面的标贯平均值小于 17 击残积砂质粘土的 60kPa。

• 同一土层中，标贯值通常随深度增加而增加，桩侧摩阻力也随深度增加而增加，该场地标贯试验资料显示，残积砂质粘土的力学强度一般随深度的增加而增高，实测结果也与此吻合，如图 5 中 4#试桩 12～22m 范围内残积砂质粘土的桩侧摩阻力明显低于 22～32m 范围内残积砂质粘土的桩侧摩阻力。

3. 桩端阻力：

试验结果（表 1）表明，3#试桩和 4#～5#试桩相比，桩长增加 10%、桩靴面积增加 16%、混凝土强度从 C30 提高至 C35，单桩极限承载力可以提高 24%，从电测结果看，都加到设计承载力的 2 倍时，3#试桩的桩侧摩阻力不一定比 4#～5#试桩高，但桩端阻力明显高得多，可见提高大直径锤击沉管混凝土灌注桩承载力的关键在于桩端阻力，选择力学指标高的持力层和适当增加桩端受力面积可以有效地提高桩端阻力从而提高桩的承载力。

桩端阻力与桩底位移曲线（见图 4）表明，大直径锤击沉管混凝土灌注桩只需极小的桩底位移即可发挥较高的桩端阻力，可见采用高能量柴油锤，桩具有较高的穿透能力，能使桩尖落在力学性质较好的土层上，同时由于柴油锤的夯击作用使桩端土的变形模量有较大

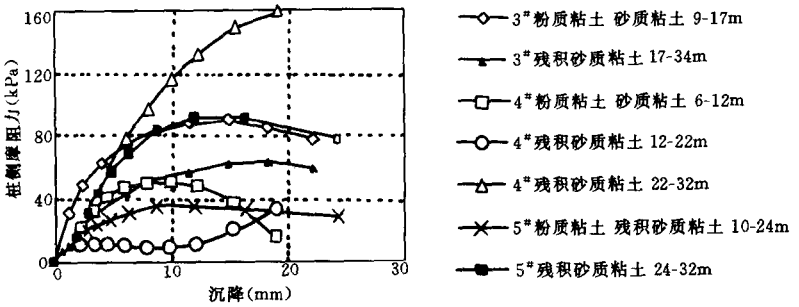


图 5　3#～5#试桩桩侧摩阻力与沉降量关系图

提高，一般来说，桩端土的力学性能与土层的性质、锤击能量、贯入度、总锤击数等有关，锤击数越多贯入度越小，桩端土的力学性能也越好。

五、结　　语

通过以上试验分析说明，要充分发挥大直径锤击沉管混凝土灌注桩高承载力特性的关键是选择合适的持力层，由于该桩型在厦门地区的应用仅短短 4 年时间，桩端阻力和桩侧摩阻力的实测资料不多，今后应多做这一方面的试验，进一步研究桩端阻力、桩侧摩阻力与土层埋深、标贯击数的关系，积累经验为设计施工提供有益的帮助。

本文承蒙厦门市建筑科学研究所郭志培工程师和黄明辉工程师提出不少宝贵意见，在此特表感谢！

参　考　文　献

1. 大直径锤击沉管混凝土灌注桩技术规程 DBJ/T 15-17-96，1996
2. 陈志勇. 单桩承载力静载检测报告. 厦门市建筑工程检测中心站. 厦建检（静）9587，1996
3. 刘金砺. 桩基础设计与计算. 北京：中国建筑工业出版社，1994
4. 桩基工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1995

1.12 兰州地区静力压桩单桩竖向承载力的试验研究

张 炜
（机械工业部勘察研究院，710043）
王建新 陈丽萍
（兰州化学工业公司房地产开发公司，730060）

【提要】 本文通过对兰州地区某场地钢筋混凝土预制端承短桩静力压桩试桩的施工及单桩竖向承载力的试验，分析研究了采用静力压桩工艺施工完成的钢筋混凝土预制端承桩，单桩竖向极限承载力的性状及影响单桩竖向极限承载力的因素，提出了单桩竖向极限承载力的估算方法。

一、前 言

静力压桩施工工艺由于其施工过程无震动、无污染、低噪音等优点，近年来已在我国的一些大中城市，尤其是在城市建筑密集区的预制桩施工中广泛采用。我国西部的兰州地区，由于地基中砂卵石层埋深相对较浅，工程中使用的预制桩以端承桩为主，对于这种采用静力压桩施工工艺完成的钢筋混凝土预制端承桩，单桩竖向极限承载力性状如何，影响单桩竖向极限承载力的主要因素有哪些，单桩竖向极限承载力如何估算，都是工程界十分关注的课题。

本文将通过对兰州西固地区某工程钢筋混凝土预制桩静力压桩试桩的施工及单桩竖向承载力的试验研究，对这一课题进行初步探讨。

二、场地工程地质条件及试桩施工概况

1. 场地工程地质条件

试验场地位于兰州市西固区，场地地貌单元为黄河南岸Ⅱ级阶地，地层结构及主要工程性质见表1所示。

试验场地地层结构及主要工程性质一览表 表1

层号	名 称	厚度（m）	岩土层描述	工程性质指标
①	素填土	3.0～4.0	以粉土为主，部分经分层压实	
②	黄土状粉土	5.6～6.7	褐黄色，土质较均匀，孔隙发育，软塑，局部流塑	w=25.0%，e=0.900，I_L=0.82，a_{1-2}=0.48MPa^{-1}
③	卵石	3.2～5.9	杂色，稍密～中密，局部密实，充填物以砂砾石为主，偶遇漂石，冲积成因	N_{120}=2.5～12.6击 $\overline{N}_{120}$=5.5击
④	第三系砂岩	>14.2	棕红色，成岩程度较好，岩性均一，表层1.5～2.0m呈强风化状态	

场地地下水位埋深约为7.3m，属潜水类型。本场地属非自重湿陷性黄土场地，地基湿

陷等级为Ⅰ级。

2. 试桩施工概况

拟建工程为一幢18层的住宅楼，设计采用400mm×400mm钢筋混凝土预制方桩，由于该建筑周围有多幢建于60年代的多层住宅楼，为了确保这些已有建筑的安全，决定采用静力压桩工艺沉桩。

按规范要求，共选择8根试桩，8根试桩均匀地布置在长75m，宽22m的场地范围内，桩径均为400mm×400mm，桩长根据卵石层面的起伏情况分8.5m和10.5m两种。

试桩的静力压桩设备选用YZY240型静力压桩机，考虑到单桩承载力设计值的大小及桩端持力层的特征，静力压桩的终止压力控制在1600kN。为了增加桩端进入卵石层的深度，使桩端的卵石层能提供足够大的端承力，在桩端进入卵石层，静力压桩的终止压力达到1600kN，桩顶无明显下移后，压桩机卸荷，再用1600kN的压力进行复压。

表2列出了试桩施工完成后，试验前各试桩的基本情况。从表中可以看出，各桩的桩长在7.41～8.54m之间。可见本场地的钢筋混凝土预制桩均为端承短桩。

试桩基本参数一览表　　表2

试桩编号	1	2	3	4	5	6	7	8
预制桩长（m）	8.50	10.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50	8.50
终止压力（kN）	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600	1600
有效桩长（m）	8.06	8.54	7.87	8.04	8.02	7.41	8.02	8.02

三、单桩竖向承载力试验

1. 试验设备与方法

单桩竖向静载试验采用油压千斤顶和压重平台反力装置。千斤顶为YQ1-L 320型，压重平台为静力压桩机，可提供的总反力约为1800kN。桩顶沉降测定采用2只量程为0～50mm百分表。试验使用的千斤顶、油压表、百分表均按要求进行了计量检定。

单桩竖向静载试验方法采用慢速维持荷载法。第一级荷载为240kN，以后每级加荷增量为120kN，最终加荷量为1680kN。桩顶沉降观测的时间间隔，每级荷载下变形的稳定标准，均按《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)》(以下简称《桩基规范》)附录C的要求执行。从静力压桩施工完毕到单桩竖向静载试验的间隔时间为12～18天。

2. 单桩竖向极限承载力

各试桩的现场静载试验结果经整理后，绘出了荷载（Q）～沉降（s）关系曲线及沉降（s）～时间对数（lg$t$）关系曲线，图1为各试桩的Q～s曲线，图2为其中一组较典型的s～lg$t$曲线。

图1表明，各试桩的Q～s曲线多以陡降型为主，在发生明显陡降之前，桩的沉降随荷载近似呈线性变化，沉降量较小。当荷载超过陡降起始点，桩沉降的速率明显增大，沉降稳定时间骤增，这从图2中s～lg$t$曲线可清楚地看出。

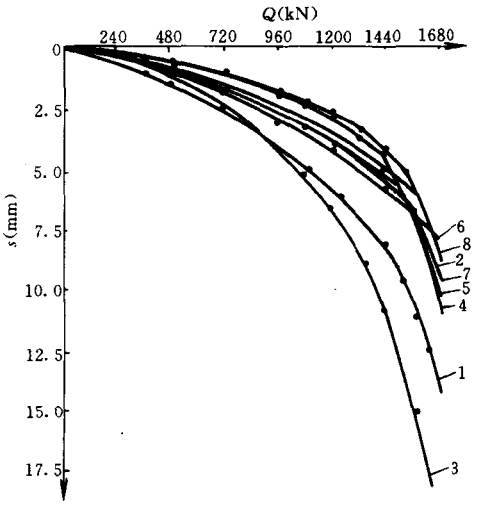


图 1　各试桩静载试验 $Q\sim s$ 曲线

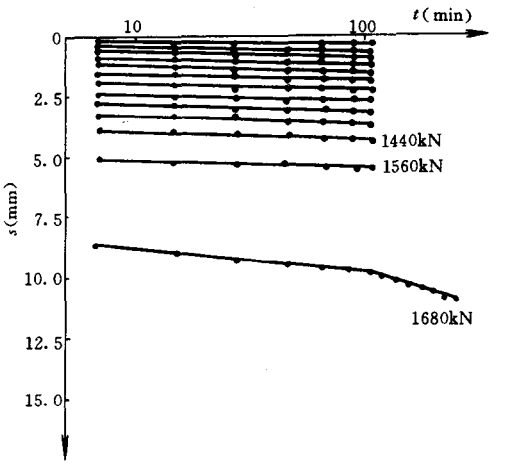


图 2　4 号试桩静载试验 $s\sim \lg t$ 曲线

各试桩单桩竖向极限承载力试验结果　　**表 3**

Q_u (kN) 桩号 / 方法	1	2	3	4	5	6	7	8
$Q\sim s$ 曲线法	1440	1680	1440	1560	1440	1560	1560	1560
$s\sim \lg t$ 曲线法	1440	1680	1320	1560	1440	1560	1560	1560
综合取值	1440	1680	1320	1560	1440	1560	1560	1560
相应桩顶沉降 (mm)	8.29	8.43	8.72	5.82	4.58	6.85	6.15	6.03

根据试验成果曲线，各试桩的单桩竖向极限承载力分别在 $Q\sim s$ 曲线和 $s\sim \lg t$ 曲线上选取，取值结果见表 3 所示。表 3 还列出了各桩竖向极限承载力相对应的桩顶沉降量。

从表 3 中可以看出，试验场地各试桩的单桩竖向极限承载力 Q_u 介于 1320～1680kN 之间，在场地范围内存在着一定离散性，其平均值 Q_{um} 为 1515kN。对应的桩顶沉降量为4.58～8.72mm，仅为方桩边长 b 的 0.01～0.02，这也反映出端承短桩的沉降特性。

四、单桩竖向承载力的初步分析研究

1. 影响单桩竖向极限承载力的因素

(1) 静力压桩施工的压桩力

静力压桩施工的压桩力是指压桩机在压桩施工过程中，施加在预制桩上的静压力。在该力作用下桩端冲剪土体而穿过土层。在桩向下移动过程中，桩要同时克服桩端土阻力和桩侧土的滑动摩阻力，当桩端压至设计深度要求或达到终止压桩条件时的压桩力称为终止压力。压桩力的大小是随着桩身进入不同性质土层而变化的，而又以终止压力为其最终值。压桩力作为静力压桩施工的动力来源，必然是单桩竖向极限承载力最直观的体现。

图 3 绘出了 8 根试桩在静力压桩沉桩过程中，压桩力 (P) 随压入深度 (H) 的变化曲线，分析这些曲线的特征，再比较其它相关资料，可以得出下列几点认识：

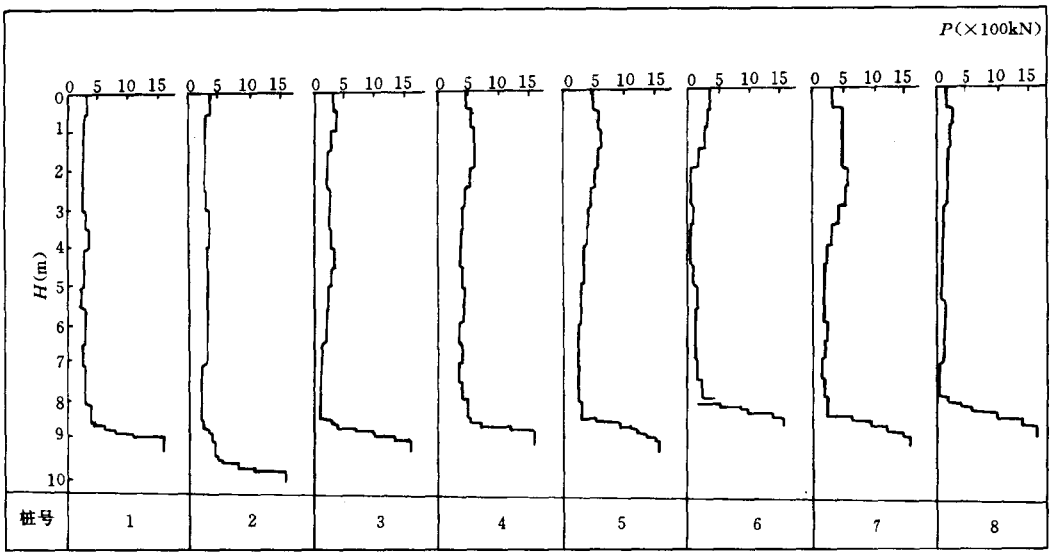


图 3　各试桩的压桩力 P 与压入深度 H 的关系曲线

1）在曲线形态上，8 根试桩的 $P\sim H$ 曲线上部 8m 左右范围内压桩力 P 较小，一般为 300～500kN，有部分桩（3、6、10 桩）压桩力很低，仅为 50～150kN，也有部分桩（4、5、7 桩）的中上部分压桩力相对较高，达 600～700kN；压桩深度超过 8m 以后，压桩力明显增加，深度到 8.5～9.0m 左右，压桩力达到 1600kN，在 1600kN 压力下，桩端又进入持力层 20～40cm，经复压后而终止压桩。

从试验后在每根试桩旁进行钻探所揭示的桩周土和桩端土的情况看，$P\sim H$ 曲线的变化与地层的分布及性质是吻合的。桩上部 8m 左右分别为分层压实的素填土，黄土状粉土，局部为流塑状态，深度 8m 以下过渡到卵石层。

2）在上述条件下完成的各试桩，经静载试验得到的单桩竖向极限承载力见表 3 所示。比较各试桩的单桩竖向极限承载力与 $P\sim H$ 曲线发现，卵石层以上黄土状粉土及分层压实素填土的性质与单桩竖向极限承载力并无明显的相关关系，单桩竖向极限承载力较低的 1、3、5 桩，其上部土层性质较好，压桩力并不低，而单桩竖向极限载力较高的 2、6、8 桩，其上部土层局部较差，压桩力并不高。由此可以看出，对于本场地上的端承短桩，桩的侧阻力在竖向极限承载力中所占比例较小，端阻力是其主要组成部分，终止压力是影响单桩竖向极限承载力的主要因素。

（2）桩端进入持力层的深度

对于静力压桩施工的终止压力均为 1600kN 的 8 根试桩，其单桩竖向极限承载力最大为 1680kN，最小为 1320kN，两者相差达 360kN，从前面的分析可知，引起这种差别的主要原因是桩的端承力的发挥程度的差异所造成的。

为了探明桩端进入卵石持力层的深度，在各试桩的静载试验结束后进行了专门的试桩旁钻探工作，钻探揭露的结果结合静力压桩施工的压桩力变化情况，得到各试桩的桩端进入卵石持力层深度为 0.40～0.70m，具体数据见表 4 所示。

各试桩桩端进入卵石持力层深度　　表 4

试桩编号	1	2	3	4	5	6	7	8
桩端进入卵石层深度（m）	0.50	0.70	0.40	0.55	0.56	0.57	0.60	0.58

为了进一步分析桩端进入卵石持力层深度与单桩竖向极限承载力的关系，将各试桩的单桩竖向极限承载力（Q_u）与对应的桩端进入卵石持力层深度（h）绘制在图 4 中。从图中可以看出，Q_u 与 h 是正相关关系，即随着桩端进入卵石层深度的增加，单桩竖向极限承载力也随之增大，两者大致呈线性关系，从中可以得到以下两点认识：

1)单桩极限承载力随桩端进入持力层深度增加而增大的这种变化规律与已有的桩端阻力的深度效应的研究成果是相一致的，这也进一步说明了以端阻力为主体的端承短桩的极限承载力发挥性状。

2) 图 4 中的关系曲线还表明，本试桩的桩端进入持力层的深度尚未达到端阻力的临界深度，这说明极限端阻力还没有充分发挥，单桩极限承载力还有一定潜力。因此，适当增加桩端进入持力层的深度，是提高端承短桩单桩极限承载力的有效途径。

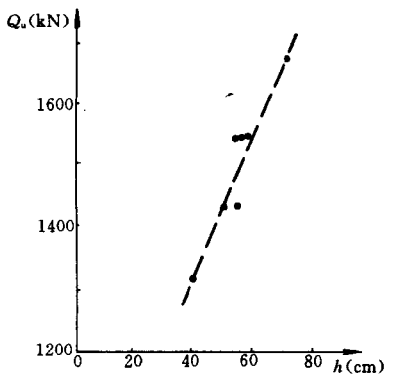


图 4　单桩极限承载力 Q_u 与桩端进入持力层深度 h 关系

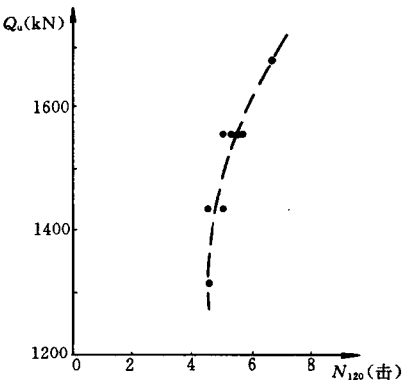


图 5　单桩极限承载力 Q_u 与持力层超重型重力触探试验击数 N_{120}关系

(3) 桩端持力层的工程性质

在一定的静力压桩终止压力作用下，桩端进入卵石持力层的深度主要取决于卵石层表面的密实程度及颗粒组成（如漂石的影响）等，桩端持力层的工程性质，对单桩极限承载力会产生一定的影响。

为了能对桩端持力层的工程性质作出评价，在各试桩旁的桩端卵石持力层中进行了超重型动力触探试验。表 5 列出了各试桩桩端持力层一定深度范围内经校正后的超重型动力触探试验锤击数的平均值（$\overline{N}_{120}$），图 5 绘出了各试桩的单桩极限承载力（Q_u）与对应的桩端持力层范围内的超重型动力触探试验锤击数平均值（$\overline{N}_{120}$）的散点图，从图中可见，随着桩端卵石持力层密实度的提高，动力触探锤击数（$\overline{N}_{120}$）的增加，单桩极限承载力 Q_u 也随之增大。从相互关系的增加趋势上看，当$\overline{N}_{120}>6$ 击，即桩端卵石层密实度达到中密以上时，单桩极限承载力 Q_u 随$\overline{N}_{120}$增加速率将有所减小。

各试桩桩端持力层范围内超重型动探试验锤击数平均值　　表 5

试桩编号	1	2	3	4	5	6	7	8
$\overline{N}_{120}$（击）	5.0	6.5	4.5	5.5	4.5	5.2	5.0	5.5

2. 单桩竖向极限承载力的估算

通过对试验场地端承短桩单桩竖向极限承载力影响因素的分析，可以得到这样的初步认识：用静力压桩施工工艺完成的端承短桩，其单桩竖向极限承载力主要取决于静力压桩终止压力的大小，同时还受到桩端进入持力层深度及桩端持力层性质等的影响。

因此，单桩竖向极限承载力可以按下式估算：

$$Q_u = \alpha P_e \tag{1}$$

式中 Q_u——单桩竖向极限承载力（kN）；

P_e——静力压桩终止压力（kN）；

α——影响修正系数，它是桩端进入持力层深度（h）及桩端持力层超重型动力触探试验锤击数（$\overline{N}_{120}$）等的函数，即

$$\alpha = f(h, \overline{N}_{120}, \cdots) \tag{2}$$

通过对本试验场地各试桩的试验研究，α 值在一定条件下，随桩端进入持力层深度的增加而增大，随桩端持力层超重型动力触探试验锤击数（$\overline{N}_{120}$）的增大而增大。对于类似的工程情况，α 值为 0.80～1.10 之间，一般可取 0.90～0.95。对于桩端进入持力层深度小于等于 $1b$（b 的桩边长）、桩端持力层的超重型动力触探试验锤击数（$\overline{N}_{120}$）小于 5 击，可取低值；对于桩端进入持力层深度大于 $1.5b$，桩端持力层的超重型动力触探试验锤击数（$\overline{N}_{120}$）大于 6 击，可取高值。

五、结　　语

通过对兰州地区静力压桩单桩竖向极限承载力的试验研究，可以得到以下几点初步认识：

1. 对于兰州地区以黄河冲积成因卵石层为桩端持力层的钢筋混凝土预制端承短桩（桩长为 8m 左右），当采用静力压桩工艺沉桩，压桩终止压力为 1600kN 时，单桩竖向极限承载力可达 1320～1680kN，对应的桩顶沉降量为 4.58～8.72mm，试桩的 Q～s 曲线以陡降型为主。

2. 通过分析压桩力 P 与压入深度（H）关系曲线，探明各试桩桩端进入卵石持力层深度及对卵石持力层进行的超重型重力触探试验，发现对于试验场地上的端承短桩，桩端持力层以上土层部分的压桩力 P 的大小与单桩竖向极限承载力无明显的相关关系，终止压力才是影响单桩极限承载力的主要因素，而相同的终止压力形成的不同单桩竖向极限承载力的主要原因，是由于桩端进入卵石持力层深度的差异及桩端持力层工程性质的不同所造成的。

3. 对于用静力压桩施工工艺完成的端承短桩，单桩竖向极限承载力 Q_u 可以用压桩终止压力 P_e 乘以影响修正系数 α 来估算，影响修正系数 α 是桩端进入持力层深度 h 及桩端持力层超重型重力触探试验锤击数 $\overline{N}_{120}$ 等的函数。对于试验场地上的试桩及相类似的工程情

况，α 值在 0.80～1.10 之间，具体取值可根据桩端进入持力层的深度（h）及桩端持力层超重型动力触探试验锤击数（$\overline{N}_{120}$）的大小而定。

在本项目试验研究过程中，得到了国家勘察大师张苏民教授的指导。参与本试验研究工作的还有兰化公司房地产开发公司张帆高级工程师、焦建中工程师，机械工业部勘察研究院茹伯勋工程师、姚克俭工程师等。在此深表谢意。

参 考 文 献

1. 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1996
2. 工程地质手册编写委员会. 工程地质手册（第三版）. 北京：中国建筑工业出版社，1992
3. 中华人民共和国行业标准. 建筑桩基技术规范（JGJ94—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1995
4. 刘伯峰等. 静力压桩终止压力的工程意义及其应用. 军工勘察. 1993（4）

1.13 强夯加固黄土地基旋挖钻孔灌注桩荷载传递特性

黄雪峰　孙树勋　金学菊　陈钰　王玉存
（甘肃省建筑科学研究院，730050）
武　力
（西北电力设计院，710032）

【提要】 本文论述强夯加固黄土地基中，旋挖钻孔成桩工艺对桩身轴向荷载传递特性的影响。

一、前　言

以往在兰州地区都采用泥浆护壁正反循环钻孔灌注桩，在兰州西 330kV 变电所桩基工程首次采用干作业旋挖钻孔灌注桩。由于该方法具有自身特点，加上黄土的特性，对黄土地基中采用旋挖钻孔灌注桩荷载传递特性研究分析非常重要。我们就兰州西 330kV 变电所桩基工程竖向载荷试验中，在沿桩身相隔一定的深度和桩底埋设了应力测试元件，对不同截面的轴力进行实测。掌握在黄土地基中采用干作业旋挖钻孔成桩工艺的灌注桩在竖向荷载作用下，桩身轴向力的传递特性，桩侧摩阻力分布及端摩阻力的发挥过程。对该工艺桩在非饱和黄土中桩身轴向力传递过程，侧摩阻力的分布特征及端摩阻力的发挥过程有较全面的认识。

二、地层与试桩概况

1. 兰州西 330kV 变电所工程位于兰州市西北部树屏乡崖头村，场区地形较为平坦，为碱沟河Ⅰ级阶地，地层分布特征从上而下为：

①黄土状粉土、粉质粘土层：厚度 25m 左右，棕褐色，土质极不均匀，多夹有薄层粉、细砂及棕红色粘土。

②圆砾层：厚度 1m 左右。

③第三系棕红色砂质泥岩。

试桩场区内未见地下水，黄土状粉土、粉质粘土层，具有较高的湿陷性和自重湿陷性，湿陷性土层下限深度为 20m 左右，湿陷等级为严重Ⅳ级自重湿陷性。黄土状粉土、粉质粘土层主要物理力学指标见表 1。

强夯前黄土状粉土、粉质粘土层主要物理力学指标　　表 1

地层	取样深度 (m)	含水量 w (%)	孔隙比 e	液性指数 (I_L)	湿陷系数 (σ_s)	自重湿陷系数 σ_{zs}	压缩系数 a
黄土状粉、土粉质粘土	2.5	14.9	0.944	0.4	0.037	0.008	0.49
	4.0	9.0	0.770	−0.8	0.028	0.013	0.22
	6.0	14.3	0.910	0.5	0.050	0.031	0.39
	8.0	11.4	0.854	−0.5	0.030	0.044	0.36
	10.0	13.5	0.644	0	0.029	0.021	0.26
	12.0	9.8	0.816	−0.6	0.086	0.042	0.30
	14.0	11.7	0.996	−0.6	0.133	0.039	0.20
	15.5	4.1	0.685	−2.9	0.042	0.037	0.15
	17.5	14.6	0.666	−0.1	0.026	0.033	0.10

在桩基施工前，整片场地采用 300t·m 能量强夯进行表面加固处理，有效加固深度（消除湿陷）4.5m，影响深度为 6m 左右。强夯加固后该土层主要物理指标见表 2。

强夯后黄土状粉土、粉质粘土层主要物理力学指标　　表 2

地层	取样深度 (m)	含水量 w (%)	孔隙比 e	液性指数 (I_L)	湿陷系数 (σ_s)	自重湿陷系数 σ_{zs}	压缩系数 a
黄土状粉土、粉质粘土	1.0	7.5	0.531	−1.22	0.007	0.003	0.08
	2.0	5.7	0.611	−1.39	0.009	0.001	0.06
	3.0	15.6	0.606	−0.30	0.004	0.006	0.10
	4.0	9.6	0.570	−0.74	0.007	0.008	0.09
	5.0	8.7	0.592	−0.91	0.010	0.013	0.11
	6.0	10.6	0.650	−0.60	0.013	0.017	0.12
	7.0	11.0	0.671	−0.54	0.019	0.017	0.12

2. 成桩工艺

旋挖钻孔灌注桩与正反循环灌注桩完全不同，表现为其特有成桩工艺。在成孔过程中，由较大扭距的钻杆带动旋挖钻头（钻斗钻头，短螺旋钻头等）在孔底干作业全断面切削土层，切削的泥土进入钻头后由提升钻杆向上提出孔外将土倒掉。再将钻头下至孔底进行钻进，反复完成钻孔。

旋挖成孔工艺主要特点表现为：在成孔过程中不需要循环泥浆护壁。在慢速旋挖过程中就能形成较稳定的孔壁。由于没有较弱的泥皮，桩和土之间咬合力较强，由于采用特殊钻头和钻机较大的扭距，比较容易进入较坚硬的土层和中等风化岩层，使桩底能进入较坚硬的地层上，较大提高单桩承载力。

3. 试桩概况

试桩设计桩径为 0.8m，桩长 27m，扩底直径为 1.2m，桩底进入中风化泥岩 1.5m。采用千斤顶、反力梁、锚桩加荷系统，加荷为慢速维持荷载法逐级加荷。为实测出桩在加荷过程中，桩身轴向力传递规律，桩侧摩阻力和端阻力发挥变化状况，在桩身每隔 2m 深度对称各埋设 2 只钢筋应力计测定桩身各断面轴力，同时在桩底还埋设了 3 个土压力盒以测定桩端阻力。

三、桩身荷载传递特性的测试结果

1. 单桩竖向承载力

试验采用慢速维持荷载法，试桩的 Q-s 曲线见图 1。

其最大加荷量为 5.6MN，最终变形只有 4.4mm。该 Q-s 曲线特征为曲线曲率变化缓和，为渐变缓降型，曲线未见明显拐点，稳定快。未出现极限状态。推算单桩极限承载力大于 6.0MN。虽然试桩没有出现极限状态，所实测摩阻力和端阻力偏小，但同样反应出了桩身轴向力的传递特征，也

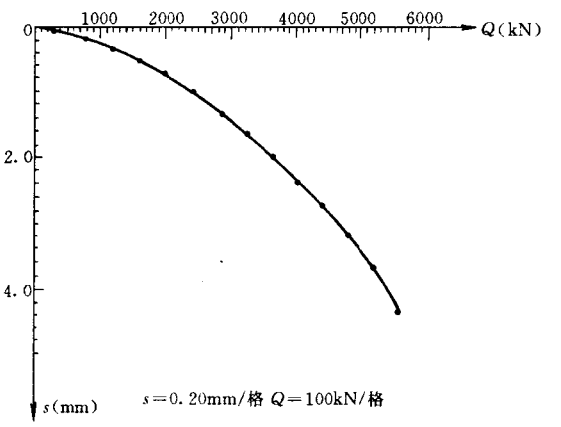


图 1　Q-s 曲线

反应出了端摩阻力的变化发挥过程，本次就以实测的结果进行分析。

2. 桩身荷载的传递特征

试桩在逐级加荷过程中，对埋入桩身不同深度测量元件实测结果，经整理综合分析得出桩身轴力分布图及桩侧摩阻力分布图，见图 2 所示，桩身的轴向力随深度的增加逐渐减少。但在不同的地层条件和不同的加荷阶段有不同的递减速率。在桩顶荷载较小时，桩身轴向力的递减速率比较均匀，但桩顶荷载逐渐加大时，反映出不同的递减速率。明显看出在 6m 深度范围内（强夯加固区），轴向力递减速率较快；6m～18m，轴向力递减速率平稳；18m 以下轴向力递减速率继续增加。桩底最大轴向力只占最大桩顶荷载的 7%，说明桩的荷载主要由摩阻力克服，端阻力发挥较少，其承载特征为摩擦——端承桩类型。

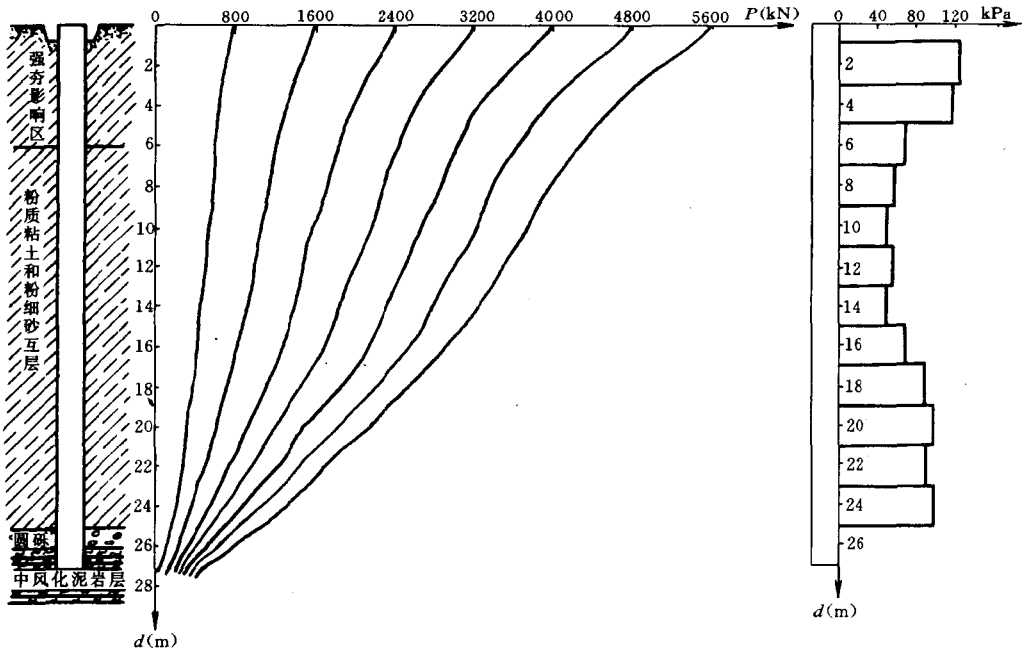


图 2　桩身轴力分布图及桩侧摩阻力分布图

四、桩身侧阻力的分布与端阻力的发挥过程

1. 桩身侧阻力的分布与变化规律

根据不同桩顶荷载作用下桩身轴力分布的测试结果，可以计算出不同桩顶荷载作用下，桩身侧摩阻力不同性质土层段数值大小及沿桩身分布变化情况，图 3 绘出了该试桩桩身侧摩阻力分布图。

从图中可以得出以下几点认识：

(1) 在桩顶荷载 800kN 作用下，桩上部土层的侧阻力首先发挥作用，向下很快衰减，桩的下部 1/3 长度段范围桩侧的土阻力发挥较少，桩身侧阻力呈上大下小的三角形分布。

(2) 在桩顶荷载加至 1600kN 时，桩上部土层土阻力继续发挥，向下（6m 左右）很快衰减，6m 以下土阻力衰减量减少，说明 6m 以下的土阻力也开始均匀发挥。土阻力 6m 以上呈上大下小的三角形分布，6m 以下均匀分布。

（3）在桩顶荷载继续增加到2000～5600kN时，桩上部土层的土阻力基本得到充分发挥（无衰减现象），同样向下（6m左右）很快衰减。但6m以下土阻力开始发挥且越向下土阻力发挥越大，桩身的土阻力分布6m左右以上呈上大下小的三角形分布，6m以下呈上小下大的直角梯形分布。

（4）在桩的整个加荷过程中，桩侧摩阻力在不同的加荷阶段和不同的桩身部位发挥出来，随着桩顶荷载增加，桩侧摩阻力反应为上部和下部增加较快，而中间部位6m～8m左右增加缓慢意味着该段桩侧摩阻力没有得到发挥，与正常情况下桩侧摩阻力发挥是上部逐渐向下推移相违背的，说明强夯加固段侧摩阻力增大对摩阻力的发挥过程是有较大影响的，应充分认识到该条件的桩侧摩阻力变化规律。

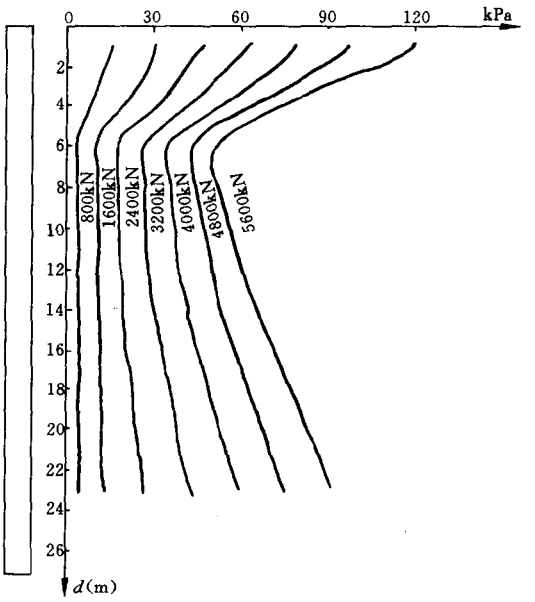


图3　桩身侧阻力发挥过程

2. 桩端阻力的发挥过程

根据桩底埋设的压力盒的测试结果，可以得到端阻力随着桩顶荷载增加的发挥曲线如图4，从图中的分析可以看出，桩顶荷载作用较小时，端阻力发挥较小，随着桩顶荷载的增加，端阻力同样加大，最大端阻力只占桩顶荷载的7%，荷载主要由侧摩阻力承担，从桩的承载特性来看仍属摩擦桩型。

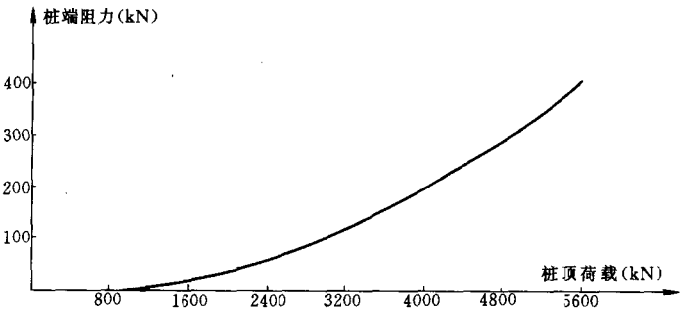


图4　桩端阻力发挥过程

五、结　语

桩身侧阻力的分布和变化规律，是桩土共同作用的体现，与黄土层土性有着密切的关系。该试桩场地的黄土状粉土、粉质粘土层在天然状态下密度是比较均匀的，但在表面地层强夯的作用下，使用土体得到充分的加密，加密土体对桩产生一个“紧箍”的作用，使桩在荷载的作用下，上部的土阻力发挥与正常情况❶下不同，即使桩顶荷载增大，土阻力

❶ 桩在极限荷载作用下，上部桩侧阻力一般充分发挥后开始减小，中下部土体的侧阻力开始增大，并得到充分发挥。

继续增加而未出现衰减的趋势，说明强夯加固后的土层对桩的侧摩阻力有很大的影响。

参 考 文 献

1.《建筑桩基技术规范》JGJ94—94

2.《湿陷性黄土地区建筑规范》GRJ25—90

3.《兰州西 330kV 变电所桩基试验报告》. 甘肃省建筑科研院

1.14 天津某高层建筑桩基础竖向静载试验结果分析

徐澈抒　徐文忠
（天津市建筑设计院，300074）

【提要】 天津某高层建筑，基础深 14m。对主楼基础进行了 16 根单桩竖向静载试验，其中 13 根桩在基坑内做的静载试验。本文对 16 根试桩的承载力有关问题进行分析，并对主楼基础的沉降值进行估算。

一、前　言

确定桩基承载力常采用单桩竖向静载试验，这在地基规范已有规定，似乎已无多大问题。但在高层建筑深基坑的桩基荷载试验结果比较复杂，这是由于深基坑内桩的应力起了变化。一般荷载试验就在现场地面上做试验，这样的试验结果对于深基坑会有误差，桩的承载力不能精确确定。本文根据天津某高层建筑进行了 16 根静载试验，其中 3 根试桩在原地面上试验，13 根试桩在深基坑内进行试验。在一个高层建筑工程进行如此之多静载试验尚不多见。

二、概　况

1. 工程地质

现场地整平后标高在 3m 左右。在深度 100m 的地层范围内，土层均属第四系全新统、晚更新统和中晚更新统河流相及海相交互沉积的粘性土。从整体上土层水平分布基本稳定。在桩基深度范围内以粉质粘土、粉土和细砂为主，桩端持力层为粉、细砂层，孔隙比 $e=0.73\sim0.58$，压缩模量 $E_{s1-2}=14\sim22$MPa，标贯击数 $N=39\sim72$，物理力学性质较好。

2. 主楼基础

主楼建筑高约 200m，基础平面为一正六边形，边长 27m，基础底面标高 −14m，基础总高 5.7m，底板厚 2m，顶板厚 0.3m，上部结构的内外筒布置三向交叉的基础梁，梁宽 1.8m 及 1.5m，形成一箱筏式基础。

基础底面以上的竖向荷载为 1460MN。桩基采用泥浆护壁钻孔灌注桩，基础底面以下的桩基亦沿三向布置，桩径 0.8m，桩距 2.6m (3.25d)，桩的有效长度 37.2m，总桩数为 331 根。所有桩端进行压力注水泥浆，灌注桩均埋设超声波检测兼压浆管，一般为 2ϕ50 钢管，其中 54 根为 4ϕ50，其目的是为了检测压注水泥后，桩端土的加固效果，根据试桩结果确定每根桩的压浆量不小于 370kg 水泥，压力不小于 0.5MPa，桩端下土经加固，声速值由 2000m/s 提高到 3000m/s 左右。

三、单桩竖向静载试验

本工程的单桩竖向静载试验共进行了 16 根试桩，其中在地面上试验的有 3 根，在基坑内做试验有 13 根。

1. 地面上单桩静载试验

试桩是在现场地面做单桩竖向静载试验，共3根工程桩，试桩直径为800mm，桩顶标高为3.6m，桩底标高为－47m（桩长50.6m），试桩的上段15.6m以内的桩径扩大到1.0m，并带有钢护筒。为了消除钢护筒与地基土间的侧摩擦，在钢护筒的外侧设有直径1.2m的外套筒。

3根试桩情况如下[1]：

13号试桩，桩端进行压浆处理，灌入水泥重量225kg。试验荷载加至11000kN时，桩的沉降量24.35mm（已扣除上段内15.6m的变形值，以下同），荷载加至12000kN时，桩的沉降量为33.55mm。此时沉降陡增。超声波检测桩身质量结果混凝土质量为一般。

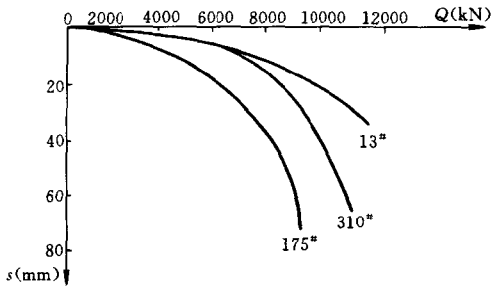


图1　地面上三根试桩Q-s曲线

175号试桩，桩端进行压浆处理，灌入水泥重量350kg。试验荷载加至10000kN时桩的沉降量达到71.56mm。单桩极限荷载为9000kN，沉降量为55.14mm。超声波检测桩身质量结果为桩顶下1m至4m处混凝土质量较差。

310号试桩，桩端未进行压浆处理，最大试验荷载加至11000kN，沉降量为72.81mm，桩的极限承载力为10000kN，沉降量为43.26mm。超声波检测桩身质量结果混凝土质量为一般。

根据地面上三根试桩结果绘制Q-s曲线，如图1。在地面以下15.6m桩带有无侧摩擦钢护筒，所以计算桩的沉降量时尚应扣去该段桩本身的变形值。如果上段的桩有侧摩阻力，除了扣去该段桩的变形值外，尚要扣除该段桩的侧摩阻力。如果不扣除上述数值，则影响桩的承载力及沉降值的计算。

2. 基坑内单桩竖向静载试验

基坑内单桩竖向静载试验是在降低地下水位，基坑四周做了支护结构，对基坑开挖后在深基坑内进行的，试验共进行13根试桩[2]，其中10根试桩加载至6000kN（52号桩荷载仅加到5700kN），另3根试桩加载至8000kN。根据超声波测定，52号试桩在2.5m附近混凝土质量有缺陷，故加载至5700kN时，沉降不能稳定。219号桩加载至5000kN时，相应沉降值13.14mm；加载至6000kN时，沉降陡增至59.37mm，估计是桩身混凝土强度不够所至。

13根试桩的试验结果如表1。

基坑内试桩承载力与沉降值（mm）　　**表1**

桩号 \ 承载力(kN)	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000
27#	0.74	1.62	3.06	4.49	6.22	8.76		
33#	0.83	1.93	3.59	5.60	8.46	12.70		

[1] 天津某工程桩基试验报告，天津市建筑科学研究所，1993年3月。

[2] 天津某桩基试验检测总体评估报告、天津某桩基试验报告，中国建筑科学研究院地基基础研究所，1995年1月。

续表

桩号 \ 承载力(kN)	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000
52#	1.02	2.82	5.63	9.08	28.74	50.39		
79#	0.75	2.04	3.98	6.20	9.03	22.42		
97#	0.71	2.12	3.93	6.08	8.65	11.75		
104#	0.79	2.16	3.66	5.89	8.23	11.06		
133#	0.82	1.80	3.36	5.40	7.53	10.15		
138#	0.62	1.30	2.42	4.01	5.79	7.80		
165#	0.71	2.05	3.53	5.28	7.23	9.45		
315#	0.22	1.32	2.54	4.16	6.01	8.21		
219#	0.71	1.66	3.42	5.51	13.14	59.37	123.42	
273#	0.61	1.31	2.35	3.00	4.19	5.65	7.63	9.51
305#	0.34	1.06	1.97	3.21	4.55	5.93	7.97	9.93

四、静载试验结果分析

1. 桩端压力注水泥浆效果

本工程系深基超高层工程，为了减少灌注桩的沉降，提高桩端承载力，在工程桩的桩端压力注水泥浆。桩端压力注水泥浆是项新施工工艺，为了比较桩端压力注水泥浆效果，进行两根试桩对比试验，一根 13# 桩的桩端压力注水泥浆，另一根 310# 桩未进行灌注水泥浆。在图 1 表示了两根桩 Q-s 曲线对比关系，在荷载前段两根 Q-s 曲线重合在一起，说明在该阶段时期桩端压力注水泥浆作用尚未发挥。当荷载加至 8000kN 时两根曲线才开始分开，从此 310# 桩曲线的沉降值明显要比 13# 桩的沉降值大。也就是桩端水泥浆的作用发挥出来。13# 桩的极限承载力为 12000kN，310# 桩的极限承载力为 10000kN，两根桩的对比结果是桩端压力注水泥浆 13# 桩极限承载力提高 2000kN，提高承载力比例 20%，这证实桩端灌注水泥浆提高承载力的效果是明显的。

在图 1，当荷载 8000kN 时两根曲线开始分开，相应的桩沉降值为 11mm。

计算受侧摩阻力后桩的变形，假定桩的侧阻力系数为常数，桩的内应力分布为一个倒三角形[1]。37.2m 长的桩，在 8000kN 荷载作用下桩的变形计算值为 10mm，这同荷载试验结果的 8000kN 荷载下桩的沉降实际值 11mm 十分接近。也就是桩的沉降值超过这临界值，桩端压力注水泥浆的效果才开始发挥作用。

本高层建筑桩基工程设计，单桩荷载为 4400kN，按桩基沉降计算[2]群桩在 4400kN（每根桩）时桩基沉降计算值为 80mm，如按比例计算，当群桩 11mm 时，相应的群桩荷载为 600kN，如果考虑荷载时效因素，其荷载值比 600kN 要大。也就是说群桩在每根桩承受荷载 600kN（时效因素，荷载要大些），群桩的桩端压力注水泥浆显出效果。这个效果的承载力单桩要比群桩大好几倍，这是由于群桩沉降效应引起的。

2. 地面与基坑内的桩静载试验结果比较

在地面上 3 根试桩，其中 175# 桩的混凝土质量有问题，在桩的 1m 至 4m 混凝土质量较差，桩的沉降量很大，因此地面上采用 13# 及 310# 两根桩的平均值。在基坑内有 13 根桩，

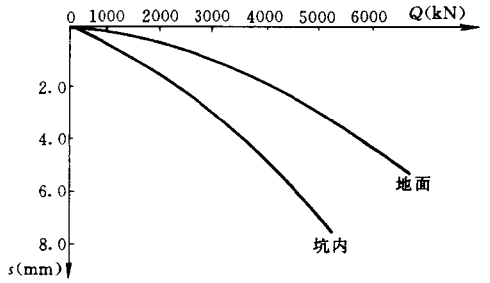


图 2　地面试桩及基坑内试桩 Q-s 曲线

其中 52# 及 219# 桩的混凝土质量较差，因此采用 11 根桩的沉降平均值。地面试桩及基坑内试桩的沉降平均值曲线如图 2。从图 2 可以看出，地面与基坑内的桩静压试验结果有所不同，在相同荷载下，基坑内的桩沉降值要比地面上的桩沉降值大 50%以上。分析其原因是在基坑开挖之后基坑内桩受到土方开挖后的卸荷，桩的周围土体回弹膨胀，基坑内桩承受拉应力[1]，使得桩土的总刚度减小，所以基坑卸荷后的桩受力时变形增大。

3. 单桩竖向承载力的确定

按地基规范[3]对单桩竖向承载力确定，地面 3 根试桩资料进行统计，其极限承载力分别为 12000kN、9000kN、10000kN，按平均值为 10300kN（极差小于 30%），则单桩承载力标准值为 5200kN。

基坑试桩荷载没有做到极限值，根据设计要求，大部分桩加载到 6000kN。假设地面上单桩静载试验沉降值 4mm 为相应承载力标准值。按图 2 资料统计，静载试验在相同荷载下，基坑内的沉降值要比地面的沉降值大 50%以上。则在基坑内静载试验的承载力标准值相应沉降值取 6mm。从图 2 可知，6mm 沉降值相应承载力标准值为 4600kN。

主楼基础平均每根桩的荷载为 4410kN（标准值），均小于上述地面及坑内静载试验的承载力标准值。

另外灌注桩施工的质量问题。本工程的灌注桩经超声波检测，有一小部分桩的混凝土质量有缺陷，据统计约有 20%桩的混凝土质量有缺陷，桩的承载力标准值一般降低 5%～10%左右，其桩的分布面尚均匀，未显见集中一处。对于整个群桩承载力有所减小，但不影响工程的使用。

4. 主楼基础沉降值的估算

主楼基础为等六边形，边长 27m，六边形面积 $A = 1894\text{m}^2$，矩形面积等效宽度 $B_c = 43.5\text{m}$，总重 $P = 1460\text{MN}$，基础底面总压力 $P = 771\text{kPa}$，基础底面附加压力 $p_0 = 636\text{kPa}$，基础底面以下土的平均压缩模量 $E_s = 31.5\text{MPa}$，桩距与桩径比 $s_a/d = 3.2$，桩总数量 $n = 331$，桩端埋入深度 $L = 50\text{m}$，箱基长宽比 $L_c/B_c = 1$，桩选型为压浆灌注桩。查表[2]经计算主楼基础的沉降值为 79mm。

五、结　　语

1. 灌注桩的桩端压力注水泥浆的效果明显，可提高桩的承载力，减少桩的沉降值，本工程提高极限承载力约 20%。

2. 高层建筑深基工程做荷载试验时，在地面做试验要考虑基础底面以上的桩上段侧阻力值及沉降值，在基坑内做试验时要考虑桩的回弹及土的膨胀，桩土总刚度减少。

3. 主楼基础平均每根桩荷载值均小于地面及基坑内静载试验的承载力标准值。经计算主楼基础的沉降值为 79mm。

参 考 文 献

1. 徐文忠、徐激抒. 高层建筑深基坑内桩基应力分析. 岩土工程师，1995（4）
2. 徐文忠、徐激抒. 天津地区高层建筑桩基沉降计算. 岩土工程师，1996（3）第三期
3. 天津市建筑地基基础设计规范 TBJ1—88
4. 林桐、徐文忠. 天津国际大厦桩基础回弹及沉降分析. 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集，1991

1.15 初探沉淤对灌注桩承载力的影响

季沧江

（上海市建筑科学研究院，200032）

【提要】 本文论述桩底沉淤对灌注桩承载力的影响。

钻孔灌注桩以其独特的优点，在上海市区被广泛应用，经过二十余年努力，已经制订了相应的设计、施工和质量检测的规范和规程，既有成功的经验，也不泛众多的教训，特别是近几年来，直径越来越大，深度越来越深，穿透第七层、第八层达第九层，控制环节繁多，影响因素复杂，许多问题需要进一步研究，下面仅就沉淤问题，谈谈自己浮浅的认识。

1. 在静载荷试验中，我们经常可以遇到这样的情况，实测承载力远小于设计承载力，据静荷载试桩资料不完全统计，沉淤太厚的“事故”桩约为10%左右，表1列出了部分工程情况，不论是长桩还是短桩，大直径桩还是小直径桩均会发生这种现象，特别是超长桩、超径桩，穿过粉砂层较厚，工艺参数稍有不慎，极易造成大量粉砂沉淀，因此在地质条件较差的地区施工质量不易保证，一般情况下，轻度沉淤造成的影响不大，总沉降量略有增加，然而，过多的沉淤将会明显影响桩基垂直承载力，由表一中统计数字可见，通常实测值约为设计值的60%～90%（更多的约为70%～80%），此数据充分反映了上海地区地基对桩的支承以摩阻力为主，端承力为辅的特点。

部分沉淤过厚静载试桩状况汇总表 **表1**

序号	工程称号代号	桩基规格	极限承载力（kN）		持力层	实测值/设计值
			设计值	实测值		
1	Z_1	35.2m φ650	3000	1800	⑦—1层	60%
2	Z_2	58.8m φ800	7000	5120	⑧—2层	73.1%
3	Z_3	51.9m φ700	5000	3000	⑦—2层	60%
4	Z_4	63m φ800	7200	5760	⑨—1层	80%
5	Z_5	68.5m φ850	9240	8236	⑨—1层	89.1%
6	Z_6	39m φ650	3400	2640	⑦—2层	77.6%
7	Z_7	（有效）36m φ700	3600	3200	⑦—2层	88.9%
8	Z_8	（有效）32m φ600	3000	2700	⑦—2层	90%
9	Z_9	70.3m φ850	10000	9000	⑩层	90%
10	Z_{10}	56m φ850	8500	7650	⑦—2层	90%
11	Z_{11}	64m φ800	8050	7700	⑨—1层	95.6%
12	Z_{12}	49.7m φ800	7820	5850	⑦层	74.8%
13	Z_{13}	46.9m φ700	4400	3600	⑤—4层	81.8%
14	Z_{14}	69m φ800	7500	6000	⑦—3层	80%
15	Z_{15}	34m φ550	2280	2052	⑤—2层	90%
16	Z_{16}	33m φ600	2600	1820	⑤层	70%
17	Z_{17}	（有效）29m φ800	4400	2800	⑦—2层	63.6%
18	Z_{18}	43.4m φ650	3000	2400	⑥层	80%

2. 沉淤过厚的判定方法：在静载荷试验中实测值小于设计值的可能原因有桩身混凝土强度过低（例如桩身严重夹泥、离析、浮浆未完全清除）受压后桩身结构破坏；或沉淤过厚致使端承力不能发挥，此种情况往往伴随着桩侧泥皮过厚，“涂抹”作用使侧摩阻力降低；或地基土对桩的实际支承力远小于设计计算值。

在某一具体“事故”中，如何去正确判断？我们经过多年的实践，认为可以按照下列方法：

（1）在静载试验前和后，各进行一次低应变动测，通常桩身结构破坏，在低应变动测曲线上应有明显反映，并能初步估计桩身破损的位置。

（2）根据表一的统计结果，如果由于沉淤过厚所引起，其实测值大约是设计值的60%～90%，如若百分比过小，仅仅由于沉淤过厚所致可能性不大。

（3）分析静荷载试验的实测曲线，特别是 s-lg$t$ 曲线，如若沉淤过厚，在 s-lg$t$ 曲线族中相应位置应该出现极大值，而在正常地基破坏时，s-lg$t$ 曲线族中出现最大值。其次，在静载荷试验过程中，正常加荷至某级时，桩身沉降突然加大，如果由于沉淤过厚所致，随着沉淤的压实，桩身沉降速率会逐渐减小，最后趋于稳定，如 s-lg$t$ 曲线（图1）中的 AB 段和 BC 段，整条曲线由竖向直线下降逐渐转向水平或呈现出转向水平的趋势，待此级稳定后，加下一级荷载，级间沉降将会明显减小。如若继续加荷，级间沉降将会逐渐增大，直至地基破坏达到最大值，随着荷载的增加，桩身沉降速率亦将急速增加，不可能达到稳定或有收敛的趋势。

3. 侧摩阻力与沉淤关系：表2列出了 A 广场、B 广场静载试桩 S_1、S_2、ST-1 实测侧摩阻力的数据，图1为该三根试桩的典型 s-lg$t$ 曲线，由图中不仅可以看到有较大的沉淤存在而且可以观察到沉淤压缩的过程。

上海地区沉淤过厚桩侧摩阻力建议值和实测值比较 **表2**

工程名称	桩号	规格	持力层	土层编号	勘察报告(或规范)中建议值(kPa)	静载试验时实测值(kPa)	实测值/建议值(%)	相应沉降(mm)
A广场	ST-1	φ800mm 51m	⑦-2层	⑥	50～60	19.9	39.8～33.2	119.1
				⑦-1	60～80	28.7	47.8～35.9	
				⑦-2	70～90	23.0	32.9～25.6	
B广场	S_1 及 S_2	φ650mm 41m	⑦-2层	⑥	80～95	53～64	66.3～67.4	96.8～112.3
				⑦-1	90	55～57	61.1～63.3	
				⑦-2	100～110	57～62	57～56.4	

由表2可见，对于这种沉淤过厚的桩，即使在桩土相对有较大位移情况下，下层土（⑥、⑦-1、⑦-2）的侧摩阻力并未达到勘察报告或上海地基基础规范中的建议值，而仅是建议值的25.6%～67.4%。沉淤过厚不仅丧失了端承力，而且影响了下层土侧摩阻力的充分发挥，与正常桩比较，下层土至少丧失了1/3以上的侧摩阻力，这就是实测值不仅小于设计值而且小于根据规范计算的侧摩阻力的原因。

4. 工程实例：图2给出了某工程S-2试桩静载荷曲线，该桩桩径为800mm，长度为51m

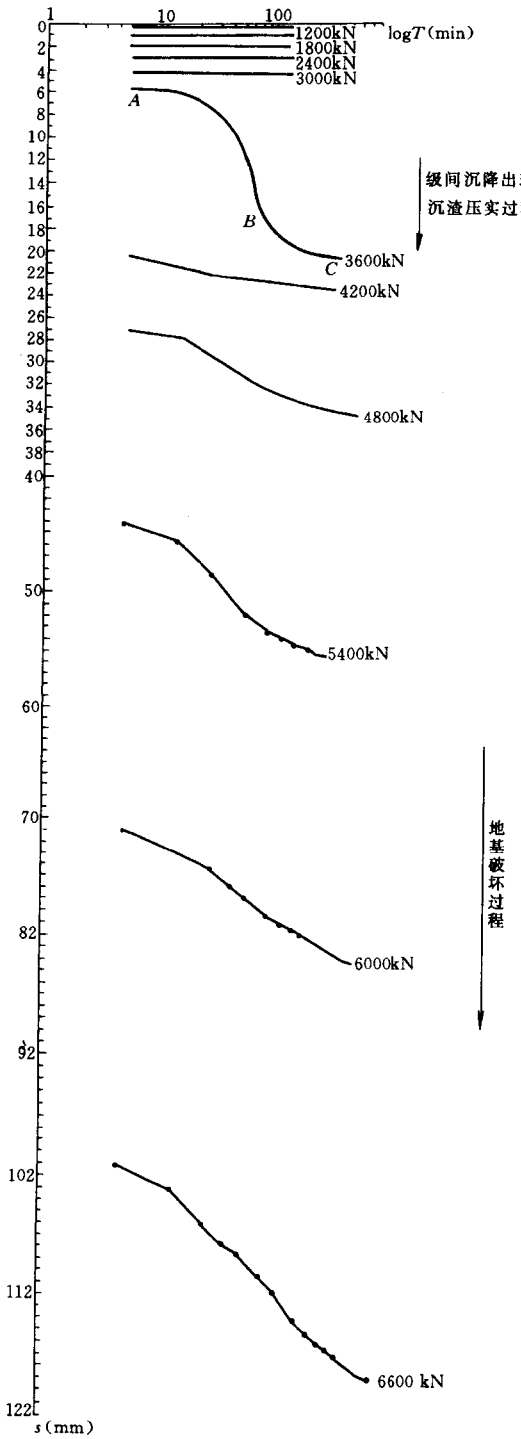


图 1　*ST*-1 桩 *s*-lg*T* 曲线

设计要求单桩极限承载力为 7000kN，桩基持力层为⑦-2 层，成桩后 28 天第一次试桩，极限承载力为 4200kN，总沉降 70mm。沉淤压实 60mm，成桩 40 天后进行第二次试桩，由图可见，极限承载力有了显著提高，从荷载 3000kN 以后，两根曲线明显分离。极限承载力达 7800kN 以上，总沉降量仅 19mm。

地基土对桩支承力显著提高是由于：

(1) 沉淤压实后，随着荷载的增加，端承力的作用逐渐发挥。

(2) 由于沉淤压实后，下层桩周摩阻力也可得到充分的发挥。

5. 沉淤过厚的灌注桩后期承载力的探索：

图 3 表示某工程沉淤过厚桩两次静载试验的结果，由图可见，后一次试验在低荷载时基本上是前一次的重复，在高荷载时远小于前一次试验值，这是由于尽管经历了 120 天的养护，桩侧摩阻力并未提高，而桩底状态经过第一次试验破坏后尚未恢复。由此可见，沉淤过厚不仅影响现有承载力而且对于后期承载力的增长极为不利。

6. 桩底压浆是解决沉淤过厚，改善桩的荷载传递状况、发挥地基土对桩的支承能力的有效施工工艺。

图 4 绘制了某工程 132 号桩不同时间试压的 *P*-*s* 曲线，*A* 曲线为成桩 28 后试验曲线，*B* 曲线为经过周边压浆处理后重压的 *P*-*s* 曲线，比较 *A*、*B* 曲线，同样 3mm 总沉降时，承载力后者较前者明显提高。

图 5 显示了某工程 *C*、*D* 二根桩的 *P*-*s* 曲线，它们之间唯一的区别是前者桩底未进行压浆处理，后者桩底已进行过压浆处理，显然后者较前者具有更高的承载力。有关研究表明，压浆以后由于桩底软弱垫层得到良好的加固，桩基承载力大约可以提高 30%左右，其机理是：

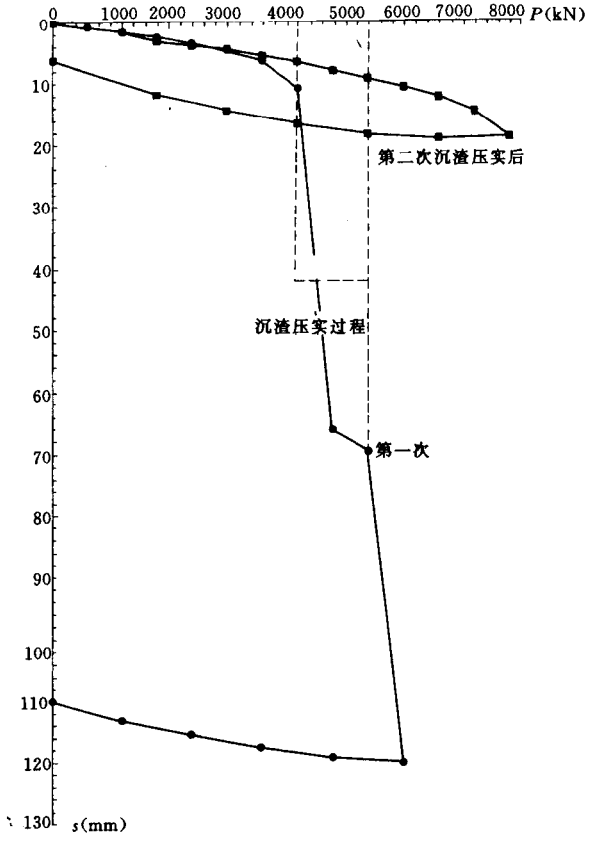


图 2　s-2 桩两次试桩 P-s 曲线

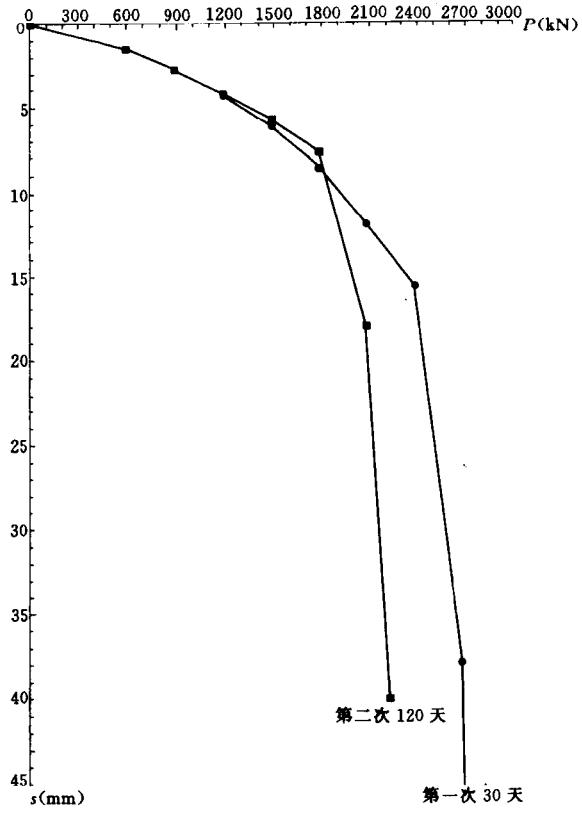


图 3　T3#桩 P-s 曲线
（成桩日期 93.09.30）

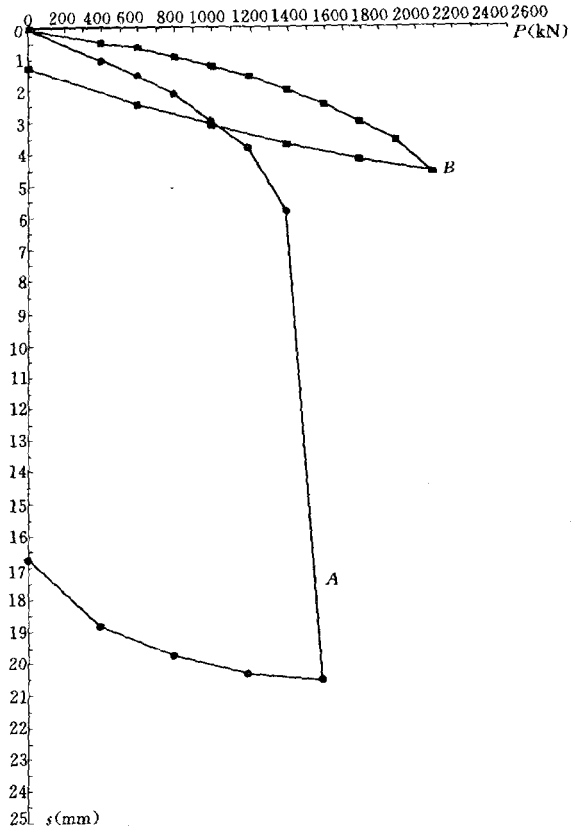


图 4　132# 桩 P-s 曲线
A　成桩 28 天后第一次测试；B—桩周压密注浆加固后第二次测试

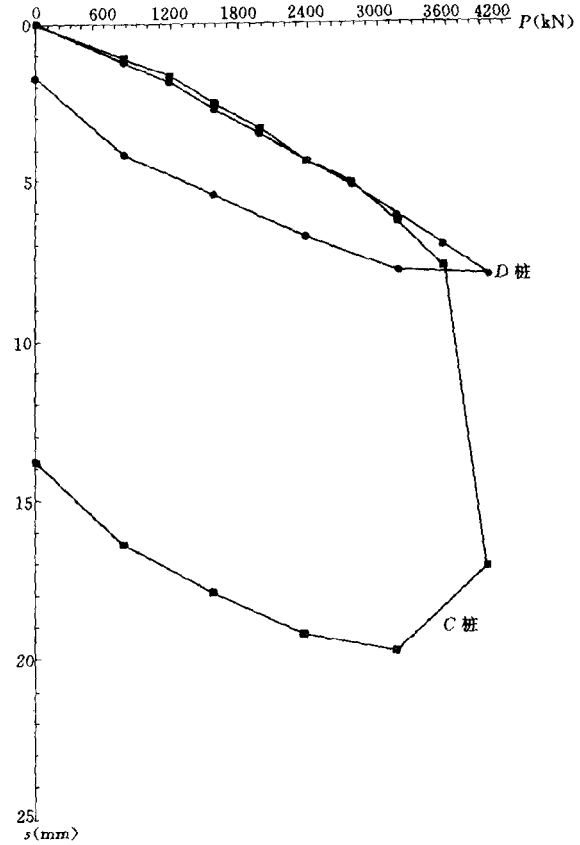


图 5　C 桩、D 桩 P-s 曲线
（成桩日期 96.01.29）
C 桩-桩底未压浆；D 桩-桩底压浆

（1）桩底压浆后，桩下端形成扩大头，挤压桩底及其周围土体，使其密实，增加了桩下端桩周土的侧面压力，因而使桩周下部侧摩阻力提高；

（2）可能在桩底压浆后形成扩大头，增加了桩的端承能力；

（3）底部压浆可使桩尖虚土或被扰动的土层挤密、固结。

由于压浆方法（桩底或桩侧）具有工艺简单，效果明显，投资小效益高等特点，它的推广应用将成为解决传统钻孔灌注桩沉淤过厚、提高钻孔灌桩桩承载力的一种有效方法，具有良好的社会效益和经济效益，地基土对桩的支承能力得到充分的发挥。

7. 结论

（1）钻孔灌注桩的沉淤过厚不仅丧失端承力，而且影响下层土的侧摩阻力的发挥，对后期承载力的增长极为不利，因此，控制沉淤是目前钻孔灌注桩施工是否成功的关键，即使对于不考虑端承力的纯摩擦桩也不例外，桩底注浆不失为一种解决沉淤过厚的有效方法。

（2）在钻孔灌注桩中，桩侧摩阻力和端承力是组成基桩承载力统一体的两个不同的侧面，它们是相互联系、相互影响的，侧摩阻力的正常发挥是要以一定的端承力为基础的。

1.16 碎石桩加固桩间软土的试验研究与计算分析

周 成 方永凯
（南京水利科学研究院土工研究所，210024）

【提要】 本文通过模型试验，研究了用碎石桩加固桩基础桩间软土的有效性和实用性，并对模型试验进行了有限元计算，从理论上作出对比分析。

一、前 言

近年来，许多学者对软土中的桩基础课题作了大量研究，所得的结论几乎都是桩间软土承载有限、变形很大，只有在大桩距、高应力水平的工作状态下，才可以考虑承台下及桩间软弱土体的承载性能。本文从模型试验的开展入手，对桩间软土实行碎石桩加固处理，以探讨软土地基与复合地基两类不同地基中桩基础工作性状的差异，研究复合地基类桩基加固的作用特性，并对模型试验进行有限元计算，从理论上作出对比分析。

二、模 型 试 验

模型试验分二桩（桩距 $s=4d$）、三桩（桩距 $s=6d$）两种群桩在软土地基及碎石桩复合地基两类地基中试验两部分。模型试验模型的箱高 150cm、长宽各 60cm。模型桩桩长 120cm，用 36mm 外径的硬质塑料管外裹水泥浆制成，以模拟混凝土桩与土体的界面作用特性。承台由有机玻璃框内浇砂浆制成，以保证桩头与承台的有效连结，并便于在软土地基试验后敲掉承台设置碎石桩，进行碎石桩加固桩间软土的试验。碎石桩采用钢钎成孔投料再扦插的方法设置，桩径 3cm，桩长 50cm。制模土料及砂石料的物理、力学性质分别见表 1、表 2。

制模土料的物理、力学性质 **表 1**

名称 \ 指标	含水量 w（%）		湿密度 ρ（kN/m³）		c（kPa）	φ（°）
淤泥质粘土	二桩	三桩	二桩	三桩	4.0（5.0）	25.0（23.0）
	29	32	18.6	19.2		

碎石桩制模所用砂料、细石料有关物理指标及颗粒组成 **表 2**

名称 \ 指标	γ（kN/m³）	粒径大小（mm）			
		<1	1～2	2～4	4～5
砂粒细粒石混合料	26.0	5.2%	44.7%	30.3%	19.8%

制模时先按含水量要求计算用水量，拌合后按容重要求分层填土压实。桩体采用在桩头设置固定架的方法垂直架立。考虑到实际土层由于上覆压力和团结作用的影响，下面的土层要相对密实些，填好后静置固结一段时间再进行试验。模型桩预埋时桩端采用砂坑法埋设 *BW*-5 箔式微型压力盒，浇筑承台时台下也预埋土压力盒，并假定桩端及台下土反力均布，以计算出桩基总的侧摩阻力。试验采用慢速维持荷载法，每级荷载 200～400N，自加荷起的第一小时内，按时间间隔 5、10、15、30 分钟各测读一次沉降，以后每隔 30 分钟

测读一次，直至一小时内累计沉降不超过0.15mm，且在两小时后还连续出现两次即认为达到相对稳定，并开始加下一级荷载。当某级荷载下的沉降量在两小时后还不出现稳值或沉降较大时停止加载。土压力盒在每级荷载沉降稳定后测读一次。试验结果经整理后，主要由荷载-沉降（P-s）曲线，承台反力-荷载（P_c-P）曲线及总侧摩阻力～沉降（P_f-s）曲线等成果来反映，见图1至图6。

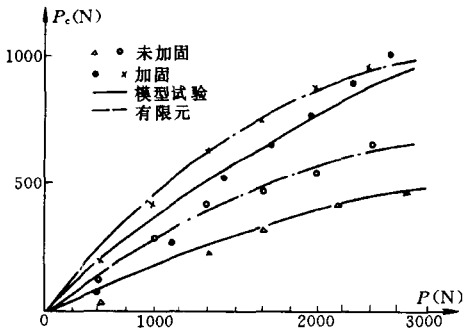


图1　双桩群桩 P_c～P 对比关系曲线

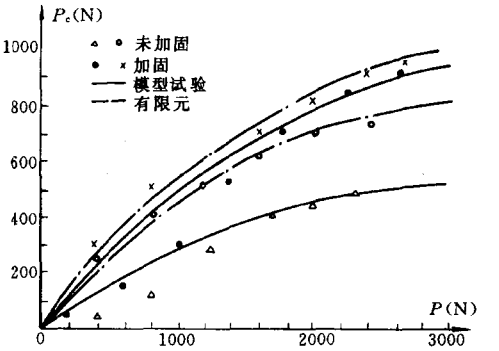


图2　三桩群桩 P_c～P 对比关系曲线

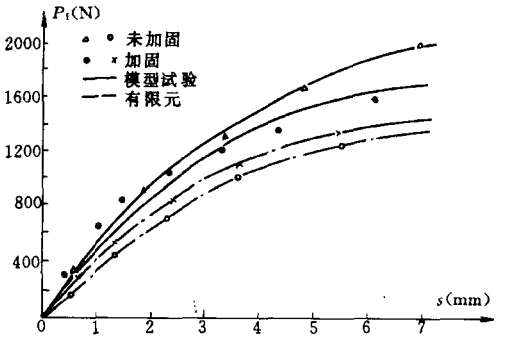


图3　双桩群桩 P_f～s 对比关系曲线

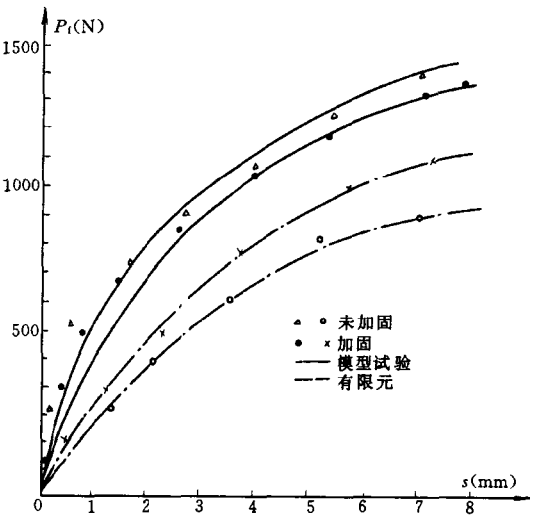


图4　三桩群桩 P_f～s 对比关系曲线

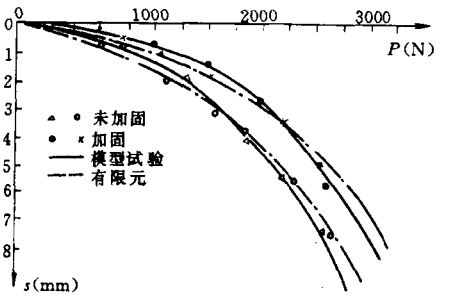


图5　双桩群桩 P～s 对比关系曲线

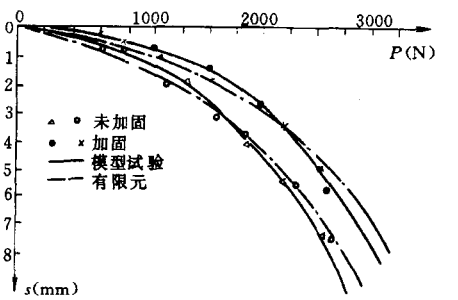


图6　三桩群桩 P～s 对比关系曲线

三、有限元计算

根据碎石桩复合土三轴试验结果（见表3），应用复合土强度理论对软土中的桩基础和碎石桩加固桩间软土的模型试验进行有限元分析。模型试验严格地讲属于三维问题，为了计算的需要，采用一种等效的以二维系统代替三维系统的方法，即采用降低了弹性模量的环形等效刚度复合体材料来代替群桩环形区域化的桩体，承台按面积等效的原则转化为圆形承台。这种简化的方法抓住了桩基础变形的主要特性，计算的结果基本上是符合规律的，见图1至图6。

模型试验计算参数（1-二桩、2-三桩）　　**表3**

参数	K		n		c (kPa)		φ (°)		G		F		R_f		D	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
软粘土	44.0	41.0	0.65	0.67	5.0	4.0	25.0	23.0	0.24	0.25	0.15	0.16	0.6	0.59	2.7	2.6
碎石桩复合土	69.0	57.0	0.56	0.58	12.0	9.0	28.0	26.0	0.20	0.22	0.12	0.13	0.69	0.68	2.5	2.4

四、试验结果与计算结果的分析

从图1至图4的试验结果与计算结果可以看出，软土中的桩基础与用碎石桩加固桩间软土的桩基础的承载、变形都表现出承台分担的荷载 P_c 与桩侧总摩阻力 P_f 的发展随着荷载的增大和变形的发展而增加的趋势，且加固后呈现出更好的发展势态。图5和图6则显示出碎石桩复合地基中的桩基础比软土地基中的桩基础具有更高的整体承载力。这是因为，在荷载作用下，碎石桩类等散体材料桩的存在使得其周围的土体从原来主要是垂直向的受力状态改变为主要是水平向的空间受力状态。这使得一方面碎石桩加固桩间软土，形成复合地基，有效地提高了承台下土体的承载变形性能；另一方面，碎石桩类加强体把它因为应力集中而聚集的荷载通过横向效应转移给周围土体，改善了模型桩周围土体的侧向受荷状态，使侧摩阻力得以提高。P_f～s 试验曲线中所反映的在相同的沉降下，加固后的 P_f 值比软土情况中的 P_f 值略低，主要是由试验操作不当引起的。在进行完软土地基中桩基础的模型试验后，要敲掉承台以便设置碎石桩，在敲击承台的过程中，桩体与土体之间不可避免地要受到扰动，产生裂隙；而且模型试验也难以反映出设置碎石桩后挤密土体、加速排水固结等工程实效，使得试验值与计算值之间存在着误差分歧，需要作出进一步的研究。

五、结　　语

本文的研究结果表明，用碎石桩加固桩间软土是可行的、有效的。该思想推广到设计中去，把复合地基同古典的桩工技术相结合，不仅可以充分挖掘地基本身的潜在优势，亦能使得桩基的设计应用满足技术经济性的合理要求。该思想的丰富内涵有待工程实践的进一步挖掘和体会。

参 考 文 献

1. 刘金砺等. 软土中群桩承载性能的试验研究. 第六届全国土力学及基础工程学术会议论文集，1991
2. 钱家欢等主编. 土工数值分析. 北京：中国铁道出版社，1991
3. 王成华. 对室内桩基模型制作方法的若干探讨. 第七届土力学及基础工程学术会议论文集，1994
4. 周成. 复合地基中桩基的计算与试验研究. 南京水利科学研究院土工研究所，1995

1.17 考虑基础埋深补偿作用的桩土共同工作计算方法探讨

李 华 张 震

（中国建筑科学研究院地基所，100013）

【提要】 本文根据群桩实测桩间土反力发展变化的规律，分析探讨了基础埋置深度对桩间土反力的贡献，提出考虑基础埋深补偿作用的群桩承载力计算方法，适用于带地下室的桩筏、桩箱基础承载力计算。

一、概 述

桩土共同作用是一个很复杂的问题。长期以来，国内外众多的专家学者在理论分析、模型试验与工程实测三方面作了大量研究，取得丰硕的成果。但是对于这一问题的关键——桩间土的荷载分担尚未形成一致的认识。在工程实践中，对于采用筏基箱基的建筑物，一般均设有地下室。当底板下为天然地基时，基础埋深的补偿作用提高了地基的承载能力。一般情况下，基础埋置愈深，按深度修正得到的地基承载力也愈高。但目前在桩筏桩箱基础的设计中，尚未考虑挖除土重的补偿作用。当桩端持力层不变时，基础埋置愈深，桩就愈短。计算得到的群桩承载力愈小。例如图 1 (*a*)，当设置一层地下室时，桩长 21m，群桩承载力满足要求。但当设置三层地下室时，桩长仅 12m [图 1 (*b*)]，若不考虑基础埋深的补偿作用，承载力不能满足。但实际上由于挖土的卸载作用，土中应力不但并未增加，反而应有所减少。实际上基础埋置深度的补偿作用很大，如常见的带 2～3 层地下室的建筑物，因基础开挖卸除的土重可达总荷载的 20%～50%，甚至更多。国内外很多工程实测资料都说明，桩筏桩箱基础的承载潜力比较大。如果用补偿式基础的概念来认识和考虑桩间土的

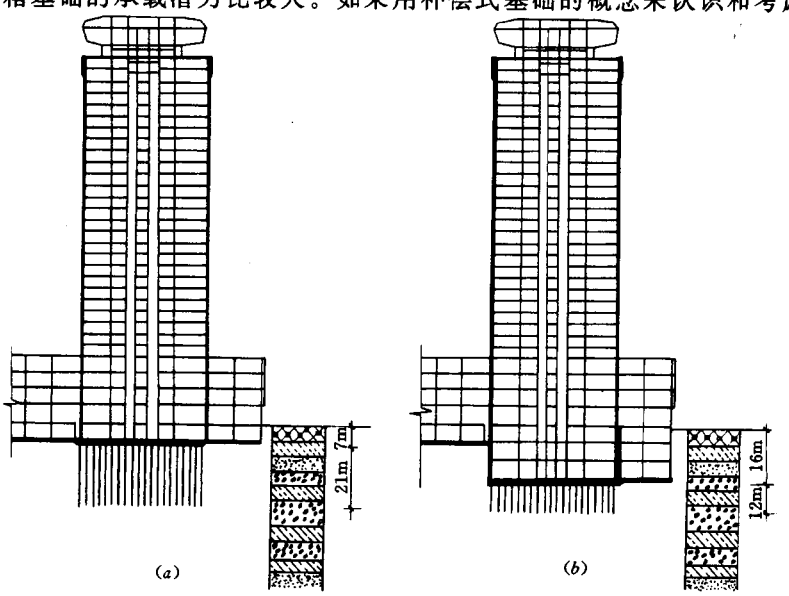


图 1

荷载分担作用，可以节约桩基工程造价。

二、群桩模型试验实测土反力规律

国内曾先后在不同土质的地基上进行过多组大比例群桩模型试验，得到大量桩间土反力的测试资料。这些试验均加载到极限荷载，可以帮助我们探讨超过常规工作荷载时桩间土反力的发展变化规律，补充实体工程观测中荷载受到限制的不足。

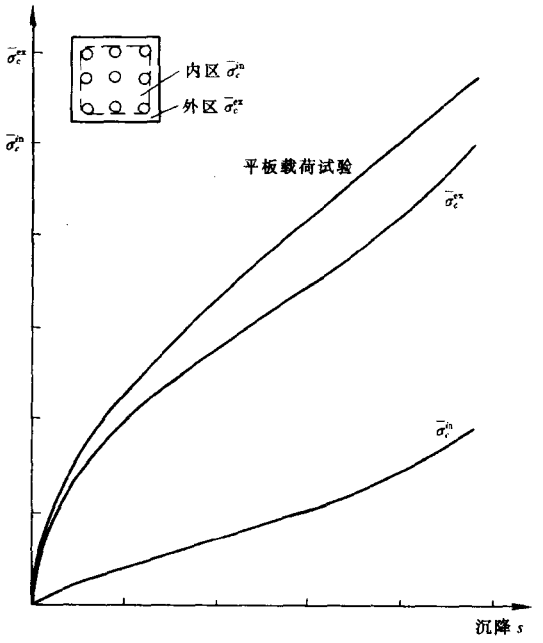


图 2

模型试验实测桩间土反力有以下规律：

1. 土反力大致呈马鞍形分布，中间反力小，边缘反力大，且群桩内部（内区）土反力比承台外缘（外区）土反力小很多。这主要是由于内区受桩竖向位移的牵连影响（剪切变形）所致[1]。

2. 外区平均土反力与沉降的关系是非线性的，与平板载荷试验的 Q-s 曲线相似，内区平均土反力与沉降近似呈线性关系（图 2）。当超过极限荷载后，曲线呈上升趋势，表明承台内区开始分担更大比例的荷载。

3. 内区土反力实测平均值比较小。在常规桩距（$3d \sim 4d$）及工作荷载（$Q_u/2$）条件下，实测土反力平均值一般小于 20kPa，土质愈软，桩间土反力愈小（见表 1）。

不同桩距群桩承台内区土反力平均值 **表 1**

序号	桩距 s_a	$2d$		$3d$		$3.75d$		$4d$		$5d$		$6d$	
	荷载	$Q_u/2$	Q_u	$Q_u/2$	Q_u	$Q_u/2$	Q_u	$Q_u/2$	Q_u	$Q_u/2$	Q_u	$Q_u/2$	Q_u
1*	平均基底压力 p（kPa）			142	285			113	226			73	145
	平均土反力 $\bar{\sigma}_c^{in}$（kPa）			1.8	2.9			1.6	4.3			4.2	13.8
2*	平均基底压力 p（kPa）			167	334	146	292			111	223		
	平均土反力 $\bar{\sigma}_c^{in}$（kPa）			7.2	15.5	11.4	32.0			21.1	51.8		
3*	平均基底压力 p（kPa）	330	660	253	506			165	329			133	267
	平均土反力 $\bar{\sigma}_c^{in}$（kPa）	15	37	11	37			19	55			64	147

注：1. 上部粉质粘土，下部淤泥质土；
2. 上部素填土，下部砂砾层；
3. 粉土。

模型试验得到的桩间土反力发展规律说明以下两点：

1. 承台土反力随着沉降的发展而增加，桩间土能够可靠的分担一部分荷载。

2. 当桩侧摩阻力达到极限后，承台土反力增长幅度加大，承台分担荷载的比率提高，从而可以避免桩基出现急进破坏，改善桩基的工作性能。因此，低承台群桩的桩土共同作用使得群桩基础的可靠度有一定的提高。

三、桩筏桩箱基础实测地基反力规律

至今为止，国内外对桩筏桩箱基础进行了为数不少的地基反力工程实测。虽然桩间土分担的荷载因工程条件不同而呈现一定的差异，但其大体发展规律是相同的。从实测资料中，可以总结出具有代表性的桩间土平均反力 $\overline{\delta}_c^{in}$ 与沉降 s 的关系曲线，如图 3。典型的桩、土荷载分担随时间的发展曲线如图 4。从实测资料中可以总结出以下几点规律：

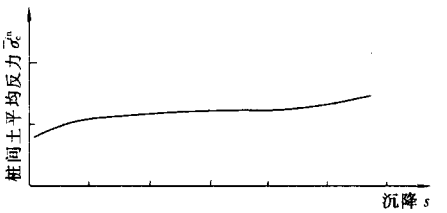


图 3

1. 土反力分布图形为马鞍形。群桩内部土反力分布比较均匀，底板外缘土反力较大。

2. 土反力与沉降的关系是非线性的，其发展基本上可划分为两个阶段：

(1) 底板及基础施工初期土反力增长最快，筏基箱基分担较大比例的荷载，而此时沉降值很小；

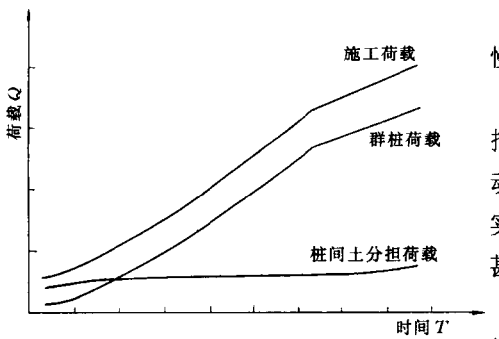


图 4

(2) 随着荷载及沉降的增加，土反力增长缓慢甚至停滞，筏基箱基荷载分担比率下降。

3. 位于软土地区的某些预制桩基础，由于打桩挤土效应，使得地面土大量隆起，受打桩扰动后的桩间土发生再固结沉降。在这种情况下，实测土反力初始增长至某一峰值后便逐渐减少甚至丧失。

表 2 列出国内软土地区 9 幢建筑物桩筏桩箱基础土反力实测结果，其中 σ'_c 为扣除水浮力后的实测有效土反力。表 3 列出国外硬土层上 6 幢建筑物桩筏基础实测有效土反力。绝大多数实测的桩间土有效反力均未超过上覆土自重应力。对于软土，实测有效反力 σ'_c 约为土自重应力的 26%～45%，对于硬土，σ'_c 与 σ_0 较为接近，可达 σ_0 值的 87%～100%。

地基土反力的工程实测结果说明，土质条件与基础埋深是影响桩间土承载潜力的重要因素。通常桩筏桩箱基础都有一定的埋置深度，挖土对于桩间土是一个卸荷过程。在承担底板传递的压力时，桩间土首先产生回弹再压缩变形。在基础底面处土的自重压力范围内，基底压力引起的土体压缩变形较小，有利于桩间土承载作用的发挥。另外，施工因素对桩土共同作用也有不可忽视的影响。在浇筑基础底板时，底板的自重压力是由桩间土与桩顶共同承担的。施工初期，桩头与底板尚未形成牢固的整体，需要待底板混凝土达到一定强度并经过一定程度的变形调整后，底板才有可能将荷载更多的分配到桩上。以上所述，便

是实测桩间土反力在施工初期增长较快，随后增长变缓的主要原因，另外，当桩间土在施工中受到扰动时，施工因素更成为桩间土承载潜力能否发挥的关键。

国内桩箱和桩筏基础土反力实测概况 **表 2**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
序号	上部结构 层　数	基础形式 总压力(kPa)	基础尺寸 基础埋深(m)	桩　长(m) 桩径、宽(cm)	桩　数 桩距(m)	实测沉降推算值(cm)	上覆土自重应力 σ_0(kPa)	实测有效土反力 σ'_c(kPa)	计算桩间土反力 p'_c(kPa)	实测 σ'_c 计算 p'_c
1	框　剪 22 层	桩　箱 310	42.7×24.7 5.0	22.0 ϕ55.0	344 1.7—2.0	3.6	52.5	13.4	15.8	0.85
2	框　筒 25 层	桩　箱 295	37.0×37.0 7.0	25.8 45×45	240 1.5	12.8	78.8	25.3	23.6	1.07
3	剪力墙 18—20 层	桩　箱 250	29.7×16.7 2.0	7.5 40×40	183 1.20—1.35	39.7	21.5	17.3	15.0	1.15
4	剪力墙 12 层	桩　箱 228	25.2×12.9 4.5	25.5 45×45	82 1.80—2.10	10.8	53.3	20.0	16.0	1.25
5	框　剪 16 层	桩　箱 240	44.2×12.3 4.5	27.0 45×45	203 1.65—3.30	3.0	51.1	15.0	15.3	0.98
6	剪力墙 32 层	桩　箱 500	27.5×24.5 4.5	54.0 50×50	108 1.60—2.25	4.0	49.3	19.0	15.0	1.27
7	框　筒 26 层	桩　筏 320	38.7×36.4 7.6	53.0 ϕ60.9×1.2	200 1.90—1.95	4.5	80.6	29.4	24.8	1.19
8	筒　仓 高 41.1m	桩　筏 288	69.4×35.2 1.0	30.7 45×45	604 1.9	5.2	16.0	28.0→0		
9	烟　囱 高 210m	桩承台	ϕ29.8 4.5	21.5 40×40	248 1.4—1.6	7.4	55.0	30.5→0		

国外桩筏基础土反力实测概况 **表 3**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
序号	上部结构 层　数	基础形式 总压力(kPa)	基础尺寸 基础埋深(m)	桩　长(m) 桩径、宽(cm)	桩　数 桩距(m)	实测沉降(cm)	上覆土自重应力 σ_0(kPa)	实测有效土反力 σ'_c(kPa)	计算桩间土反力 p'_c(kPa)	实测 σ'_c 计算 p'_c
1	剪力墙 22	桩　筏 270	47.0×25.0 2.0	17.0 45×45	222 1.6	3.2	38.0	27.0	31.4	0.86
2	剪力墙 16	桩筏 190	43.3×19.2 2.5	13.0 ϕ45.0	351 1.6	1.6	47.5	47.5	39.2	1.21
3	框　筒 31	桩　筏 368	25×25 9.0	25.0 ϕ90.0	51 1.9	2.2	170.0	147.2	140.3	1.05
4	框　筒 30	桩　筏 551	2(24.5×17.5) 2.5	20.0 ϕ90.0	2×42 2.70—3.15	>4.5	48.8	82.6	40.3	2.05
5	框　架 11	桩　筏 235	56×31 13.65	16.75 ϕ180.0	29 6.90—10.0	2.0	172.9	164.5	142.6	1.15
6	筒中筒 56	桩筏 544	58.8×58.8 14.0	26.9—34.9 ϕ130.0	64	>12	220.9	184	192.2	96.0

注：表内工程 p'_c 计算时取 f_k=250kPa。

四、考虑基础埋深补偿作用的群桩承载力计算方法

由于桩土共同作用问题受多种因素影响，目前尚难以从理论上解决。因此本文根据桩间土反力的工程实测资料，着重分析探讨基础底面处土的自重压力对桩间土荷载分担的影响。以此为基础，参照《建筑地基基础设计规范》(GBJ 7—89) 中单桩承载力设计值计算(8.6.6-3)，提出考虑桩间土分担荷载的经验计算方法，供设计人员参考。

1. 计算的适用条件

本文提出的计算方法适用于由摩擦型群桩组成的带地下室的桩筏桩箱基础，也可应用于承台板有较大埋置深度的摩擦型群桩基础。

当承台底面以下存在可液化土、湿陷性黄土、高灵敏度软土、欠固结土、新填土，或可能出现震陷、沉桩过程中土体隆起时，桩间土的承载作用是不可靠的，本文推荐的公式不适用。

2. 桩间土承载面积的确定

实测的桩土相互作用系数表明，距桩身侧壁半倍桩径范围内，土体受桩竖向变形的牵连影响较大，不利于土反力的发挥[2]。据此假设距桩身侧壁半倍桩径范围内的桩间土不参与荷载分担，如图 5 所示。群桩中单桩所代表的桩间土承载面积由下式确定：

$$A'_{c,s} = A_{c,s} - 4A_p \tag{1}$$

$$A_{c,s} = A_c/n$$

式中 $A'_{c,s}$——单桩代表的桩间土承载面积；

$A_{c,s}$——单桩代表的承台底面积；

A_c——承台底面积；

n——桩数；

A_p——桩身横截面面积。

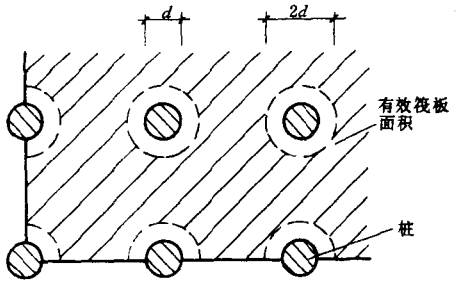


图 5 有效底板面积简图

3. 桩间土分担荷载的取值范围

实测资料表明，当浇筑基础底板混凝土时，桩间土便承担了一部分底板的自重压力。在软土地区，桩间土可以承担 15～20kPa 的压力。因此，假设桩间土分担的平均荷载不小于 15kPa 是比较符合实际的。实测资料还说明，当基础底面土的自重应力 σ_0 较大时，有效桩间土反力 σ'_c 也较大，且两者比值 σ'_c/σ_0 与地基土的承载力有关，承载力愈高，比值愈大。为反映出上述规律，假设桩间土分担的压力 p'_c 与基底处土的自重压力 p_c 成正比，并且其比值与基底地基土的承载力标准值 f_k 成线性关系，计算公式如下：

$$p'_c = 0.3p_c \qquad 60 \leqslant f_k \leqslant 100;$$

$$p'_c = \left[0.35\left(\frac{f_k}{100}\right) - 0.05\right]p_c \qquad 100 < f_k < 300;$$

$$p'_c = p_c \qquad f_k \geqslant 300 \tag{2}$$

式中 p_c——基础底面处土的自重压力 (kPa)；

f_k——承台底$\frac{1}{2}$承台宽度深度范围（≤5m）内地基土承载力标准值（单位为kPa）。

当计算中出现 $p'_c < 15$(kPa) 时，取 $p'_c = 15$(kPa)。

按照(2)式计算出的桩间土分担压力 p'_c 值列于表2、表3，计算值与实测值比较接近。

4. 考虑基础埋深补偿作用的桩基承载力计算公式：

$$R = 1.2R_k + (A_{c,s} - 4A_p)p'_c \tag{3}$$

式中 R——单桩竖向承载力设计值；

R_k——单桩竖向承载力标准值；

$A_{c,s}$——单桩代表的承台底面积；

A_p——桩身的横截面面积；

p'_c——桩间土分担的基底压力，由（2）式确定。

5. 计算实例

某高层建筑主楼地上53层，地下3层，基础为42根2.85m×2.0m截面矩形挖孔桩加5.3m高箱式筏板。基坑开挖深度为16m，地下水位埋深14m。

按本文方法计算筏板分担的荷载：

土的平均重度为 19.5kN/m^3

$$p_c = 19.5 \times 14 + 9.5 \times 2 = 292\text{kPa}$$

基底土 f_k=300kPa

$$p'_c = p_c = 292\text{kPa}$$

筏板底面积 $A_c = 2206\text{m}^2$

单桩截面面积 $A_p = 2.85 \times 2 = 5.7\text{m}^2$

筏板分担的荷载为

$$\begin{aligned} Q_c &= (A_c - 4nA_p)p'_c \\ &= (2206 - 4 \times 42 \times 5.7) \times 292 \\ &= 364.5(\text{MN}) \end{aligned}$$

经计算，筏基分担的荷载为总荷载设计值的33%。

五、结　论

1. 桩筏桩箱基础的桩间土反力的发展不随荷载及沉降呈线性关系增加。当浇筑底板混凝土而沉降几乎为零时土反力就达到某一个较大的值，随后缓慢增长，其发展规律与模型试验有较大的差异。

2. 基础埋深、基底土质条件及施工对地基土的扰动是影响桩筏桩箱基础底板荷载分担的主要因素。

3. 在群桩承载力设计中考虑基础埋深的补偿作用，可以在保证建筑物安全使用的条件下节约桩基工程造价。

参　考　文　献

1. 刘金砺等. 钻孔群桩工作机理与承载能力的研究. 建筑科学研究报告，1984

2. Cooke R W. Price G., Tarr K J. Jacked pile in London clay: a study of load transfer and setllement under working conditions. Geotechnique, 1979, 29 (2)
3. 李华、张震. 群桩基础整体工作性能及计算方法. 建筑科学研究报告. 中国建筑科学研究院地基所, 1996.
4. 刘金砺、袁振隆. 粉土中群桩承台土反力性状与有关设计问题. 第五届全国土力学及基础工程学术会议论文选集. 北京：中国建筑工业出版社，1987
5. 建筑地基基础设计规范 GBJ 7—89，中国建筑工业出版社，1989 年北京.
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
7. 宰金珉. 宰金璋. 高层建筑基础分析与设计. 北京：中国建筑工业出版社，1993

1.18 汕头大直径超长桩基设计实践

丘湘泉

（中京建筑事务所汕头分所，515041）

【提要】 本文阐述大直径超长桩基在汕头软弱场地八度抗震设防区的设计实践。分析超长桩设计应考虑混凝土桩身的压缩，竖向桩端阻力宜考虑深度效应；当桩持力层选取中风化岩时施工可能遇到的问题及分析处理。

一、概　述

大直径超长桩一般是指直径 d≥800mm，桩长＞50m 的一种既大又长的特殊桩型。随着汕头地区高层、超高层建筑的建设需要，对基础承载与沉降控制要求更高，使用大直径超长桩日渐增多。根据本地工程地质情况使用大直径超长桩基本是冲，钻孔灌注桩，直径多为 800～1200mm，持力层一般选择深部粗砂层，强风化——中风化岩层，目前已施工最大桩长为 70m。

汕头地区工程地质是三江交汇的冲积地，浅部存在较厚的淤泥软土，约 30m 以下多为砂与粘土互层，强风化至中——微风化岩约深 40～90m，详见汕头市区综合地质剖面图（图 1）。

大直径超长桩在十多年的工程实践有成功经验也有教训，这个新课题确有总结和提高认识的必要。

二、大直径超长桩的受力特性

1. 超长桩应以非刚性桩来认识。传统将桩视为刚体的假定对超长桩是不确切的，因为超长桩一般为＞50m 桩，如此长桩在受到基础传下巨大压力桩身压缩在一般灌注桩桩顶可达到 8～15mm。桩身压缩在一定压力作用下随桩长而增加，因此超长桩在通常须计算桩下土的沉降及钻、冲孔桩端下沉渣的压缩量外，更应考虑混凝土桩的压缩变形量。摩擦支承桩桩身压缩量可以下式表示：

$$s = \psi \frac{R}{AE_c} l$$

式中　R——基桩竖向承载力设计值；

A——桩身截面积；

E_c——桩混凝土弹性模量；

ψ——沿桩长侧阻影响压应力的变化系数一般约为 0.7～0.85，纯端承桩为 1；

l——桩长。

桩身压缩使桩土相对位移并产生侧阻力。而桩土相对位移由底至顶逐渐增大，因此浅部土的桩侧阻将有较好发挥，甚至可能出现极限摩擦的侧阻。综上所述，严格地说超长桩实际上不存在纯端承型桩，其机理已由许多实际工程电侧桩的资料所表明。

桩身压缩量在基础沉降量中应引入作一项专门计算。浅部土的侧阻贡献，在对桩受力

地质年代	成因类型	层序	柱状图 1：400	层厚(m)	主要岩土特征
晚近期	人工	1		0～3.50	杂填土、填砂层：灰黄色，近期人工填积。
Q_4^m	滨海相	2		0～7.50	细砂：上部黄色，下部灰色，饱和，松散—中密，$N_{63.5}=4\sim20$，主要成分为石英，粒度较均匀，级配差。
		3		4.60～30.00	淤泥：灰色 青灰色，饱和，流塑，上部淤泥夹粉砂薄层；中部淤泥混贝壳，含量10%～30%；下部淤泥含腐植质和植物残屑。$\gamma=1.53\sim1.82g/cm^3$，$w=35.9\sim73.4\%$，$e=1.01\sim1.98$，$w_L=28.3\sim64.0\%$，$w_p=18.0\sim39.2\%$，$I_p=10.3\sim26.8$，$I_L=1.28\sim1.74$，$C=7.8\sim37.2$kPa，$\varphi=1.7\sim27.9°$，$E_{1-2}=1.2\sim3.9$MPa
Q_3^{mc}	海陆交互相	4		4.10～24.00	亚粘土：杂色，灰白色，褐黄色，饱和，可塑，以亚粘土为主，夹粘土、轻粘土。
		5		1.50～10.00	淤泥质土：灰色，饱和，流塑～软塑，含粉砂和有机质。
		6		1.00～3.00	轻亚粘土：灰色，饱和，可塑，含砂约30%。
		7		2.10～12.00	砂土层：灰白色，饱和，中密～密实，由细砂～砾砂。
	滨海相	8		5.00～15.00	亚粘土：灰色，土黄色，饱和，软塑～可塑，以粘土，亚粘土为主，底部为轻亚粘土。
	河流冲积	9		2.00～8.00	中砂～砾砂：灰白色～土黄色，饱和，中密～密实，上部粒度较细，往下逐渐粗，底部为砾砂，含卵石，主要成分为石英、花岗岩、硅质岩
	残积相	10		0～15.00	残积轻亚粘土：灰色，灰绿色，湿，可塑～硬塑，含石英、长石约20%～50%，少量云母片
$r_3^{2(3)}$	强风化岩	11		0～15.50	强风化花岗岩：浅灰～褐黄色，由花岗岩或花岗闪长岩风化而成，由石英、长石，少量云母组成，长石已部分风化成高岭土，云母风化成绿泥石，花岗结构，节理，裂隙发育，偶见脉岩穿入
	侵入岩	12			中-微风化花岗岩，花岗闪长岩：灰白色，灰绿色，坚硬，块状，花岗结构。

图 1　汕头地质综合柱状图

分析时应予考虑。

2. 超长桩承载力设计通常多为桩身强度所控制。故超长桩设计中除计算端阻侧阻，尚应采用匹配混凝土等级验算桩身强度应具有的承载力。

3. 沉降量小，原因有二：

（1）汕头地质中在大于 50m 深处地质一般较好。

（2）长期工程实践基础沉降计算与实测对比表明沉降存在深度效应。

三、设计计算的几个问题

1. 支承于砂层桩端阻力宜考虑深度效应计算。超长桩土的端阻力参数目前规范虽未有

具体表格资料，但根据砂土的抗剪强度指标与工程经验计算端阻深度效应能符合实际，端阻力较高。因此桩的设计承载力也较大，并由大量工程实践静载试验所证实。实践表明，考虑深度效应单项工程可能节资几百万，经济效益显著。

2. 大直径桩计算中要考虑大直径尺寸桩侧阻、端阻的影响—即尺寸效应。《建筑桩基技术规范》JGJ94—94 已有条文，计算式系数见表 1。

大直径灌注桩侧阻力尺寸效应系数 ψ_{si}、端阻力尺寸效应系数 ψ_p　　表 1

土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土	土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	1	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{1/3}$	ψ_p	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/4}$	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/3}$

注：表中 D 为桩端直径。

3. 注意桩的水平抗力验算

钢筋混凝土大直径超长桩竖向承载高，按竖向承载力计算结构筒体墙，剪力墙、柱的配桩可能不多，但汕头属于Ⅲ场地的八度抗震设防区，高层建筑结构地震基底剪力较大，按竖向荷载初定的配桩量未必满足一般水平力验算。因为大直径钢筋混凝土灌注桩断面抗弯刚度 EI 大，在较小的变形时将产生较大应力，并在较小位移和转角下发生截面受拉破坏。通常采用的低配筋率（0.2%～0.4%）的大直径 RC 桩更是如此。如：d800 桩设计竖向承载力 5000kN，水平设计承载力仅为 100kN，桩水平承载力与竖向承载力之比仅为 0.02，低于一般高层框剪结构最低控制的基底系数，因此这个矛盾显得较为突出。

4. 设计采用多种不同桩径对筒基、柱基进行合理配桩，减少承台厚度及配筋将有明显效果。一般冲、钻孔桩径采用比较灵活，一项工程可用 2～3 种直径配桩不但使配桩更节约、更合理，又将大大减少桩承台厚度与配筋量。因为筒体墙基是高层建筑主要承重及抗震部件，竖向荷载及地震弯矩极大，如果将较大直径桩置作沿墙轴线布置，筒基悬挑部分在布桩时尽量在满足竖向及倾复力矩前提下布置小一些径，可以使承台冲切验算较易满足，且悬臂弯矩小，配筋也可大为减少。如图 2、图 3。

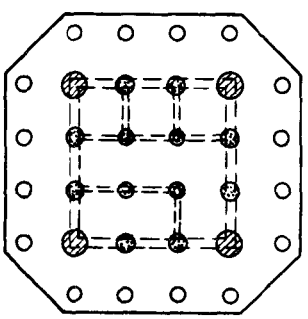


图 2　筒体墙承台

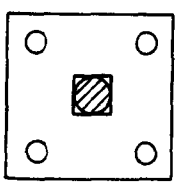


图 3　柱基承台

减少承台厚度之意义还在于相应减少地下室开挖深度，减少支护结构压力，起到既降低基础造价又减少支护造价的双重效益。

5. 注意桩的抗震构造要求，特别应桩上部二倍桩径长度范围加密箍筋。

四、几　点　体　会

1. 要按工程需要与所在场地地质情况进行基础设计。如前所述，大直径超长桩是高承

载力低沉降量的特种桩基。但这种桩基施工质量要求也高，施工难度较大，搞不好既满足不了设计要求反而成了事故。

汕头地质在中～深部砂层与软粘土多呈互层的地质，如何选择持力层是设计中一个技术与经济的优选问题。经作充分比较优选出来的长桩、中长桩方案其工程质量也可达到优良并经济效果显著。

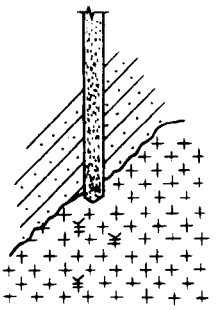


图 4　桩端位于陡坡岩面

2. 注意分析持力层工程地质，解决施工中出现的问题

(1) 对砂质土持力层：除要掌握砂层密实度、厚度、下卧层情况外，还要全面了解是否存在较高的承压水将对灌注桩成桩产生严重影响。

(2) 对于中～微风化持力层：虽属良好持力层，但此类持力层起伏变化大，情况复杂，意外情况多。设计与施工均应密切关注以下几种情况：

A. 持力层位于陡坡岩面（图 4）：

遇到此种情况，桩施工冲、钻易产生滑移，如处理不妥，桩的垂直度与承载力均受影响。故必须在施工至岩面情况时作分析判别，并采取必要的措施。

a）分析判别

①钻进过程钻头产生明显偏转跳动。冲击头不稳、有偏晃表现。

②地质资料显示有陡坡。

③近周已施工的桩岩面高差变化大。

b）处理

①施工桩底加垫碎石或片石，再继续冲、钻。

②宜改为冲孔桩机。

③宜有一倍桩径的全断面进入岩的嵌固深度。

④必要时补钻后处理。

B. 施工中遇“滚石”或“球状风化”地质（图 5、图 6）。

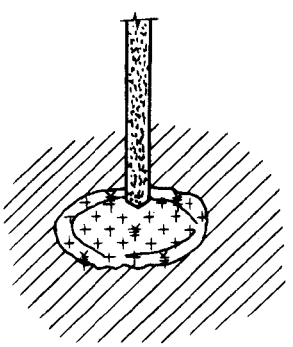


图 5　桩端位于“滚石”

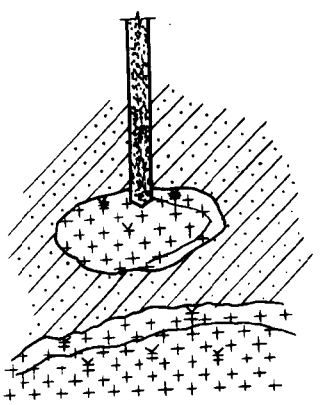


图 6　桩端位于“球状风化”地质

“滚石”是由自然力或人为因素使高处弧石滚落于第四纪土中，有些地带尚可能出现重叠的“滚石”。桩在施工中遇到“滚石”的特殊地质现象应慎重分析与处理。

a）分析判别

①从地质钻探资料岩层剖面图分析是“滚石”还是岩层的可能性。

②从钻、冲孔过程分析研究岩层上部是否存在残积土、强风化岩层记录，这是重要的判别。因为既是“滚石”则滚石的上面不存在残积土、强风化岩层的自然现象。

b）处理

①补钻探以摸清“滚石”的大小及“滚石”下的土质情况。

②根据摸清的情况对桩作支承力及所在桩承台的沉降计算是否满足设计要求。

“球状风化岩”现象是基桩在岩层上施工可能遇到的现象，对桩有一定影响，但一般不至于如“滚石”那样严重。若上部球状风化岩体很小，则要作具体分析与计算。

a）分析判别

①地质资料反映

②“球状风化”岩石之上、下、左、右一般有残积土强风化岩的包围，成孔进尺应有速度由快-慢-快-慢的记录。

b）处理

①必要时对地质资料欠详作补充钻探。

②按落实的地质作承载力、沉降计算及稳定性分析。

③如遇陡坡的岩面则宜加深嵌岩深度以增加稳定性。

以上地质情况，设计与施工应特别注意参考地质资料，周围桩入岩标高；桩机的钻、冲的进尺速度；桩机操作中感到的异常情况分析；泥浆捞出物判别并综合后作出判断。如果尚有疑问，宜改用钻头取岩芯研究，及时作出处理。

3. 应有能够供设计、施工研究分析的详细地质资料：特别是遇到岩层起伏大要适当加密钻点，钻入中风岩深度应不少于5m，以便对如球状风化及弧石大小情况有一初步的判定。

4. 在大直径超长桩十多年的设计实践中个人认为这种技术要求高，遇到复杂地质处理难度大，桩的设计竖向承载力大的桩型设计施工宜重视以下几个问题：

（1）大直径超长桩施工宜选择技术装备及技术素质高的专业队伍。

（2）深孔清渣宜用泵吸反循环工艺。

（3）坚硬岩面钻机难以钻进时宜用冲孔桩。

（4）注意混凝土料配比拌和均匀，复插，使中心与桩边强度密实均匀，混凝土强度满足设计要求。

5. 设计要考虑质量检测

大直径超长桩往竖向承载相当大，在未有大吨位进行静载试验设备的地区，则需配合超声及抽芯检查，这时需在施工时配合处理。

参 考 文 献

1.《大直径灌注桩抗震设计探讨》丘湘泉“桩基础专辑”黄熙龄主编，1992

2.“汕头高层建筑基础设计若干问题”丘湘泉“地基基础工程”第二期，1993

3.《建筑桩基规范》JGJ94—94

1.19 自重湿陷性黄土地区大直径灌注桩考虑上覆土重设计方法的探讨

张敬书

（铁道部第一勘测设计院，730000）

【提要】 自重湿陷性黄土地区，大直径灌注桩的扩大端存在上覆土重，对其承载力有较大影响。本文拟对此加以分析，提出了工程实际中实用的设计方法。

我国西北、华北的大部分省区，均有湿陷性黄土分布，其中不少具有自重湿陷性。正常情况下，这类土性质稳定，承载力也较高，但受水浸湿后，即便无附加荷载，仅在自重应力作用下，这类土也将产生湿陷，从而使上部建筑物及设备产生过大的沉降、变形，给工程建设造成了巨大的损失。

大直径灌注桩基础是自重湿陷性黄土地区常用的基础形式之一，但关于上覆土重对桩的影响及其设计方法，却未引起足够的重视。本文拟对此加以探讨，以期引起大家的注意，为进一步解决这一问题起到抛砖引玉的作用，不妥之处，望指正。

一、上覆土重的产生机理

1. 正常土层中大直径灌注桩的受荷机理

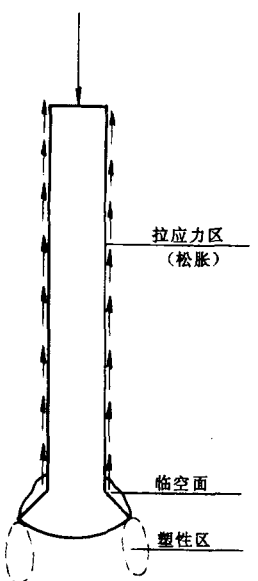


图 1 大直径扩底墩破坏模式

大量现场试验表明，大直径灌注桩在桩顶开始加荷后，桩身受压而产生向下的位移，桩侧表面受到土向上的摩阻力，桩身荷载通过发挥出来的侧阻力传递到桩周土层上去，因此桩身荷载与桩身压缩变形随深度递减。随着荷载增大，桩端产生了竖向位移及反力，由于桩端位移的产生，桩身各断面的位移进一步加大，桩身侧阻力也进一步发挥出来。最后，桩产生了不能适应继续承载的位移，桩承载力达到最大值，桩名义上宣告“破坏”。

桩破坏时，有以下几个特点（图 1）：

（1）桩身由于向下位移和侧阻力的发挥，其周围土产生拉应力区，出现松胀现象。

（2）桩底产生塑性区。

（3）桩扩大头上侧出现临空面，由于它的存在，桩扩大头上部土体由于其固结作用而未压在桩上。因此在一般情况下，桩扩大头不存在上覆土重的问题。

2. 自重湿陷性黄土地区大直径灌注桩上覆土重的产生机理

自重湿陷性黄土如未遇水浸湿而不发生湿陷时，大直径灌注桩的受力机理和变形机理同前述正常土层并无相异之处，但一遇水湿陷，情况就发生了显著变化。首先，当黄土刚

遇水而发生湿陷时，由于湿陷范围内黄土发生沉降，桩土之间产生了竖向的相对位移，土对桩身产生了一个下拉荷载，即“负摩擦力”，随着湿陷的继续发展，土体沉降也随之向下发展，桩身的负摩擦力也随之加大（图 2*a*）。最后，当湿陷发展到桩扩大头界面上时，原来存在于桩扩大头上侧的临空面将不复存在，扩大头范围内上部土重将直接压在扩大头上部，从而产生了上覆土重。这部分上覆土重对桩而言，实际上相当于增加了一个外加荷载，降低了桩的实际承载力（图 2*b*）。

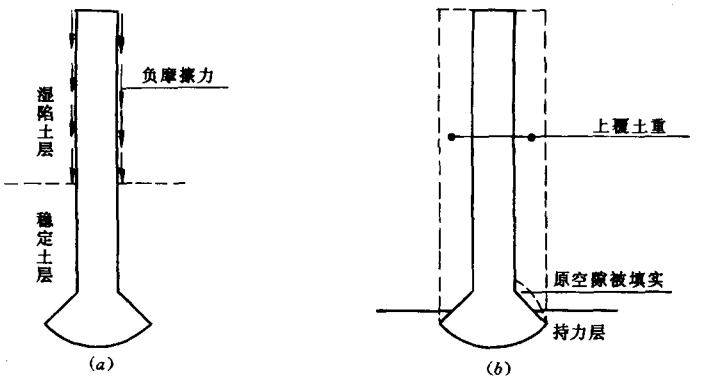


图 2

（*a*）负摩擦力的产生；（*b*）上覆土重的产生

3. 上覆土重的产生条件

如上所述，上覆土重产生的基本条件是自重湿陷性黄土遇水而完全发生湿陷。此外，另一个条件是桩扩大头上部完全为自重湿陷性土层，或者桩扩大头上部一般土层的抗剪能力不足以承受其上的上覆土重，如图 3 所示。

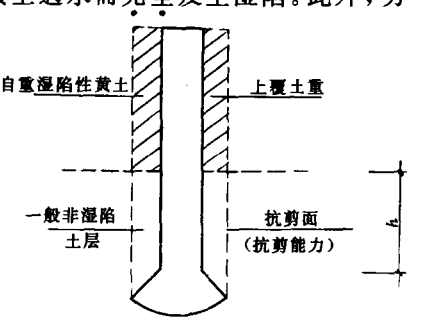


图 3　产生上覆土重的条件

根据图 3，如 $h=0$，则上部土层全部为湿陷性土层，上覆土重全由桩扩大端承受。

如 $h\neq0$，则分以下两种情况。其一是下部土层的抗剪能力小于上覆土重，那么在湿陷性黄土上覆土重的作用下，下部土层将发生剪切破坏，黄土的上覆土重连同一般土层的土重均将直接压在桩扩大头上，从而影响了桩的承载力。其二是一般土层的抗剪能力大于上覆土重，则虽然黄土发生湿陷，但上覆土重压在一般土层顶面，通过它传递到周围土层上去，而不会压在桩扩大头上，因此不存在上覆土重。但由于自重湿陷性黄土范围内桩身负摩擦力的存在，对桩的承载力仍会有一定的影响。

二、上覆土重的计算及对承载力的影响

1. 上覆土重的计算

如符合前述上覆土重的产生条件，则根据图 4 所示计算模型，按下式计算上覆土重。

$$G^n=\frac{1}{4}\pi\cdot l\cdot\gamma\cdot(D^2-d^2)$$

式中 G^n——上覆土重标准值（kN）；

l——桩扩大头至桩顶长度（m）；

D——桩扩大头直径（m）；

d——桩身直径（m）；

γ——上覆土的饱和重度（kN/m³）。

γ之所以取饱和重度，是由于上覆土重产生的条件是土体受水浸湿而完全湿陷。

根据上式，当$d=1$m，l分别为5m、10m时，取$\gamma=18$kN/m³，桩上覆土重的计算值详表1。

大直径灌注桩上覆土重（单位kN） **表1**

D（m） / l（m）	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
5.0	0	124.4	271.4	441.1	633.4	848.2	1085.7	1345.9	1628.6	1934.0	2262.0
10.0	0	248.8	542.8	882.2	1266.8	1696.4	2171.4	2691.8	3257.2	3868.0	4524.0

2. 大直径灌注桩承载力的计算

在自重湿陷性黄土地区，如符合前述上覆土重的产生条件，则其承载力中不计侧阻[1]，而只能考虑端承力。根据《建筑桩基技术规范》，其承载力按下式计算：

$$R_d=\frac{Q_{bk}}{\gamma_p}=\frac{\psi_b q_{bk}\cdot A_p}{\gamma_p}$$

式中：R_d——桩竖向承载力设计值（kN）；

γ_p——抗力分项系数，$\gamma_p=1.65$；

ψ_b——端阻力尺寸效应系数，对于砂土、碎石类土$\psi_b=\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{3}}$；

A_p——桩扩大端面积（m²）；

q_{bk}——桩极限端阻力标准值（kPa）。

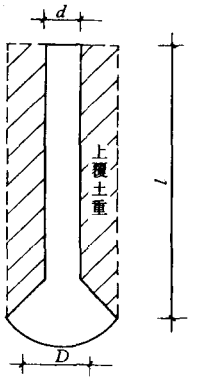


图4 大直径扩底墩计算模型

如分别按照卵石土稍密、中密、密实状态桩极限端阻力的下限值2000、3300、7000代入上式，则算出的承载力如表2所示。

大直径灌注桩竖向承载力设计值（单位kN） **表2**

D（m） / q_{bk}（kPa）	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
2000	883.8	1197.6	1548.5	1934.4	2354.0	2805.9	3289.0	3802.2	4344.9	4916.1	5515.1
3300	1458.3	1976.0	2555.0	3191.8	3884.1	4629.7	5426.9	6273.6	7169.1	8111.6	9099.9
7000	3093.3	4191.6	5419.8	6770.4	8239.0	9820.7	11511.5	13307.7	15207.2	17206.4	19302.9

3. 上覆土重对承载力的影响

对照表1、表2，可以得出大直径灌注桩上覆土重占承载力的百分值（表3）。

从表3可以明显看出，在自重湿陷性黄土地区，上覆土重对大直径灌注桩承载力有较

大影响。在桩身穿越的湿陷土层较厚的情况下，如扩底太大，上覆土重的值甚至已超过了大直径灌注桩的承载力[3]、[4]。

上覆土重占大直径灌注桩承载力的百分比　　表 3

D		1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0
$q_{bk}=2000$kPa	$l=5$m	0	10.4	17.5	22.8	26.9	30.2	33.0	35.4	37.5	39.3	41.0
	$l=10$m	0	20.8	35.0	45.6	53.8	60.4	66.0	70.8	75.0	78.6	82.0
$q_{bk}=3300$kPa	$l=5$m	0	6.3	10.6	13.8	16.3	18.3	20.0	21.5	22.7	23.8	24.9
	$l=10$m	0	12.6	21.2	27.6	32.6	36.6	40.0	43.0	45.4	47.6	49.8

三、自重湿陷性黄土地区大直径灌注桩考虑上覆土重的设计方法

如果满足前述上覆土重的产生条件，那么可以肯定大直径灌注桩会受到上覆土重的不利影响，因此，设计中对此不加考虑是不合适的，因此，特提出以下的设计方法，供参考。

1. 防水法

防水法是处理湿陷性黄土地基中最主要的方法之一（其它主要是地基处理和结构措施），它是采取一定的措施，防止场地积水和管道漏水等，实践证明，某些采取了防水措施的工程，即使未进行地基处理，但只要在施工和使用过程中加强管理，防止浸水，仍然能避免湿陷事故的发生。

湿陷性黄土地区采用桩基础通常是防止湿陷损坏房屋最有效的、也是最可靠的方法，在设计中，桩通常均穿透湿陷土层，支承在非湿陷土层上，只要桩承载力没有问题，即使土层全部湿陷，也不会对结构安全造成危害。因此，采用桩基础的工程，一般不要求同时采取较严的防水措施。但是，这也带来了一些不利影响，其一是负摩擦力；其二就是大直径桩扩大头上端的上覆土重；此外，如发生湿陷，则也会产生地面沉降、管道接头拉坏等不利后果。因此，即使采用了大直径桩基，也宜同时做好防水措施，因为自重湿陷性黄土的上覆土重确实较大，任其产生、发展，对工程会产生不利影响。

2. 增加桩端进入持力层的深度

增加桩端进入持力层的深度，有以下几方面的优点。其一是桩端进入持力层的厚度加大后，增大了桩扩大端上部良好土层的厚度（即图 3 中的 h），从而增加了该土层的抗剪能力，如其抗剪能力大于其上的上覆土重，则桩扩大端不承受上覆土重；其二是随桩端进入持力层的深度加大，在到达端阻临界深度之前，由于桩端阻力深度效应的影响，桩的端承力将加大[5]、[2]、[6]；其三是在多数情况下，越往下土层越密实，承载力也越高，如卵石土稍密状态时其端承力下限值仅 2000kPa，而中密时提高到 3300kPa，密实状态则增至 7000kPa；其四是随桩端进入持力层深度的加大，在不产生上覆土重时，其侧阻力将加大。

总之，加大桩端进入持力层的深度，是消除、减轻上覆土重影响的有力措施。

3. 仿照负摩擦力的处理方法

《建筑桩基技术规范》中处理负摩擦力的方法是将以往按定值设计法的安全系数降低，即由正常状态的 2 降为 1.2～1.3，如按上法，考虑上覆土重的公式为：

$$\gamma_0(N+1.27G^n)\leqslant 1.6R_d$$

式中 γ_0——结构重要性系数，一般情况下，$\gamma_0 = 1$；

N——上部结构传来的竖向荷载（kN）；

G^n——上覆土重（kN）；

R_d——桩承载力（kN）。

上述三种方法互相影响，相辅相成，如设计中采取了较好的防水措施，则可以仿照负摩擦力验算上覆土重的影响，如未采取防水措施，而且满足上覆土重的产生条件，则仿照负摩擦力来验算上覆土重就宜慎重。如已增加了桩端进入持力层深度，上覆土重不会产生，那么验算就没有必要，防水措施也可以宽一点。总之，设计中可以综合运用，不可偏执一法。

四、问 题 与 讨 论

1. 上覆土重是一个新的问题，其产生机理、计算方法都值得进一步探讨，尤其是应进行现场实验，以进一步摸清这一问题。

2. 上覆土重与负摩擦力的关系，无论从理论上还是实践上都应进一步探讨。

参 考 文 献

1. 湿陷性黄土地区建筑规范（GBJ 25—90）. 北京：中国计划出版社，1991
2. 建筑桩基技术规范（JGJ94—94）. 北京：中国建筑工业出版社，1995
3. 张敬书. 自重湿陷性黄土地区大直径扩底墩的设计. 地基基础工程. 1995（3）
4. 张敬书. 自重湿陷性黄土地区大直径扩底墩上覆土重对承载力的影响. 刘金砺主编：桩基工程技术. 北京：中国建材工业出版社，1996
5. 桩基工程手册编写委员会. 桩基工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1995
6. 刘金砺. 桩基础设计与计算. 北京：中国建筑工业出版社，1990

1.20 人工挖孔扩底灌注桩设计体会

赵艳秋　鲍育明
（南京军区建筑设计院，210029）

【提要】 人工挖孔灌注桩的设计应用已积累了相当多的经验，取得了较好的技术经济效果，本文给出了两个工程的人工挖孔扩底灌注桩计算及实测结果，并进行了对比分析。

一、概　述

大直径钢筋混凝土人工挖孔灌注桩在高层建筑中广泛应用，已积累了相当多的经验。由于单桩承载能力大，多数情况可采用一柱一桩，一墙两桩或三桩，用桩量少，省去了大承台，施工设备简单，施工速度快，对周围环境影响小，质量容易保证且检验直观，技术经济效益明显。在施工中应注意保证人身安全。

本文对两个钢筋混凝土框架结构的桩基计算及测试结果进行了对比分析。两工程均采用人工挖孔扩底灌注桩。

二、工程实例简况

1. 工程一为某办公综合楼，钢筋混凝土框架结构，地上十三层，一层地下室，采用人工挖孔扩底灌注桩，一柱一桩，100mm 厚混凝土护壁。以下面描述的第⑥层中风化安山岩为桩端持力层。

本工程所处位置属于长江阶地地貌，地下水为第四纪孔隙水，埋深 0.6m～1.5m，场地土类型为中软场地土，建筑场地类别为Ⅱ类，场地土层卓越周期 T_s=0.311s，场地内无大厚度粉土及饱和砂土，可不考虑土层液化。各土层主要特征如下：

①层：杂填土，松散，强度低，压缩性大，厚度为 2.1m～5.0m。

②层：粉质粘土夹粉土，土质尚均，中等压缩性，分布较均匀，厚度为 0.8m～6.3m。

③层：粉质粘土，夹有粉土及少量粉砂，软塑～流塑状态，土质不均匀，中等压缩性，厚度为 1.3m～4.1m。

④层：粉质粘土，硬可塑—硬塑，中等偏低压缩性，土质均匀，强度高，厚度为 4.6m～11.7m。

⑤层：强风化安山岩，强度较高，厚度为 1.9m～3.8m。

⑥层：中等风化安山岩，强度高，未见底。

各土层承载力参数列于表 1，表中，q_{sk}、q_{pk}分别为桩的极限侧阻力标准值，极限端阻力标准值。

2. 工程二为某研究所办公楼，钢筋混凝土框架结构，地上十四层，一层地下室，采用人工挖孔扩底灌注桩，一柱一桩，用砖护壁。以下面描述的第⑧层强风化泥质粉砂岩为桩端持力层。

表 1

土层号	岩土名称	人工挖孔桩		承载力标准值 f_k (kPa)
		q_{sk} (kPa)	q_{pk} (kPa)	
①	粉质粘土夹粉土	50		160
②	粉质粘土	34		100
③	粉质粘土	70	1400	260
④	强风化安山岩	120		400
⑤	中风化安山岩		8000	4000

本工程所处位置属于坳沟地貌单元，地下水为潜水，埋深 0.57m～0.9m。场地土属中软土，建筑场地类别为Ⅱ类，不液化。各土层主要特征如下：

①层：杂填土，灰-灰黄色，土质不均，呈可塑状，厚度 0.3m～0.6m。

①-2 层：素填土，黄褐色，可塑，工程性质较好，厚度 0.3m～1.1m。

②-1 层：粉土-粉质粘土，灰-灰黄色，稍密，属中压缩性土，工程性质差，厚度 0～0.8m。

②-2 层：粉质粘土-粘土，黄褐色，可塑，厚度 0～1.1m。

③层：粉土-粉质粘土，灰-灰黄色，稍密，属中压缩性土，厚度 0～2.4m。

④层：粉质粘土-粘土，灰褐色，软塑，属高压缩性土，工程性差，厚度 0～3.3m。

⑤层：粉质粘土，灰绿色，属中压缩性土，工程性较好，厚度为 0～3.2m。

⑥层：粉质粘土，黄褐色，可塑，属中压缩性土，工程性质好，厚度 7.8m～17.8m。

⑦层：砾石层，黄褐色，密实状，工程性好，厚度 1.0m～1.8m。

⑧层：强风化泥质粉砂岩，紫红色，砂土状，工程性好，未钻穿。

各土层承载力参数列于表 2。

表 2

土层号	岩土名称	人工挖孔桩		承载力标准值 f_k (kPa)
		q_{sk} (kPa)	q_{pk} (kPa)	
②-1	粉质粘土	35		90
②-2	粉质粘土～粘土	63		145
③	粉土～粉质粘土	38		100
④	粉质粘土～粘土	35		70
⑤	粉质粘土	65		210
⑥	粉质粘土	70	1800 (λ±15m)	240
⑦	砾石层	115	3600	450
⑧	强风化泥质粉砂岩		3000	4500

三、单桩竖向承载力计算及 PDA 高应变动力试验

1. 单桩竖向极限承载力标准值

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)，当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定大直径桩（d≥800mm）单桩竖向极限承载力标准值时，可按下式计算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\Sigma\psi_{si}q_{sik}L_{si} + \psi_p q_{pk}A_p \tag{1}$$

式中 q_{sik}——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值。

q_{kp}——桩径为 800mm 的桩极限端阻力标准值。

ψ_{si}、ψ_p——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数。

2. PDA 高应变动力试验简介

PDA 为 Pile Drving Analyzer（打桩分析仪）的简称，可进行桩的高应变动力检测。高应变动力检测用重锤打击桩顶，同时采集距桩顶 1.5～3d（d 为桩径）截面处的力（F）与速度（V）时程曲线，通过 CAPWAPC 程序求解应力波和波动方程，经分析后，可提供桩的结构完整性，桩的极限承载力，以及荷载与沉降 Q-s 关系曲线。

3. 计算值与测试结果对比

两工程均采用 PDA 高应变动力检测，工程一检测了两根桩（编号 1，2），工程二检测了四根桩（编号为 3～6），计算与检测结果汇总于表三。表中端承力比指桩端阻力占总承载力的百分数，d，D 分别为桩身直径及扩底端直径。需说明的是，检测是依据《建筑地基基础设计规范》（GBJ 7—89）进行的，所提供的检测结果为单桩竖向极限承载力，通过下面的推导我们可以看到，它相当于《建筑桩基技术规范》中的极限承载力标准值。在进行桩基竖向承载力计算时，《建筑桩基技术规范》中的极限侧阻力标准值、极限端阻力标准值，相当于《建筑地基基础设计规范》中的侧阻力、端阻力标准值的两倍。现推导如下：

设 P、N 分别表示《建筑地基基础设计规范》、《建筑桩基技术规范》中所定义的承载力。进行承载力检测时有下列二式：

$$P_{设计值} = 1.2P_{标准值} = 1.2 \times \frac{P_{极限值}}{2} = 0.6P_{极限值} \tag{2}$$

$$N_{设计值} = N_{极限标准值}/1.67 \tag{3}$$

当两者有相同的可靠指标及失效概率时，则有

$$P_{设计值} = N_{设计值} \tag{4}$$

$$\therefore \quad N_{极限标准值} = 1.67 \times 0.6P_{极限值} = P_{极限值} \tag{5}$$

进行承载力计算时有：

$$P_{设计值} = 1.2P_{标准值} \tag{6}$$

$$N_{设计值} = N_{极限标准值}/1.67 \tag{7}$$

同理由 $P_{设计值}=N_{设计值}$ 得

$$N_{极限标准值} = 1.2 \times 1.67P_{标准值} = 2.0P_{标准值} \tag{8}$$

四、结　　语

本文对两个工程的人工挖孔扩底灌注桩进行了计算，并与检测结果进行了对比分析，得到以下几点初步体会：

1. 虽然人工挖孔桩为非挤土桩，但桩周侧阻力仍十分可观，在两个工程中分别占到 40%及 20%以上，计算中不可忽略，《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）已考虑到了此问题。

2. 从表 3 我们看到，1 号桩、2 号桩实测侧阻力与计算侧阻力之比达 1.49 及 1.60，而 3～6 号桩的实测侧阻力与计算侧阻力之比平均值为 1.08，说明采用混凝土护壁的挖孔桩，

虽然在《建筑桩基技术规范》中已考虑了侧阻力的作用，并且桩径按护壁外径计算，但对侧阻力的估计仍然不足，还有潜力可挖。而采用砖护壁的挖孔桩侧阻力的实测结果与按规范计算的结果比较接近。笔者认为造成这一结果的主要原因是混凝土与孔周粘结性较好，混凝土护壁的做法是挖好一段桩孔后，以孔壁做为侧模浇筑混凝土，混凝易与桩周土形成整体，且混凝土的比重较大，当浇注桩身混凝土时，可对孔周产生一定的侧压力，因此桩的侧阻力较大。我们还可推断当混凝土护壁为外齿型时，可使桩产生更大的侧阻力，已有的实验已证明了这点。对于砖做护壁的挖孔桩，《建筑桩基技术规范》没有明确其侧阻力如何计算，根据以往习惯，有人认为砖护壁的挖孔桩只考虑端承力的作用，而不考虑侧阻力，这是不符合实际情况的，偏于保守，因为砖砌护壁虽然与孔周粘结性较差，但当浇注桩身混凝土时，混凝土产生侧向挤压力，使砖护壁产生环向力，从而向桩周土体膨胀，产生对桩周土的侧压力，所以砖护壁的挖孔桩也将产生一定的侧阻力，4～6号桩的检测结果也说明了这点。而且按公式（1）计算，桩径取护壁内直径，其侧阻力计算结果与实测结果比较接近。所以砖做护壁的桩产生的侧阻力相对来说不如用混凝土做护壁的桩产生的侧阻力大。

表 3

桩号		桩径		桩长	单桩竖向极限承载力标准值（kN）								检测结果与计算值之比
					计算值				*PDA* 检测结果				
		d	D	(m)	桩测	桩端	总和	端承力比	桩侧	桩端	总和	端承力比	
工程一	1	1200	1800	19.2	6125	15504	21629	71.7%	9109	13000	22109	58.8%	1.02
	2	1000	1200	18.4	4887	7901	12788	61.8%	7832	8920	16552	53.9%	1.29
工程二	3	1000	2200	15.6	3315	8140	11455	71.0%	3484	9078	12562	72.3%	1.10
	4	1600	2800	16.8	5467	12159	17626	69.0%	5021	20018	25039	79.9%	1.42
	5	1000	2200	15.6	3315	8140	11455	71.0%	3961	9782	13743	71.2%	1.20
	6	1600	2800	16.8	5467	12159	17626	69.0%	6355	19408	25763	75.3%	1.46

3. 在施工时发现1号桩桩底土质情况与钻探报告略有差异，夹杂着强风化安山岩，另外，孔底沉碴也较多，这可能是造成其端阻力实测值偏低的主要原因。

4. 对于扩底端直径较大的桩，如4号及6号桩，$D=2800$mm，端阻力的实测值与计算值出入较大，其比值达1.6以上，笔者认为如果排除偶然因素，这可能是由于计算公式（1）的 $\psi_p=\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/3}$ 取值偏小造成的，即对桩端阻力的折减太多，因而当能确保施工质量时，对于扩底端直径较大时（如大于2500mm），ψ_p 可适当增大。

5. 从实测结果看，6根桩的承载力均达到了设计要求，实测结果与计算结果的比值平均为1.25，最大为1.46。由此看来，只要确保施工质量，人工挖孔灌注桩均能达到较理想的效果。

本文只是对两个工程的6根人工挖孔扩底灌注桩的计算与检测结果进行了对比分析，得到了一些初步体会，对人工挖孔桩更深入的了解和探讨还有待于更多的资料积累和总结。

另外，本文还就新旧规范取值间的关系进行了推导，从而能使我们更深刻地理解《建

筑桩基技术规范》中关于各种承载力取值的含义。

参 考 文 献

1. 中华人民共和国国家标准，建筑地基基础设计规范，GBJ7—89
2. 中华人民共和国行业标准，建筑桩基技术规范，JGJ94—94
3. 刘金砺主编. 桩基工程技术. 北京：中国建材工业出版社，1996
4. 刘金砺主编. 桩基工程设计与施工技术. 北京：中国建材工业出版社，1994

1.21 实散组合桩承载原理及应用

王长科　戴志祥　柯文开　孙会哲
（中国兵器工业北方勘察设计研究院，050021）
王　威
（华能上安电厂基建工程部，050051）

【提要】 本文提出了实散组合桩概念，即一根桩由上下两段组成，上段是实体桩，下段是散体桩。这样就克服了散体桩通常桩头承载能力低的缺陷。本文对实散组合桩的受力概念进行了分析研究，给出了其承载力、沉降、临界桩长等计算方法和公式。最后介绍了首次工程实例。

一、引　言

在基础工程地基处理上，实体桩（指半刚性桩和刚性桩，如灰土桩、双灰桩、水泥土桩、废渣混凝土桩（CFG 等）、钢筋混凝土短桩）和散体桩（碎石桩、砂石桩、砂桩）都得到了广泛应用。实体桩具有较（很）高的粘结程度，其承载力主要取决于桩体单轴抗压强度和桩侧摩阻力、桩端承载力，在地基处理上主要起置换作用。散体桩桩体无粘结力，其承载力取决于桩体内摩擦角和桩周水平径向应力（即桩周约束力，假定桩长大于临界桩长），在地基处理上起挤密兼置换作用。散体桩因造价低廉和施工简便，在北方地区得到了广泛应用。但散体桩桩头承载力低，从而限制了散体桩的应用前景。为了解决这一问题，本文提出实散组合桩概念，即把散体桩桩头改做实体桩，上段是实体桩，下段是散体桩，这样的桩型，既可利用实体桩的特点，提高桩头承载力，又可利用散体桩造价低廉的优势，从而满足建筑物对地基承载力和变形的要求，并实现方案优化，使基础工程造价尽可能最低。本文提出实散组合桩概念，对其承载原理进行了分析研究，并给出首次工程实例，供同行参考。欢迎指正。

二、实散组合桩基本概念

如图 1 所示，一根桩由上下两部分组成，下部用沉管法制成散体桩，用以挤密深部松散地基，在散体桩顶部桩孔内，现场制做（如夯实、浇注）实体桩，用以承担荷载。这样制成的实散组合桩，实践证明具有较低的置换率（接近于实体桩复合地基）和较低的工程造价（接近于散体桩复合地基）。上部结构荷载通过基础传递给实散组合桩复合地基。其中，实体桩段分担来的荷载由桩侧摩阻力和桩底（散体段桩顶）阻力承担。实体桩段传递给下部散体桩段的荷载最终又传递给散体桩段桩侧土和桩底土。

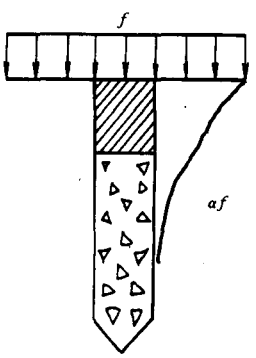


图 1　实散组合桩基本概念

三、实散组合桩承载力

当有条件时，应现场做静力载荷试验直接测定。当无条件

时，实散组合桩单桩承载力设计值可按下式计算：

$$R = \frac{\Sigma q_{sik} U L_i}{\gamma_s} + \frac{q_{pk} \cdot A_p}{\gamma_p} \tag{1}$$

式中 R——实散组合桩单桩承载力设计值（kN）；

q_{sik}——实体段桩侧第 i 层土的极限摩阻力标准值（kPa）；

U——实体段桩周长（m）；

L_i——实体段桩侧第 i 层土的厚度（m）；

q_{pk}——上部实体段和下部散体段界面极限压力标准值（kPa）；

A_p——实体段桩截面积（m^2）；

γ_s、γ_p——实体段桩侧、桩端阻力分项系数，取值范围 2.0—3.0。

式（1）中 q_{pk}实际上就是下段散体桩的极限承载力，根据参考文献［1］，散体桩极限承载力标准值按下式计算：

$$q_{pk} = p_{lk} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\varphi_{pk}}{2}\right) \tag{2}$$

式中 q_{pk}——散体桩极限承载力标准值（kPa）；

p_{lk}——散体桩桩头标高处旁压试验极限压力标准值（kPa）；

φ_{pk}——散体材料内摩擦角标准值（°）。

四、实散组合桩沉降计算

沉降量由两部分组成：

$$s = s_1 + s_2 \tag{3}$$

式中 s——实散组合桩桩顶沉降量（m）；

s_1——实体段桩体压缩变形量（m）；

s_2——散体段桩顶沉降量（m）。

如图 2 示，实体桩段压缩变形量可用下式计算：

$$s_1 = \int_o^{L1} \varepsilon dz = \int_o^{L1} \frac{f_p \cdot A_p - zUq_{sk}}{A_p E_p} \cdot dz \tag{4}$$

积分得

$$s_1 = \frac{f_p - \frac{2L_1}{D} \cdot q_{sk}}{E_p} \cdot L_1 \tag{5}$$

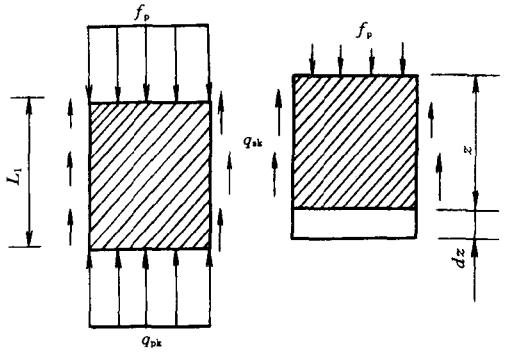


图 2 实体段受力简图

式中 f_p——实体段桩顶荷载强度（kPa）；

A_p——实体段桩截面积（m^2）；

U——实体段桩周长（m）；

L_1——实体段长度（m）；

D——实体段桩直径（m）；

q_{sk}——实体段桩侧摩阻力（kPa）；

E_p——实体段桩身压缩模量（kPa）。

对于散体段桩顶沉降量 s_2，根据参考文献［1］，可按下式计算：

$$s_2 = \frac{(1+\varepsilon_\theta)^2 - 1}{(1+\varepsilon_\theta)^2 + R} \cdot D \tag{6}$$

式中 ε_θ——散体段桩周环向应变，以拉伸为正。根据 $p = \dfrac{q_{sk}}{\tan^2(45+\varphi_{pk}/2)}$ 从旁压曲线 $p-\varepsilon_\theta$ 上查得。

R——散体膨胀比率，$R = \dfrac{\varepsilon_V}{\varepsilon_a}$，$\varepsilon_V$、$\varepsilon_a$ 分别表示散体桩段的体积应变、轴向应变，分别以膨胀、压缩为正。R 值通常根据散体级配状况按经验选定。

D——散体段桩直径（m）。

五、实散组合桩临界桩长

$$L_{cr} = L_1 + L_{2cr} \tag{7}$$

式中 L_{cr}——实散组合桩临界桩长（m）；

L_1——实体桩段长度（m）；

L_{2cr}——散体桩段临界长度（m）。根据参考文献［2］，可按下式计算：

对一般粘性土、粉土、砂土：

$$L_{2cr} = \frac{\tan^2(45+\varphi_{pk}/2)}{4\tan\delta} \cdot D \tag{8}$$

对饱和软粘土：

$$L_{2cr} = 1.8\tan^2(45+\varphi_{pk}/2) \cdot D \tag{9}$$

式中 φ_{pk}——散体内摩擦角标准值（°）；

δ——散体段桩和土之间的摩擦角（°）；

D——散体段桩身直径（m）。

六、工 程 实 例

1994 年，戴志祥、高长起等人在石家庄首次进行了工程实践。介绍如下：

1. 工程概况

华能上安电厂二期扩建某宿舍楼基础采用钢筋混凝土板式基础，地基承载力标准值设计采用 150kPa。地层条件自上而下为：

表土①：厚 0.40m；

素填土②：厚 3.50～7.00m，由粉质粘土、粉土组成，具湿陷性，f_k=80kPa；

黄土状粉质粘土③：黄褐色，坚硬—可塑，无湿陷性，f_k=150kPa。

场地勘察深度内未见地下水，湿陷带深度为 6.00m（从天然地面算起），属Ⅰ级非自重湿陷场地。

2. 地基处理设计

此次加固的目的层是素填土层②，处理后复合地基承载力标准值达到 150kPa。

若采用碎石桩加固处理，据公式

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1-m)f_{sk}$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力标准值；

f_{pk}——桩体单位截面积承载力标准值；

f_{sk}——桩间土的承载力标准值；

m——面积置换率。

取：$f_{pk}=330kPa$（据式（2）），$f_{sk}=120kPa$，则

$m=0.1428$，采用正三角形布置，桩间距：1.00m。排距：0.87m

若采用实散组合桩方案，其计算过程如下：

据 $q_{pk}=p_{lk}\times\tan^2\left(45+\frac{\varphi_{pk}}{2}\right)$

取 $p_{lk}=250kPa$，$\varphi_{pk}=38°$

则 $q_{pk}=1000kPa$

据 $R=\frac{\Sigma q_{sik}UL_i}{\gamma_s}+\frac{q_{pk}\cdot A_p}{\gamma_p}$

$q_{sik}=30kPa,\gamma_s=2,q_{pk}=1000kPa,\gamma_p=3$

得 $R=70kN$，$f_{pk}=550kPa$

据式 $f_{spk}=mf_{pk}+(1-m)f_{sk}$

$m=0.07$，采用正三角形布置，桩间距：1.40m，排距：1.2m。综合考虑碎石桩段及灰土桩段承载力，经技术经济分析比较，采用实散组合桩加固方案。面积置换率 $m=0.12$，设计参数见表1。实散组合桩上段是灰土桩，下段是碎石桩。碎石为ϕ2～4cm 的新鲜碎石，含泥量小于5%。灰土采用3：7灰土。

设 计 参 数　　表 1

参数		桩长（m）	桩直径（m）	桩间距（m）	排距（m）
部位	上段灰土桩	1.50	0.400	1.10	0.95
	下段碎石桩	2.00～5.50	0.400～0.420		

下段碎石桩段经深度修正后仍能满足承载力要求。设计用参数与加固检测结果基本吻合，工程造价降低约15%。

3. 施工

使用1.8t柴油打桩机进行成孔和碎石桩施工，用两台30型钻机配225kg夯锤进行灰土桩施工。

工艺流程为：

（1）柴油打桩机就位；

（2）锤击沉管至设计深度，提出沉管；

（3）由孔口分层加入碎石并击实成碎石桩，直至设计标高；

（4）桩机移到下一桩位；

（5）30型钻机就位，吊起夯锤先夯实碎石桩顶面；

（6）由孔口分层加入3：7灰土（最优含水量状态）并夯实，直到地面。

4. 质量标准

下段碎石桩桩身动力触探击数 $N_{63.5}>7$；上段灰土桩桩身 $N_{63.5}>12$。

5. 质量检测

经载荷试验（试验成果图见图3）、动力触探试验及室内土工试验等方法，处理后的复

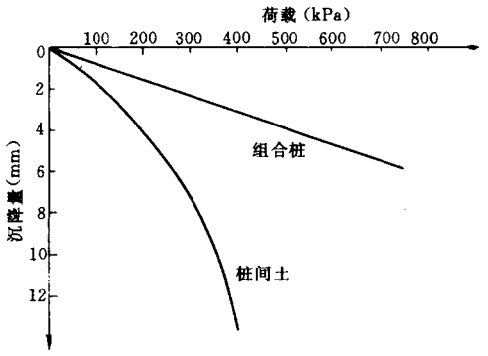


图 3　载荷试验曲线

合地基承载力标准值符合设计要求，且消除了湿陷性。本工程应用实散组合桩成功后，又推广到后来的某电厂库房、综合楼等四个工程，均取得良好的技术经济效果。

七　结　束　语

1. 本文提出的实散组合桩概念，无疑为今后散体桩的应用又开辟了新的广阔前景；

2. 文中给出的承载力、沉降、临界桩长等计算方法及公式可供设计参考；

3. 本文仅对实散组合桩的承载基本原理进行了分析研究。其中许多细节问题有待于今后深入研究。

参　考　文　献

1. 王长科．散体材料桩复合地基承载力计算．地基处理，第 5 卷第 2 期

2. 王长科．散体材料桩临界桩长计算．军工勘察，1994 年第 3 期

1.22 汕头市预应力管桩基础设计若干问题探讨

黄上进　郑　楷
（汕头市升平建筑设计院　515021）

【提要】 本文通过对汕头市预应力管桩基础工程实例资料分析，根据地质构造条件，对预应力管桩基础设计若干问题提出几点探讨性意见。

一、前　言

近几年，随着汕头地区两家大型预应力管桩厂的相继投产，预应力管桩作为一种新型基桩，正在广泛地应用于汕头及附近市县的建筑物和构筑物的基础工程，与以往使用的沉管振动灌注桩、钻孔灌注桩、现场预制方桩相比，预应力管桩有桩身质量稳定可靠、强度高（混凝土强度等级可达C80）、耐施打、穿透能力强、施工快捷方便等优点，特别适应桩端持力层起伏变化大的地质构造情况。同时可以根据施工现场条件，采用打桩机锤击法或静压桩机压入法。不少重点工程，如岩石大桥、东区污水处理厂、汕头博物馆、华侨新城、海滨花园等项目，均采用了预应力管桩作基础，效果良好。但是，由于汕头市应用预应力管桩的时间不长，比珠江三角洲地区晚了多年，不少人对预应力管桩基础的受力性能、破坏机理缺乏正确认识或深刻分析。个别人甚至错误地认为预应力管桩外侧面光滑、桩侧摩阻力小；国家和地方至今没有颁布预应力管桩基础设计和施工技术规程。汕头的地质构造复杂，软弱土质覆盖层较厚、基岩埋藏深，与珠江三角洲地质相比差异较大。因此，汕头市预应力管桩基础工程在设计和施工方面还有待于不断探索、总结和积累成功经验。本文通过调查和分析十多项工程实例，对预应力管桩基础设计提出若干探讨性意见。

二、预应力管桩静载试验情况

从调查收集到的资料看，汕头市应用预应力管桩的时间始于1994年。表1为部分预应力管桩基础工程静载试验结果技术数据的统计表。

预应力管桩垂直静载试验结果　　表1

序号	工程名称	打桩时间	设计桩径(mm)	桩入土深度(m)	桩端土层	入桩端土层深度(m)	最后一阵贯入度(cm/10击)	总锤数	单桩竖向极限承载力标准值(kN)	试验最大加载时累计沉降量(mm)	卸载后残余沉降量	备注
1	海洋化学有限公司	94.11	φ500	38.0	中砂	5	6	764	>3000	17.69	2.52	
2	潮安邮电局综合楼	95.5	φ400	38.8	砾砂	3.8	4.5	1000	>2600	25.24	9.46	
			φ500	38.8	砾砂	3.4	6.4	589	>3300	28.03	10.63	
3	汕头博物馆	95.8	φ500	36	粗砂	1.5	2.6	440	>3000	11.48	0.99	
4	26街区小学教学楼	96.4	φ500	39.9	粗砂	2.3	2.1	373	>2400	11.3	0.35	
			φ400	41	粗砂	3	6.0	370	>1600	8.53	0.35	
5	凯撒厂房	96	φ400	27	粗砂	1.5	5	350	>1600	15	2.3	

续表

序号	工程名称	打桩时间	设计桩径(mm)	桩入土深度(m)	桩端土层	入桩端土层深度(m)	最后一阵贯入度(cm/10击)	总锤数	单桩竖向极限力承载力标准值(kN)	试验最大加载时累计沉降量(mm)	卸载后残余沉降量(mm)	备注
6	潮州国税大楼	96	φ500	38	强风化	2.3	5	1400	>4000	8	0.8	
7	岩石大桥	97	φ400	33—55	强风化	～	～	>1300	>1800	～	～	
		97.5	φ500	40	粗砂	2.9	4.1	670	>3800	31.92	4.24	
8	华新城振华园	97.2	φ400	38.6	砾砂	3.2	5.5	1001	=3500	40.28	7.83	要求通过静载试验确定桩承载力
			φ400	37	粗砂	3.6	5.0	488	=3240	46.03	6.65	
		97.5	φ500	40	粗砂	2.9	4.1	670	>3800	31.92	4.23	
			φ400	40.6	粗砂	4.2	5.4	409	>3200	29.59	5.81	
	华新城兴华园	97.10	φ500	38.5	含砾中粗砂	2.9	5.2	653	>3800	20.47	2.82	
			φ400	38.2		2.6	6.7	438	>3200	22.27	3.63	
9	正大万客隆购物中心	97.3	φ500	39.6	强风化	3.0	2.3	1459	>4400	23.93	3.23	
			φ500	41.9	粗砂	4.3	3.3	994	>4400	31.53	6.96	
			φ500	41.4	粗砂	4.0	3.7	771	>4400	30.04	6.37	
10	东区污水处理厂房	97.3	Φ500	30.4	中风化	0.1	3.2	597	>4000	18.49	5.37	要求通过静载试验确定桩承载力
			φ500	39.5	强风化	1.1	2.2	1576	>3600	23.07	1.06	
11	海滨花园	97.4	φ500	27.4	中粗砂	0.8	～	～	>2400	10.93	3.27	静压桩机压入
			φ400	26.9	中粗砂	0.9	～	～	>1700	10.99	2.53	
12	无线电管委会业务楼	97.6	φ500	38	中粗砂	1.4	10	572	>2600	11.62	2.32	
13	诚信花园	97.11	φ500	44	中砂	1.8	2.8	592	>3600	25.71	0.2	
			φ400	43.2	粗砂	1.9	3.0	515	>2400	23.54	0.9	
14	铭雅花园	98.1	φ500	42	粗砂	0.6	4.8	450	>4000	24.75	1.5	要求通过静载试验确定桩承载力
			φ400	41.4	粗砂	1.0	6.8	322	>3200	35.79	5.4	
15	中泰花园	98.2	φ500	41	中粗砂	2	6	400	>3000	10	0.9	

三、静载试验结果分析

1. 汕头为海滨城市，工程地质构造复杂，淤泥、淤泥质等软弱土质覆盖层厚，含水量大、力学性能差，在地面以下 30～40m 才见中密至密实的砂层。此处砂层虽厚薄不均，但力学性能相对稳定、承载力较高。从表 1 中可知，除个别工程外，都以此处砂层作预应力管桩桩端持力层，桩的静载试验最大加载时，累计沉降量不大、Q-s 曲线属缓变型。工程完工及交付使用后所测得的沉降量很小。例如华新城振华园工程基础采用单柱单桩，工程验收时所测得的沉降量仅为 2mm，几乎没有沉降，这说明汕头市地面以下 30～40m 的砂层，只要厚度合适，选作预应力管桩桩端持力层，比较可靠，且能获得较高的桩侧摩阻力和桩端阻力。没有必要选更深的砂层或强风化岩层作预应力管桩桩端持力层。

2. 表 1 中的多数工程，桩的入土深度约 36～41m，桩的长径比 L/d>70。显然这是以桩侧摩阻力为主的端承摩擦桩。另外，预应力管桩在施打过程中，产生挤土效应，将桩周

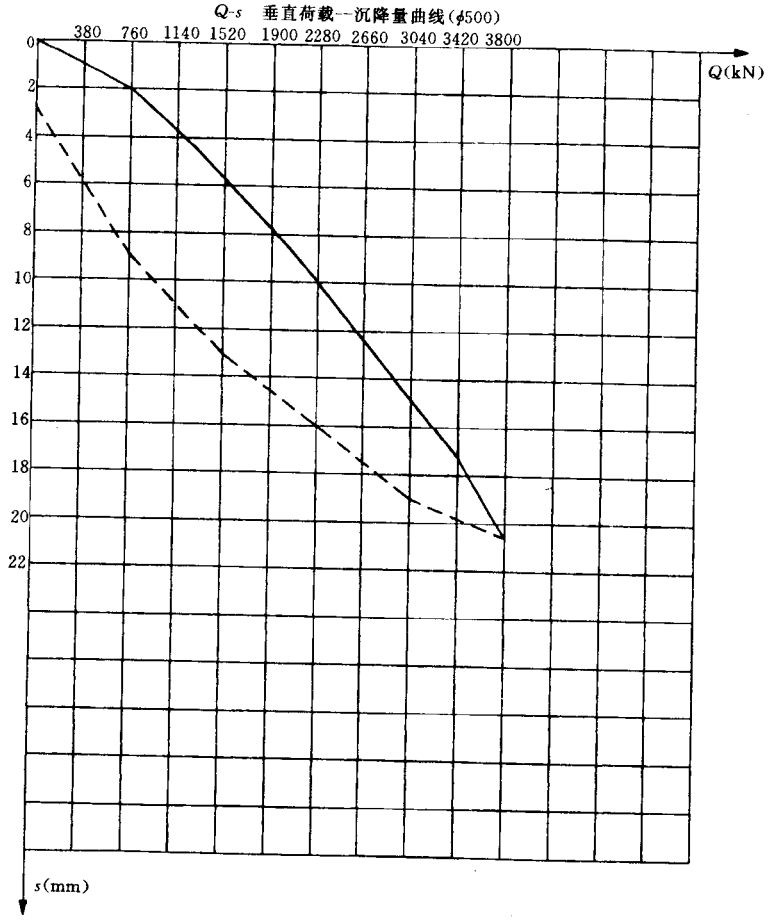
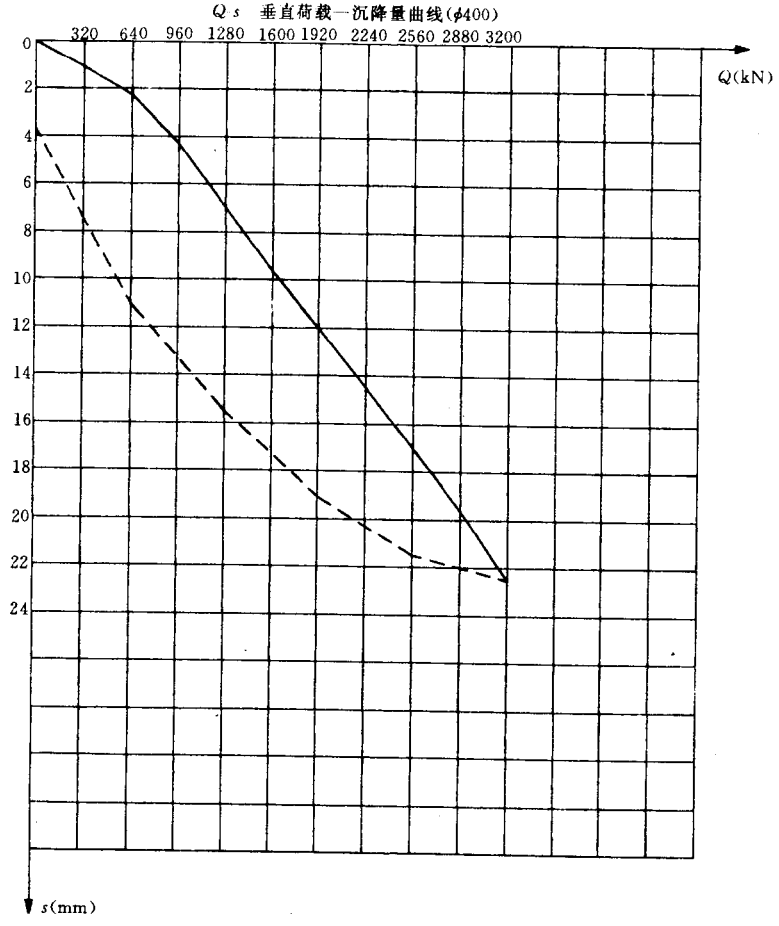


图 1

桩入土深度及地质柱状图(φ500)

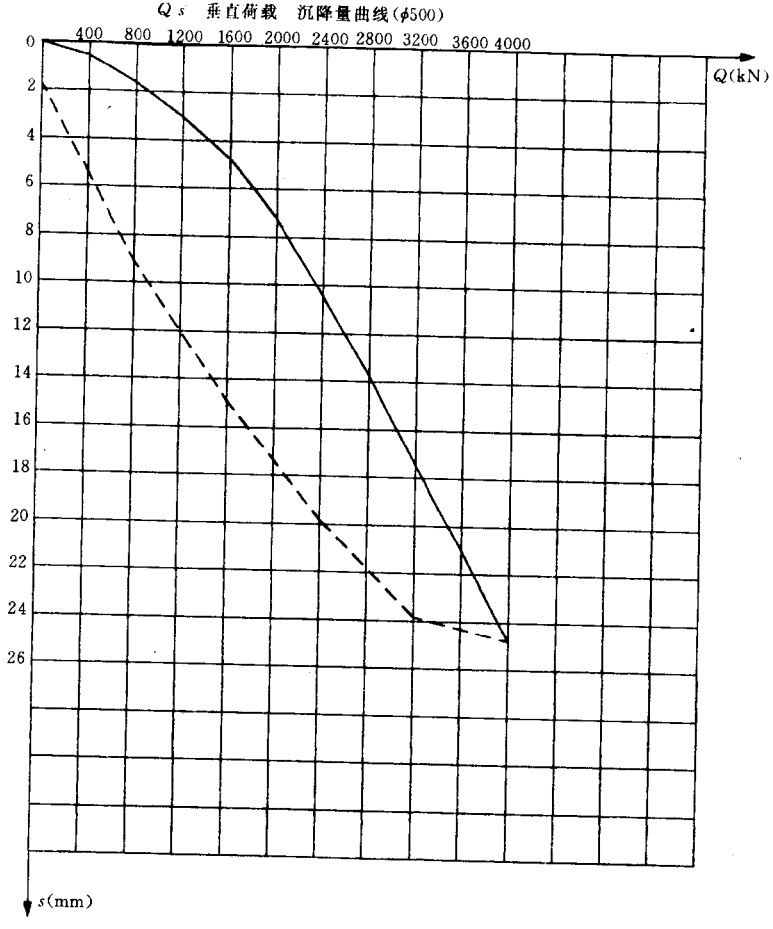
工程名称	华新城兴华园			钻孔总深度(m)53.9	钻孔编号
层号	层底埋深(m)	层厚(m)	地质柱状图 桩入土深度(m)	地层描述	标准贯入击数 深度(mm)
①	2.30	2.30		素填土由人工回填中细砂组成松散	
②	3.2	0.90		淤泥 由淤泥含有机质组成 流塑	
③	4.9	1.7		细砂 以细砂为主 松散	
④	30.8	25.9		淤泥 上部由淤泥含少量粉砂组成 下部由大量腐木质组成 饱和流塑	
⑤	35.6	4.8		粉砂间淤泥 由粉砂及淤泥混杂组成 饱和松散	
⑥	42.7	7.1	38.5m	砾砂 砾砂为主次为中砂少量细砂及泥质 饱和中密	26.0 37.2—37.5
⑦	49.2	6.50		砂质粘性土 由高岭土及石英组成	25.0
⑧	53.9	4.7		强风化花岗岩	41.6—41.9



桩入土深度及地质柱状图(φ400)

工程名称	华新城兴华园			钻孔总深度(m) 45.2	钻孔编号
层号	层底埋深(m)	层厚(m)	地质柱状图 桩入土深度(m)	地层描述	标准贯入击数 深度(mm)
①	2.30	2.30		素填土由人工回填中细砂组成松散	
②	3.5	1.20		淤泥 由淤泥含有机质组成 流塑	
③	4.6	1.1		细砂 以细砂为主 松散	
④	28.5	23.9		淤泥 上部由淤泥含少量粉砂组成 下部由大量腐木质组成 饱和流塑	
⑤	35.6	7.1		粉砂间淤泥 由粉砂及淤泥混杂组成 饱和松散	
⑥	43.2	7.6	38.2 m	砾砂 砾砂为主次为中砂少量细砂及泥质 饱和中密	26.0 37.2—37.5
⑦	44.8	7.60		砂质粘性土 由高岭土及石英组成	25.0 41.2—41.5
⑧	45.5	0.7		强风化花岗岩	

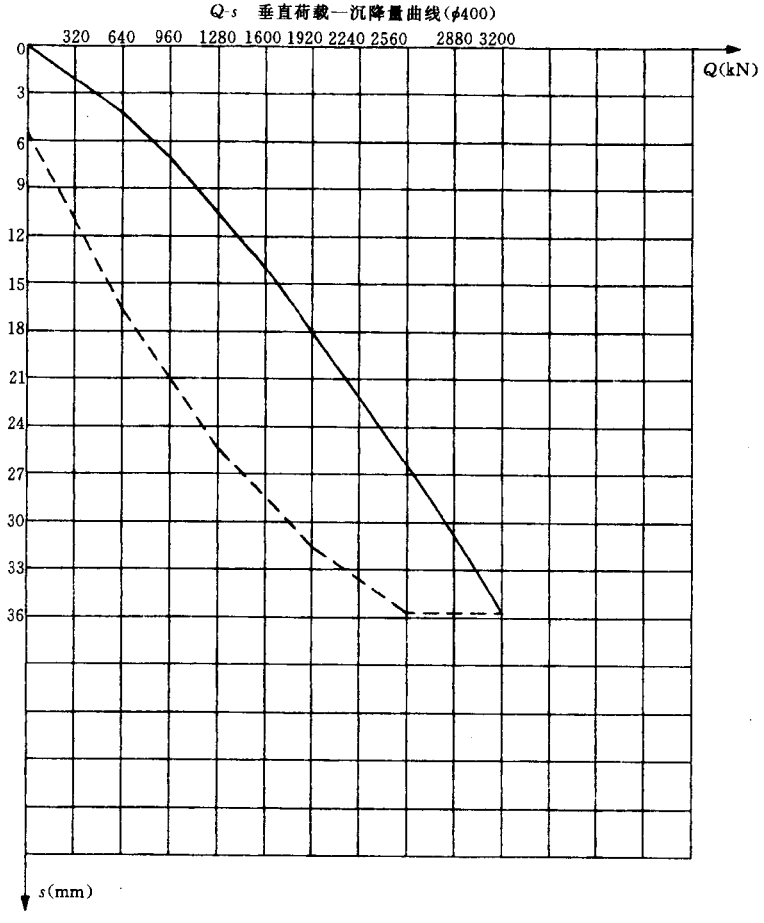
图 2



桩入土深度及地质柱状图(ϕ500)

工程名称	汕头市铭雅花园			钻孔总深度(m)50.7			钻孔编号
地质成因	层号	层底埋深(m)	层厚(m)	地质柱状图 桩入土深度(m)	地层描述	状态	密度	标准贯入击数 深度(mm)
	①	1.60	1.60		素填土 灰黄色细砂为主		松散	3.8(4)
	②	3.00	1.4		淤泥质粉质粘土	软塑		3.35—3.65
	③	4.1	1.10		粉砂		松散	
	④	8.7	4.6		淤泥质粉质粘土 含粉砂较多	软塑		
		24.2	15.5		淤泥 深灰色由粘粒组成 含贝壳及少量腐植质	流塑		
Q^{mc}	⑤	28.6	4.4		粉质粘土 粉粒粘粒组成 含较多粉砂 局部夹粉砂薄层	可塑		4.9(17) 25.6—26.2
		30.0	1.4		粘土 粘性较强	可塑		
	⑥	32.8	2.8		淤泥质粉质粘土 含较多细砂	软塑		2.6(4) 30.9—31.2
	⑦	37.1	4.3		粉砂 粉砂为主含较多泥质		松散	
		38.7	1.6		细砂 细砂为主含泥质较多		稍密	
		41.4	2.7		粉砂 粉砂为主含泥质较多		稍密	
	⑧	46.4	4.6	42m	粗砂为主含少量泥质 粗砂级配较好		中密	24.3(38) 42.6—42.9
r_3	⑨	48.7	2.30		砂质粘性土 花岗岩风化残积土	可塑		29.7(48)
	⑩	50.7	2.0		强风化花岗岩		硬	46.8—47.1

图 3



桩入土深度及地质柱状图(φ400)

工程名称	汕头市铭雅花园			钻孔总深度(m)51.2			钻孔编号
地质成因	层号	层底埋深(m)	层厚(m)	地质柱状图 桩入土深度(m)	地层描述	状态	密度	标准贯入击数 深度(mm)
	①	1.50	1.10		素填土 灰黄色细砂为主		松散	
	②	2.50	1.1		淤泥质粉质粘土	流塑		
	③	3.9	1.10		粉砂		松散	
	④	6.5	2.6		淤泥质粉质粘土 含粉砂较多	软塑		
Q^{mc}	④	28.0	21.5		淤泥 深灰色由粘粒组成 含贝壳及少量腐植质	流塑		0.7(1) 14.9-15.2
	⑤	28.5	0.5		粉质粘土 粉粒粘粒组成	可塑		
	⑥	30.9	4.2		淤泥质土 深灰色由粘粒组成	软塑		
	⑦	34.2	3.3		粉砂 粉砂为主含较多泥质		中密	19.7(29) 31.9-32.3
	⑦	40.4	6.2		粉砂 粉砂为主含泥质较多		稍密	
	⑧	42.4	1.4	41.4m	粗砂 粗砂为主含少量泥质		中密	24.3(38) 41.2-41.5
r_5	⑨	47.6	5.20		砂质粘性土 花岗岩风化残积土	可塑		20.4(33)
	⑩	51.2	3.6		强风化花岗岩		硬	45.9-46.2

图 4

围的土挤密，使桩周围的土性得以改良。挤密的土在桩周形成一层硬壳，牢固地吸附在桩的表面。管桩为圆形断面，这种吸附作用会更强。同时，桩端砂层也因桩的不断施打，挤土加密效应十分显著。桩侧摩阻力和桩端阻力都得到较大的提高。从图 1 至图 4 可看出，单纯依据地质报告书及有关规范提供的数据计算，得不出表 1 中静载试验结果。

3. 从表 1 中可看出，由于设计人员对预应力管桩基础的受力性能认识程度不同，往往以过去设计混凝土预制方桩的经验来设计预应力管桩，在桩的承载力取值、锤击法施工时最后贯入度的控制、桩端持力层的选择及入持力层的深度要求等方面存在较大差异。突出问题是单桩竖向极限承载力取值普遍偏低，达不到桩身额定的承载力。试验最大加载时，累计沉降量 s_{max}不大，小于 $s=40\sim60$mm 或 $s=60\sim80$mm（l/d＞80）。对比表 1 中地质条件、施工方法、桩长基本相同的铭雅花园和中泰花园工程，前者由于要求先通过现场静载试验确定承载力，同为ϕ500 桩径，单桩竖向极限承载力取值相差 1000kN。铭雅花园工程桩静载试验 Q-s 曲线（图 3）属缓变型，l/d＞80，若取 $s=60\sim80$mm 对应的荷载，还可加大静载试验压力，其单桩竖向极限承载力将会超过 4000kN，从而接近桩身额定的承载力。预应力管桩与预制方桩的最大不同在于管桩穿越土层的能力远大于方桩，比较容易进入理想的砂层及深度，使其桩侧摩阻力和桩端阻力得以充分发挥。管桩的竖向极限承载力取值就不会低。

四、预应力管桩基础设计若干问题探讨

1. 管桩竖向极限承载力的取值问题

目前汕头市的工程地质勘察报告书没有提供针对管桩设计的桩侧摩阻力和桩端阻力设计参数，设计人员依据工程地质勘察报告书中有关预制桩的经验参数计算确定单桩竖向极限承载力。从表 1 中可看出，部分没有先通过现场静载试验确定桩承载力的工程，极限承载力取值偏低。解决预应力管桩竖向极限承载力取值问题最好办法当然是先通过静载试验，即可获得符合实际的单桩竖向极限承载力，又可验证地质勘察报告书，检查施工机械设备情况。条件允许的话，应尽量要求先通过现场静载试验来确定桩的极限承载力。但实际工作中，不可能要求每项工程都这样做。

近几年汕头市预应力管桩基础工程的设计经验证明，根据工程地质构造条件，选择合适的桩端持力层及入持力层的深度，将预应力管桩桩身额定的承载力乘以折减系数 0.75～1 可作为管桩的竖向承载力，方法适用、简单。桩径ϕ400 和ϕ500 的 PHC 管桩，桩身额定的承载力分别为 $R_b=1700$kN 和 $R_b=2300$kN，管桩的竖向承载力标准值不能超过桩身额定的承载力。换句话说，桩径ϕ400 和ϕ500 的 PHC 管桩，竖向极限承载力的最大取值分别为 3400kN 和 4600kN。实际工程应用中，桩径ϕ400 取单桩竖向极限承载力标准值：$Q_{uk}=2550\sim3400$kN；桩径ϕ500 取单桩竖向极限承载力标准值：$Q_{uk}=3450\sim4600$kN。根据持力层深度、厚度、密实度及管桩入土深度而决定取低值或高值。桩长 35～42 米范围，桩端为中密以上砂层的工程桩，桩径ϕ400，取值 $Q_{uk}=2800\sim3200$kN；桩径ϕ500，取值 $Q_{uk}=3800\sim4200$kN，已被多项实际工程的静载试验结果所证明。

2. 锤击管桩的贯入度问题

锤击管桩的收锤标准与最后贯入度的要求密切相关。施工时，往往把贯入度作为停止施打的主要条件之一。贯入度与柴油锤重量、落距、桩的长度、直径、地质构造条件，桩

端入持力层的深度、桩的承载力等因素有关。汕头市目前的预应力锤击管桩工程一般采用长桩，入土深度 36 米以上，桩端持力层为中密至密实的砂层、是以桩侧摩阻力为主的端承摩擦桩，因此，对贯入度的要求不必太小。通过这几年的探索、总结发现，关键是要将桩尖打入到桩端持力层的临界深度范围内，使桩侧摩阻力和桩端阻力得以充分发挥。事实上，有些工程将锤击管桩的最后贯入度定得太小，要求一定要小于 20mm/10 击，甚至更小，结果把桩打过了持力层的临界深度。通过静载试验，效果不理想，与那些入持力层深度合适、贯入度相对大一些的桩相比，沉降量大、承载力低。

锤击管桩施工时，应要求实行双控，以桩长及桩端入持力层的临界深度为第一控制条件，最后贯入度为参考控制条件。桩端土为砂层时，根据砂层的密实程度，最后收锤贯入度可定为 3～8cm/10 击。

3. 管桩与承台的连接构造问题

预应力管桩虽然混凝土强度等级高、承载力大，但其延性比其它桩型差，特别是经过柴油锤的施打后，桩头的构造及与承台的连接若处理不当，易留下隐患，使桩头部分产生竖向裂缝，甚至受力后出现脆性破坏。某个实际工程，在进行预应力管桩垂直静载试验时，贪图方便，不做桩帽，桩头也不作加强处理，直接在上面施加荷载进行试验。荷载加至九级时，累计沉降量还很小，荷载加至十级时，不到十五分钟，管桩突然发生破坏，桩头爆裂压碎，桩身出现数条 1～2m 长的竖向裂缝。这种破坏，事前没有预兆，而其它桩型，如灌注桩、现场预制方桩不可能发生这种突然性的脆性破坏。

汕头是国家重点抗震城市之一，基本烈度为 8 度，预应力管桩的抗震问题不容忽视。在地震力的作用下，桩头除受竖向力外，还有可能受弯受剪，甚至受扭，处于复杂的受力状况，这就要求预应力管桩在桩头处理及与承台的连接方面，应有一定的构造加强措施，提高管桩桩头部分的抗弯、抗剪、抗扭、抗拔能力，增强管桩的延性，以免发生脆性破坏。建议采用如下构造措施：

（1）管桩桩头 1000～1500m 范围，用加有膨胀剂的强度等级为 C25 的混凝土填实。

（2）填实的混凝土中配有竖向纵筋和箍筋，桩径ϕ400mm，配竖筋 6 ϕ16mm，箍筋ϕ8@100mm；桩径ϕ500mm，配竖筋 6 ϕ18mm，箍筋ϕ8@100mm。纵筋锚入承台的长度为 45d。

（3）管桩桩头嵌入承台 150mm。

五、结　　语

预应力管桩以其桩身质量可靠、承载力高等优点，作为一种很受欢迎的新型基桩，在汕头市得到推广应用。但由于管桩应用时间不长，在设计和施工方面存在不少亟待解决的问题，比如对桩的承载力取值的确定，还缺乏比较合理科学的计算公式，还需要通过大量的工程实践来分析、积累和总结预应力管桩的设计、施工经验，提高预应力管桩应用的技术水平。

参　考　文　献

1. 行业标准．《建筑桩基技术规范》（JGJ94—94）

2. 国家标准．《建筑地基基础设计规范》（GBJ7—89）

3. 王离．预应力管桩基础设计应注意的问题．桩基工程技术（主编刘金励）．北京：中国建材工业出版社，1996
4. 王离．预应力混凝土管桩在广东的推广应用．《桩基工程技术》（主编刘金励）．北京：中国建材工业出版社，1996
5. 王敏．沉管灌注桩单桩承载力分析．建筑结构，1997.4

2. 施工技术与事故处理

2.1 大直径超长灌注桩施工技术经验

张　雁

（中国建筑科学研究院地基所，100013）

【提要】 作者结合多项大直径超长灌注桩工程，分析了大直径超长灌注桩施工目前存在的主要问题及影响大直径超长灌注桩承载力的主要因素，提出了控制大直径超长灌注桩施工质量、提高基桩承载力的具体措施及办法。

一、前　言

随着我国国民经济建设的发展，为适应城市建设、市政改造、旅游事业和生产的发展、一批批高层、超高层建筑拔地而起。特别是经济发展较快的沿海及长江中下游城市，仅武汉市1994、1995年报批的超高层项目已超过300幢。随着高层建筑逐渐向超高层建筑发展，对地基承载力及受压土层变形的要求也越来越高。而对于像上海、天津、广州、福州、武汉等沿海及长江中下游城市，普遍存在满足超高层建筑地基承载力及变形要求的持力层埋藏较深。同时，这些高层、超高层建筑一般均设置在建筑密度大、人口密集、交通拥挤的市区，因而基础形式往往不得不采用非挤土、无噪声的大直径超长灌注桩基础。但是，由于目前我国灌注桩、特别是泥浆护壁钻孔灌注桩施工水平还较低（主要是施工设备、工艺较落后，施工队伍技术素质较差），造成灌注桩施工质量得不到保证，从而严重影响灌注桩承载力的正常发挥。本文结合几项超长大直径泥浆护壁钻孔灌注桩工程、对超长大直径灌注桩施工目前存在的影响基桩承载力发挥的主要质量问题进行了分析，阐述了几项对保证超长灌注桩施工质量及提高超长灌注桩基桩承载力有效的、切实可行的具体措施，供设计施工有关人员参考。

二、泥浆护壁大直径超长灌注桩存在的主要质量问题及对策

超长大直径灌注桩一般指桩径大于800mm、长径比$L/D>50$以上的桩。它一般具有成孔时间长（特别对于嵌岩桩）、混凝土灌注量大等特点。根据国内目前常用的成孔工艺，如正、反循环回转钻、正循环潜水钻等成孔工艺，一般泥浆护壁超长灌注桩存在以下几种质量通病。

1. 泥皮问题

超长灌注桩成孔往往需要穿透多层地层及遇到复杂地层（若大漂石、破碎带等）或基岩，成孔时间较长，有时成孔时间多达7天或更多，基桩孔壁往往粘附着具有一定厚度的泥皮，从而影响基桩侧摩阻力及承载力的正常发挥。改善及消除泥皮主要有以下对策：

（1）根据地层情况选择合适的施工工艺，缩短成孔时间；

（2）保证钻孔泥浆的质量，对于不能自行造浆或造浆质量较差的土层，要采用高塑性土或膨润土等进行人工造浆；

（3）成孔至设计标高后进行扫孔以消除泥皮问题；

（4）采用优质泥浆进行全置换式清孔，泥浆性能参见表1。

表1

项　目	相对密度	粘度	含砂率	胶体率	失水量	泥皮厚度	pH值
性能指标	1.15～1.25	18～25S	＜6%	＞95%	＜30mL/30min	1～3mm/30min	7～9

2. 沉渣问题

成桩终孔时及混凝土灌注前，孔底往往存在一定厚度的沉渣，它不仅严重影响基桩端阻力的正常发挥，同时对基桩桩侧摩阻力的正常发挥也有影响，从而影响基桩竖向承载力的正常发挥。为使沉渣厚度控制在允许范围，可采用以下对策。

对孔深小于50m的孔，采用泵吸反循环或气举反循环清孔工艺进行清孔。由于泵吸反循环驱动压力一般不大于一个大气压，因此当孔深较深时效率就低。而气举反循环却是利用杆（管）内外液柱的重度差来驱动液体，故其效率随孔深的增加而提高（见图1）。所以，对于孔深大于50m的孔应采用气举反循环清孔。清孔要求采用优质泥浆（参见表1）进行桩孔全置换式清孔、即要求孔口出口泥浆性能接近优质泥浆性能。采用上述方法清孔，根据作者经验，一般在灌注前可不需进行二次清孔即可满足设计要求。

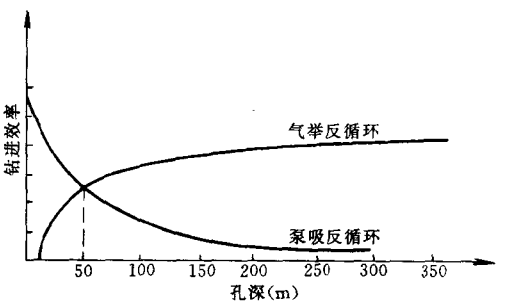


图1　反循环钻进效率曲线图

3. 混凝土灌注

超长混凝土灌注桩水下混凝土灌注质量是影响基桩承载力的重要因素，因此水下混凝土灌注是成桩过程中最重要的环节之一。

（1）水下灌注混凝土配合比

由于超长灌注桩具有混凝土灌注量大、灌注深度深等特点，因此在灌注过程中，混凝土在导管中落差较大，具有加速混凝土离析的现象。所以，为保证水下混凝土灌注质量，应适当增加水泥用量（水灰比保持不变）、以增强混凝土的和易性。对设计桩身强度为C30的混凝土，水泥用量不宜小于420kg/m^3～450kg/m^3，对C35的混凝土，水泥用量建议450kg/m^3～480kg/m^3，砂率40%～45%。

（2）首灌

首灌往往是水下混凝土灌注的关键环节，直接影响到成桩质量及竖向承载力。因此，在保证首灌量满足规范要求的前提下，还需保证首灌混凝土的质量及返浆的顺畅。由于超长大直径灌注桩一般首灌量大，而工程中常常采用混凝土球塞，由于孔较深，在首灌中往往会出现球塞与混凝土不能同时到达孔底（重力不同造成的时间差），从而产生混浆现象，使

首灌混凝土质量得不到保证。因此，对于大直径超长灌注桩，建议采用橡胶球胆作球塞，同时在球塞下可放入 0.2m³ 左右的膨胀珍珠岩、或采用轻质陶粒混凝土球塞。

（3）混凝土灌注

超长灌注桩混凝土灌注除了需要满足一般的技术要求如导管埋管深度、导管密封性、混凝土配合比、搅拌质量、首灌等外，对灌注量大的超长灌注桩，在混凝土灌注过程中往往需要引起注意的是混凝土灌注时间。往往会由于初灌混凝土的初凝造成返浆不顺、堵管、卡管等质量事故。因此，对于混凝土灌注时间超过 6 小时以上的桩，建议添加缓凝剂。

三、后压浆技术在大直径超长灌注桩工程中的应用

保证大直径超长灌注桩施工质量是保证基桩承载力正常发挥的前提，但不能从根本上解决泥浆护壁钻孔灌注桩承载力偏低的根本问题（相对预制桩而言）。为大幅度提高大直径超长灌注桩承载力，中国建筑科学研究院地基所 1992 年研究开发的专利技术——泥浆护壁灌注桩后压浆技术（专利号：94222930.4；95207690.X），通过对灌注桩桩端（端压）、桩侧（侧压）进行后压浆处理，不仅有效地解决了影响泥浆护壁桩承载力发挥的孔底沉渣和桩侧泥皮问题，而且可使桩底、桩侧一定范围内的土体得到加固，从而大幅度地提高桩基承载力、改善桩基变形。根据工程应用经验，对于桩底压浆，一般单桩承载力可提高 20%～50%，桩底与桩侧同时压浆，可提高 40%～100%，粗粒土承载力增幅高于细粒土。加固处理的持力层有强风化岩层、残积土、粉细砂、卵砾石层、流塑状碎石土层等，桩侧被加固的土层有砂性土、粉质粘土等。

1. 福州龙泉大厦桩基工程

福州龙泉大厦由近百米高的写字楼（1 幢）、公寓（2 幢）及裙房组成，地下二层、上部为框筒结构。根据工程地质勘察、场地地质条件大致如下：

（1）堆积土

除表部人工堆积土外，主要由冲洪积粘性土、砂卵石、碎石等地层和海湘沉积的淤泥、淤泥质土及砂、淤泥互层组成。

（2）残积土

为含砾粉土，埋深一般为 22m～53m，最深达 70m。

（3）风化花岗岩

强风化埋深 28.5m～71m，中、微风化岩层埋深由 23.6m～92.5m 不等，一般介于 57m～76m。

根据场地工程地质条件、考虑上部结构及荷载分布，确定采用ϕ800 桩径的泥浆护壁钻孔灌注桩，桩端持力层分别为中、微风化、强风化花岗岩及含砾粉土（表 2）。图 2 为六根试桩 Q-s 曲线。由图可见，桩端持力层为含砾粉土及强风化花岗岩的试验桩，尽管实际施工中孔底沉渣及泥皮问题均控制较好[4]，但由于含砾粉土及强风化岩层遇水软化因素，使单桩承载力削弱较多。通过采用后压浆技术处理桩端土（端压），不仅使桩端持力层的软化现象得到消除，而且使承载力得到大幅度提高，增幅高达 80%～90%。

2. 天津明鸿广场

天津明鸿广场由层高 55 层的主楼与裙房组成，地下三层。主楼基桩设计桩径ϕ1.0m、桩长 70m，桩端持力层为粉土、粉砂。基桩范围土层由上至下为第四系全新统、上更新统及

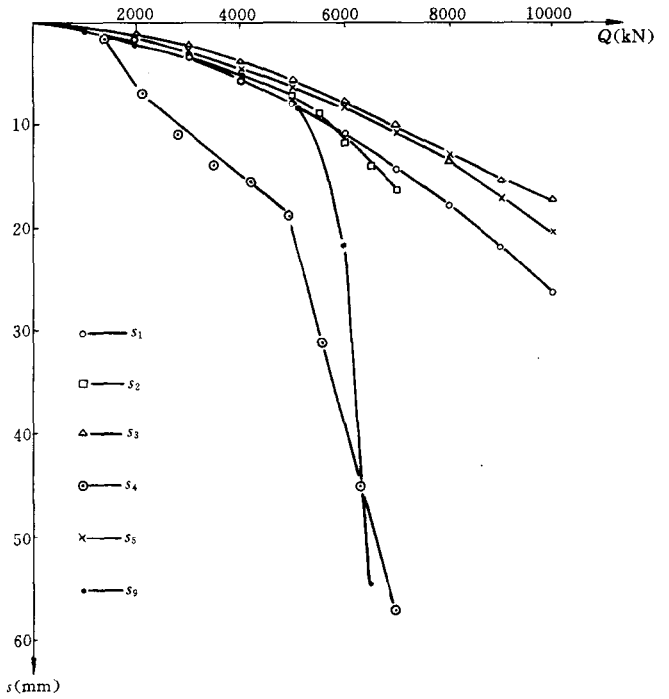


图 2　试桩 Q-s 曲线图

上～中更新统海相与陆相交互沉积层。

图 3 为三根试桩的 Q-s 曲线，表 3 为试桩参数及试验最大加载量与对应沉降量汇表。由图可见，即使对于桩长 70m（$L/D=70$）的超长灌注桩，由于采用孔底后压浆技术，其承载性能及变形特性均得到明显改善。

表 2

桩号	桩径 D（m）	桩长 L（m）	桩端持力层	进入持力层深度（m）	最大加载量 Q（kN）	对应沉降 s（mm）	附注
s_1	0.8	66.05	含砾粉土	15.05	10000	26.47	桩底压浆
s_2	0.8	47.40	中、微风化花岗岩	1.33	7000	16.56	未压浆
s_3	0.8	66.35	含砾粉土	15.35	10000	17.30	桩底压浆
s_4	0.8	66.00	含砾粉土	15.00	7000	57.14	未压浆
s_5	0.8	66.18	含砾粉土	14.18	10000	20.45	桩底压浆
s_9	0.8	57.85	强风化花岗岩	3.85	6500	54.52	未压浆

表 3

桩号	桩径 D（m）	桩长 L（m）	桩端持力层	进入持力层深度（m）	最大加载量 Q（kN）	对应沉降 s（mm）	附注
TP1	1.0	69.36	粉　土	5.25	18750	35.06	未压浆
TP2	1.0	69.04	粉　砂	0.44	18750	40.58	未压浆
TP3	1.0	69.55	粉　砂	3.76	20000	32.48	桩底压浆

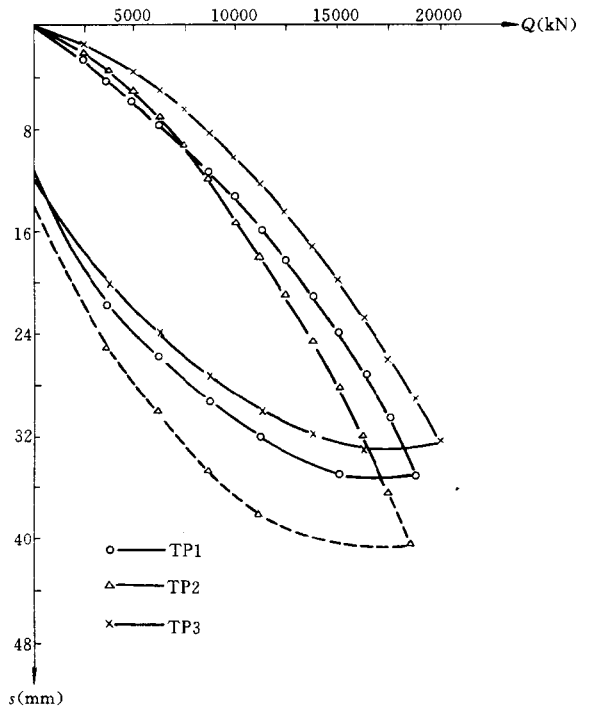


图 3　试桩 Q-s 曲线图

四、结　　论

1. 通过分析大直径超长灌注桩施工目前存在的主要问题及影响因素，提出了控制施工质量、提高单桩承载力的具体措施与对策，可供参考。

2. 通过几十项工程应用表明，灌注桩后压浆技术具有消除孔底沉渣、桩侧泥皮和改善桩端及桩侧土性、提高基桩承载力及减少桩基沉降等特性。

3. 由于灌注桩后压浆技术操作简单，成本较低，在成桩若干天后实施压浆，故不与成桩出现交叉作业问题，它势必会成为今后灌注桩技术发展的配套技术。

参 考 文 献

1. 张雁. 福州龙泉大厦试验桩技术咨询报告. 中国建筑科学研究院地基所、福建省建筑科学研究所. 1993
2. 福州龙泉大厦试验桩静荷载检测报告. 福建省建筑工程质量监督检测中心. 1995
3. 张雁. 天津明鸿广场试验桩垂直承载力试验报告. 中国建筑科学研究院地基所，1995
4. 张雁等. 软土地区超长灌注桩试验研究. 第七届全国土力学及基础工程学术会议论文集. 北京：中国建筑工业出版社，1994
5. 张雁等. 软土地基大直径灌注桩承载力试验研究. 软土地区土工和抗震国际会议论文集，1993.3，深圳
6. 王铁宏　张雁主编. 深基坑支护结构与桩基工程新技术. 北京：中国环境科学出版社，1997
7. 黄强　张雁. 桩基工程技术新进展的认识. 岩土工程师，vol.4，No.1，No.2，1992.3

2.2 桩底灌浆对大直径超长嵌岩桩承载力的影响

陈忠　陈杰　李峰　黄建华　周建安
（福州市建筑设计院岩土工程所，350001）

【提要】 在硬质岩埋藏较深地区，大直径超长桩嵌入软质岩加高压灌浆可提高承载力，减少沉降量。因此不必盲目加大嵌入硬质岩深度。本文通过一工程的两组试桩对比资料进行探讨。

一、概　述

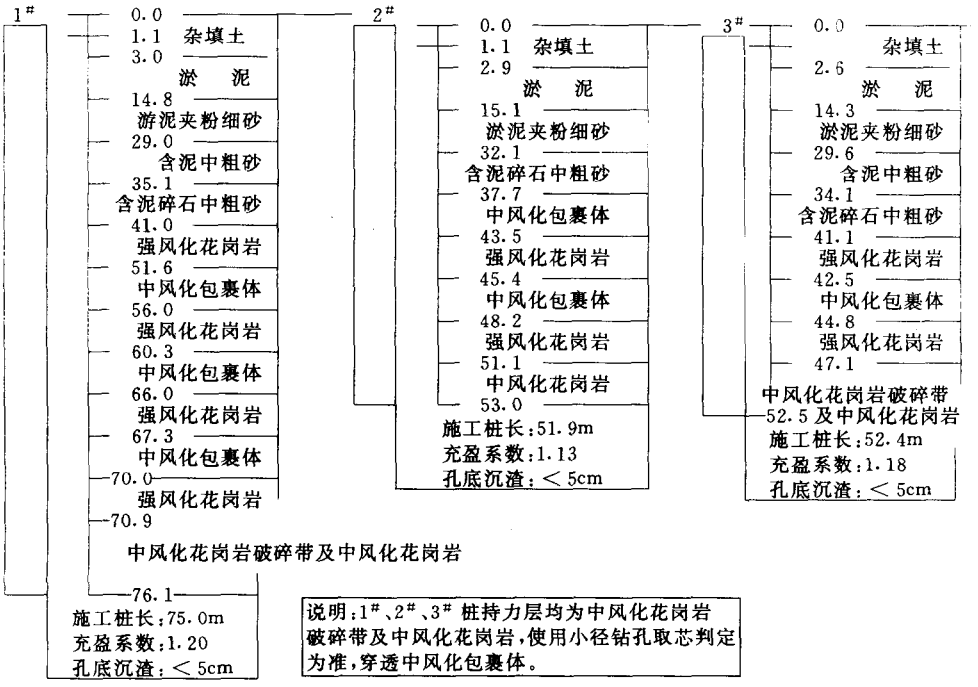
在二十世纪四十年代初，随着大功率钻孔机具研制成功，在美国出现冲（钻）孔混凝土灌注桩，随着第二次世界大战结束，世界经济复苏，高层、超高层建筑不断兴建，它们中多数选用了钻孔灌注桩，70～80年代以来得到蓬勃发展。

我国大直径灌注桩在60年代初在港工、路桥开始使用以来，在80年代末到90年代初在城市的高层建筑中得到迅猛发展。我省在福、厦、漳、泉等沿海地区得到广泛应用。目前，桩径已达到ϕ1500mm，桩长达79m。有试验资料为依据的ϕ1.2m直径的灌注桩最大单桩竖向极限承载力标准值已大于20900kN，有向更大承载力发展的趋势。

大直径混凝土灌注桩能得到如此迅速的发展，是由于其承载能力高，能穿透各种地层，无挤土、无振动、噪音小、无地面隆起和侧移；能贴近已建建筑物施工，而且危害少，群桩效应少，能随地层变化调节桩长和配筋等优点。但是，冲（钻）孔混凝土灌注桩也存在许多有待克服和提高的问题，如：由于水下钻孔灌注成桩，桩身质量毕竟不象预制桩那样稳定可靠，又较大程度受施工工艺、现场管理、施工操作等因素影响，使某些桩的桩侧摩阻力和桩端承载力不能正常发挥，还由于这种桩的受力、变形和破坏机理至今尚未完全搞清，设计计算理论滞后，理论计算的承载能力大多低于实际试验的结果；还有现场泥浆排放在城市中施工目前也没有很好的解决，但是目前影响这种桩使用的最大的问题是工期长、造价高，特别是复杂地层下的嵌岩超长桩。

对超高层建筑，设计人员都希望将大直径混凝土灌注桩嵌入深层的中风化以上的硬质岩层。本地区硬质岩层埋藏较深，要穿过很厚的强风化软质岩层，有的还要穿过软岩中的硬质岩夹层。目前嵌岩钻进技术远不能适应这种要求，嵌岩钻进时间太长，不少工程一个桩施工期达到10～20天，最长的曾达到45天的记录。本地区超高层建筑的桩基，是否一定要嵌入中风化以上的硬质岩层？我们利用福州某工程一座42层超高层的试桩由我所试验，分成两组，第一组三根，桩径ϕ1200mm，穿过强风化花岗岩和夹在强风化岩层中的硬质岩包裹体，最后嵌入中微风化岩层；第二组三根，桩径ϕ1200mm，持力层放在强风化岩层或强风化岩层中夹的硬质岩包裹体上（下卧层仍是强风化岩层），并加以桩底高压灌浆，分别对其桩长减短、不进入中微风化岩层、灌浆对承载力影响等进行分析比较，得出有益的结论，是试图解决这种桩缩短周期、减低造价、又不降低承载能力的有效途径。

二、主楼试桩处地质柱状剖面及持力层岩层状态和桩有关参数



三、桩试验结果汇总

1. 单桩竖向抗压静载试验曲线分析（图1）

（第一组：1#、2#、3#桩）

2. 桩端灌浆桩单桩竖向抗压静载试验曲线分析（图2）

（第二组：1A#、2A#、3A#桩）

3. 由下述钢筋应力计测试得出的各土层交界处轴力计算结果图（图 3）

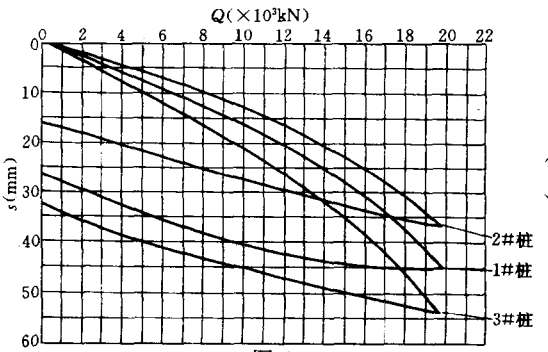


图 1

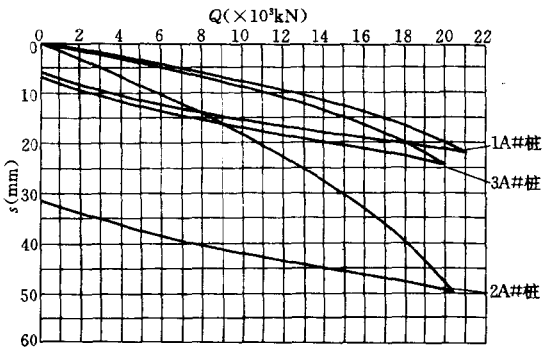
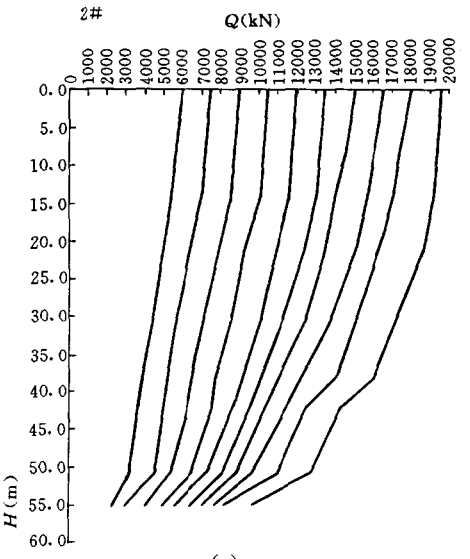
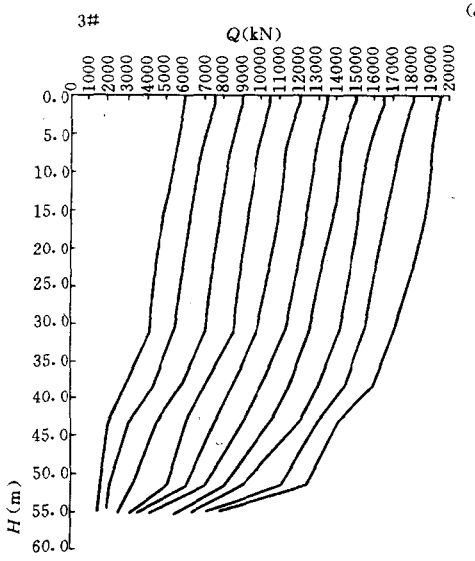


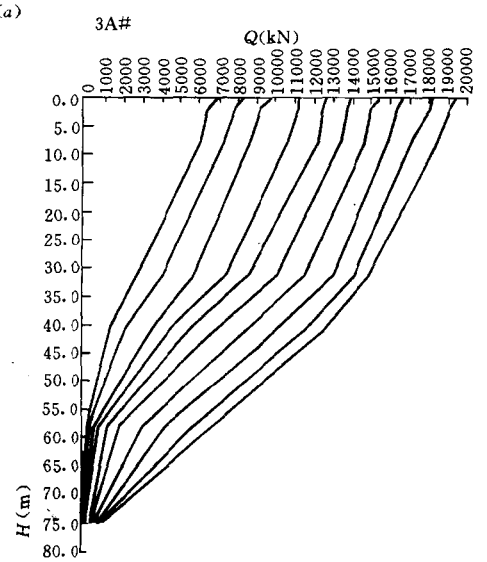
图 2



(a)



(b)



(c)

图 3

四、桩的试验分析

1. 从桩的试验结果对两组桩作以下归纳：

（1）桩长和桩嵌入的持力层及深度详见表 1。

表 1

组　别	第　一　组			第　二　组		
桩号	1#	2#	3#	3A#	1A#	2A#
桩长（m）	75.0	51.9	52.4	70.5	57.0	48.5
持力层	中风化花岗岩破碎带及中风化花岗岩			强风化花岗岩	强风化花岗岩中的中风化包裹体	
嵌入持力层深度（m）	4.1	0.8	5.3	4.0	2.2	0.6

（2）单桩竖向抗压极限承载力及其相应的桩顶沉降量、卸荷回弹量、残余沉降量详见表 2。

表 2

组　别	第　一　组			第　三　组		
桩　号	1#	2#	3#	3A#	1A#	2A#
单桩竖向极限承载力（kN）	≥19500	≥19500	≥19500	≥19500	≥20900	≥20250
桩顶沉降量（mm）	44.37	36.39	53.30	23.76	21.27	48.67
卸荷回弹量（mm）	17.47	18.48	20.43	16.40	14.35	17.75
残余沉降量（mm）	26.90	17.91	32.87	7.32	6.92	30.92

（3）埋设钢弦式应力计，测试桩的桩侧摩阻力及桩端阻力，并计算各土层在最后一级荷载下的侧壁摩阻力以及桩侧摩阻力与桩端承载力各自所占的比例，详见表 3。

表 3

土层名称	各土层侧壁摩阻力			
桩号	2#	3#	3A#	平　均
杂填土（kPa）	45	60	49	51
淤泥（kPa）	10	8	29	15
淤泥夹粉细砂（kPa）	18	17	35	23
含泥粗中砂（kPa）	38	33	55	42
强风化花岗岩（kPa）	50	50	82	61
桩侧摩阻力（kN）	10870	12800	18450	
占总荷载比例	55.7%	65.6%	94.6%	
桩端承载力（kN）	8630	6700	1050	
占总荷载比例	44.3%	34.4%	5.4%	

2. 嵌入硬质岩（第一组）与嵌入软质岩加灌浆（第二组）试验结果分析：

（1）1#桩（第一组）与 3A#桩（第二组）相比，1#桩桩长 75m，3A#桩桩长 70.5m，前者桩长比后者长 4.5m；前者嵌入持力层中风化花岗岩破碎带及中风化花岗岩 4.1m，后者嵌入持力层强风化花岗岩 4.0m，前者嵌入持力层大于后者 0.1m，但在达到单桩竖向抗压

承载力 19500kN 时，1#桩桩顶沉降量是 44.37mm，3A#桩桩顶沉降量为 23.76mm，前者比后者大 20.61mm。

表 4

组　别		第一组		第二组
桩号		2#	3#	3A#
桩顶施加总荷载	(kN)	19500	19500	19500
桩侧摩阻力	(kN)	10870	12800	18450
桩侧摩阻力占总荷载比例		55.7%	65.6%	94.6%
桩端阻力	(kN)	8670	6700	1050
桩端阻力占总荷载比例		44.3%	34.4%	5.4%

(2) 2#、3#桩（第一组）分别嵌入中风化花岗岩 0.8m 及中风化花岗岩破碎带及中风化花岗岩 5.3m，而 1A#、2A#桩（第二组）嵌入强风化花岗岩中的中风化花岗岩包裹体 2.2m 和 0.6m，两者桩长均在 48.5～57.0m，但单桩竖向极限承载力标准值接近：前者为 19500kN，后者≥20900kN 和 20250kN；另从桩顶沉降量：2#桩为 36.39mm，3#桩为 53.30mm，而 1A#桩仅为 21.27mm。据计算，第二组 1A#桩的变形仅是桩身变形，还未央及持力层的变形。

(3) 从残余变形量，第一组 1#、2#、3#桩分别为 26.90mm、17.91mm、32.87mm，均大于第二组 3A#、1A#桩的 7.32mm 和 6.92mm，与 2A#的 30.92mm 接近。

(4) 从钢弦式应力计测试结果分析，桩端阻力占总荷载百分比：第一组 2#桩占 44.3%，3#桩占 34.4%，而第二组 3A#桩仅占 5.4%。

五、几 点 结 论

1. 穿过强风化岩层和强风化岩层中夹的中风化包裹体，设计要求最后嵌入中微风化岩层 0.6m 的大直径长桩，第一组 1#、2#、3#桩三根其单桩竖向抗压极限承载力为 19500kN，相应桩顶最大沉降量为 36.39～53.30mm，而第二组 3A#、1A#和 2A#桩三根试验桩，一根支承在强风化岩层，二根支承在强风化中的中风化包裹体上，并加以高压水泥灌浆，其单桩竖向抗压极限承载力大于 19500kN、20900kN 和 20250kN，相应桩顶变形为 23.76mm、21.27mm 和 48.67mm，承载力高于第一组，而桩顶沉降量小于或接近第一组。所以，大直径超长桩嵌入软质岩加灌浆，只要处理得当，其承载力有可能做到高于嵌入硬质岩的桩，也就是说，超高层建筑的桩基并不一定都要嵌入中风化以上的硬质岩，但桩底必须加以高压灌浆，必要时还要将灌浆孔在桩端再钻入 1～2m 后再灌浆，这样桩的承载力提高更为显著。

2. 使用第二组类型的桩，由于采用孔底灌浆，解决长期以来存在的桩底沉渣带来的危害。

3. 第一组桩平均每根桩施工作业 21 天，而第二组桩平均每根桩施工作业只有 9.33 天，提高工效一倍以上，有明显缩短工期和节约造价的作用。

4. 桩端的高压灌浆，浆液除压入沉渣外，由于使用压力短期高达 15MPa，产生的劈裂灌浆和挤密效应，有的在灌浆孔中往下钻进 1m 左右再继续灌浆，所以浆液灌入量很大（每根桩水泥用量达 2500kg），很大一部分压入至桩底以下及周围土层的相当广的范围（按每立方米强风化岩灌入量 100kg 计算，可形成加固体 25m^3），还有一部分向上沿桩身周围涌入桩周土层，使桩周的摩阻力得到明显的提高。

5. 试验证明，经过压力灌浆，桩端土的刚度有明显提高，桩底的沉降量可相应地减少。

6. 第一组试桩，由于要求穿过全部强风化和中风化包裹体岩层，嵌岩时间很长，特别是已暴露的残积层和强风化层孔在水浸的情况下，引起桩侧土层的软化，经测试的阻力：第一组桩侧摩阻力明显低于第二组，反映出桩端承阻力的比例（44.3%，34.4%）明显高于第二组试桩（5.40%），所以第二组试桩承载力还有很大余地，会明显高于第一组。

7. 1#桩施工中桩长 75m，实际嵌入中风化花岗岩破碎带及中风化花岗岩达 4.1m，但在 19500kN 荷载下的桩顶沉降量达到 44.37mm，承载力并没有比其它桩提高的现象，说明即使穿过强风化岩层和中风化包裹体，最终再加嵌入中风化岩层 3D 以上，试验结果表明，其并不能使其承载力得到相应的提高，因此盲目加大嵌岩的深度也是没有意义的。

2.3 大直径深嵌岩钻孔灌注桩施工

张 靖 季文洪

（铁道部大桥局桥梁科学研究所，430034）

【提要】 宁波大桥主桥长 568m，桥面宽 29.5m，为单塔双索面预应力钢筋混凝土斜拉桥，通航跨度为 258m，居国内同类桥梁之首。钢筋混凝土空心桥塔高 148.4m，塔墩基础为钻孔灌注桩群桩基础。

作为大跨度斜拉桥主塔墩基础，即要承受巨大的竖向荷载，还要承受由风、振动和结构不平衡所引起的水平力，因此基础工程规模大，质量要求高，施工中技术难题多。本文就该桥主塔墩桩基施工中遇到的问题及处理方法，作简要的介绍。

一、地 质 条 件

主塔墩位甬江于主航道东侧，常年水位 3～5m。有潮汐影响。

施工前，对主塔墩范围内进行了详细的地质勘探，共钻地质孔 27 个，并对岩芯和土样进行了物理力学试验。根据探明地质构造如下：

水下为覆盖层，厚 25m～33m。以淤泥及淤泥质亚粘土为主。内有沉船和片石。底部有厚度不等的粉砂和细砂。

基岩顶面不平，呈东高西低向江中倾斜，最大高差 7.86m。上部为霏细斑岩，下部为凝灰质砂岩。凝灰质砂岩顶面高差悬殊，最大高差有 13.0m 之多。墩内发育一系列压性、压扭性断裂破碎带，使岩体的完整性受到严重破坏，强度降低，破碎带形态复杂，规律性差；墩内还存有风化槽，槽内为土混碎石，给地基造成极大的不均匀，同时也影响周围岩体的稳定性，极易造成基础不均匀沉降。

地质构造见图 1。关于各土层及岩石物理力学特性见表 1、表 2。

土层物理力学试验数据 **表 1**

地层单位	分层代号	岩土名称	件数	天然含水量 w (%)	天然容重 γ (kN/m³)	比 重 C_s	天然孔隙比 e	液 限 w_l %	塑 限 w_p %
Q_4	Ⅱ$_1$	淤泥							
	Ⅱ$_2$	淤泥质亚粘土	14	34.5～45.0 48.4	17.5～18.8 18.2	2.71～2.73 2.72	0.983～1.262 1.068	32.3～40.5 35.3	19.5～27.0 23.6
	Ⅱ$_5$	粉砂							
	Ⅱ$_6$	细砂							

地层单位	分层代号	岩土名称	件数	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	快剪凝聚力 c_q (kPa)	快剪内摩擦角 φ_q (度)	建议承载力值	
								容许承载力 σ_0 (kPa)	钻孔桩极限摩阻力 τ_1 (kPa)
Q_4	Ⅱ$_1$	淤泥							
	Ⅱ$_2$	淤泥质亚粘土	14	7.3～14.6 11.7	1.04～1.51 1.26	(5) 10.0～19.0 15.4	(5) 3.5～9.5 6.3	80	15
	Ⅱ$_5$	粉砂						100	35
	Ⅱ$_6$	细砂						100	35

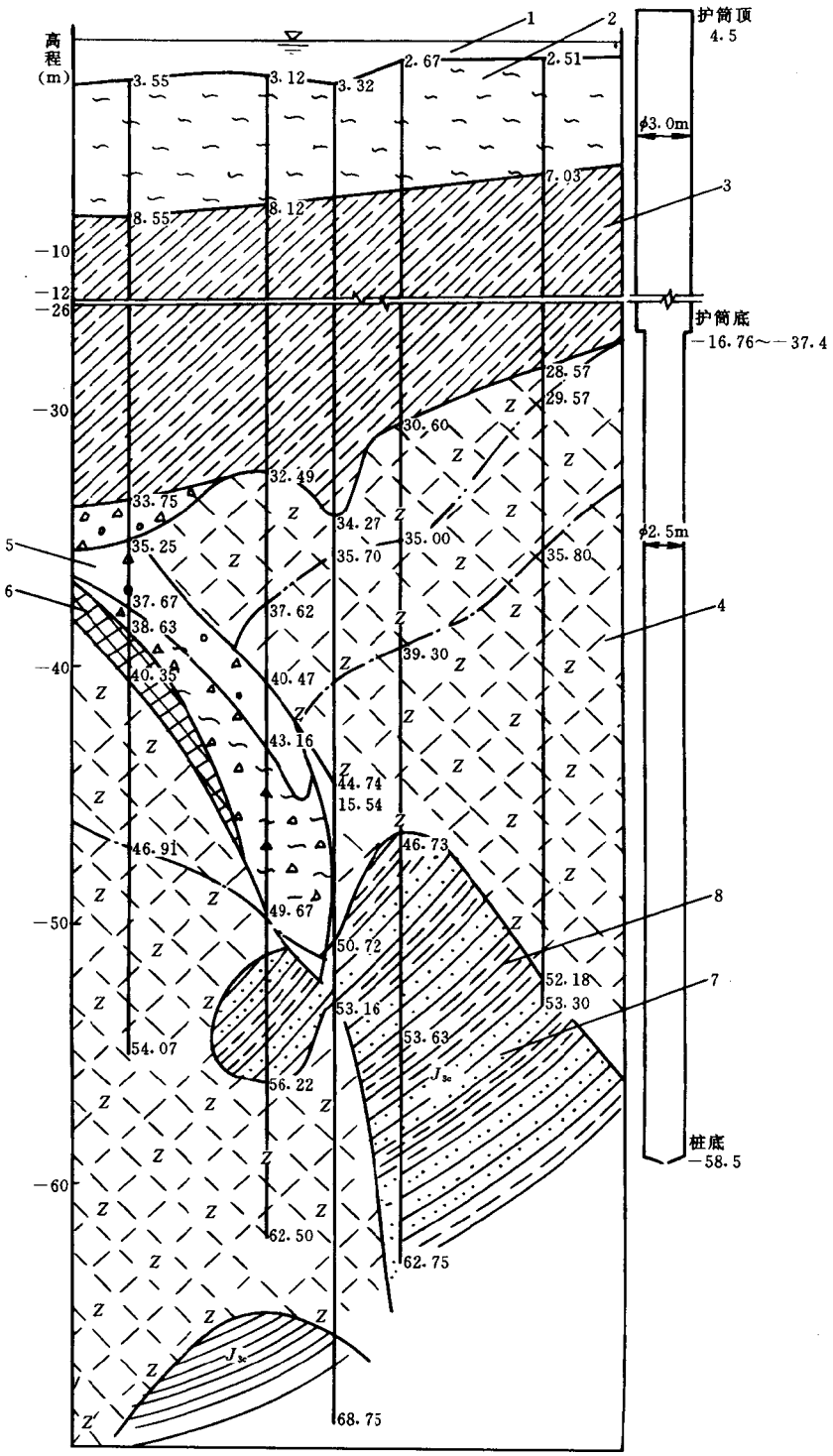


图 1　地质剖面图

1—水；2—淤泥；3—淤泥质亚粘土；4—霏细斑岩；5—漂砾石层；6—挤压破碎带；7—凝灰质砂岩；8—亚粘土

岩石物理力学试验数据

表 2

地层单位	分层代号	岩土名称	件数	岩石饱和单轴分层抗压强度 R_b (MPa)	岩石干燥单轴极限抗压强度 R_g (MPa)	软化系数 K_R	弹性模量 $\times 10^4$(MPa)	泊桑比 γ	承载力建议值		
									容许承载力	钻孔桩极限摩阻力	岩石单轴极限压强
									σ_0(kPa)	τ_f(kPa)	R_a(MPa)
J_3	$\text{Ⅳ}^{W_3}_{1-1}$	强风化霏细斑岩							250	70	
	$\text{Ⅳ}^{W_3}_{1-2}$	强风化破碎霏细斑岩							250	70	
	$\text{Ⅳ}^{W_3}_{1-3}$	强风化块状碎裂霏细斑岩							250	70	
	$\text{Ⅳ}^{W_2}_{1-1}$	中等风化霏细斑岩		(110) 9.4～185.1 / 64.2	(18) 41.1～155.5 / 93.0	0.69	(3) 1.5～5.5 / 3.4	(3) 0.23～0.4 / 0.30			35
	$\text{Ⅳ}^{W_2}_{1-2}$	中等风化破碎霏细斑岩		(6) 38.0～58.2 / 46.8							25
	$\text{Ⅳ}^{W_2}_{1-3}$	中等风化块状碎霏细斑岩							600	160	
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{1-1}$	微风化霏细斑岩		(146) 31.0～201.0 / 73.4	(12) 68.0～132.0 / 94.0	0.78	(7) 3.4～6.6 / 4.2	(7) 0.12～0.39 / 0.25			50
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{1-2}$	微风化破碎霏细斑岩		(16) 20.5～121.8 / 63.3							30
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{1-3}$	微风化块状碎裂霏细斑岩		(5) 26.9～82.5 / 45.0					800	200	
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{3-1}$	微风化凝灰质砂岩		(13) 30.1～62.5 / 44.8	(4) 50.3～92.9 / 70.9	0.63					35
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{3-2}$	微风化破碎凝灰质砂岩									25
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{3-3}$	微风化块状碎裂凝灰质砂岩							800	200	
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{4-1}$	微风化角页岩		(8) 32.8～108.3 / 57.7	(2) 49.7～55.2 / 52.5	0.80	(1)4.3	(1)0.35			35
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{4-2}$	微风化破碎角页岩									25
	$\text{Ⅳ}^{W_1}_{4-3}$	微风化块状碎裂角页岩							900	200	

二、工 程 特 点

该墩是主塔墩，工程的关键部位，其基础受的荷载大，根据计算在主力作用下，将承受 646.5MN 的垂直力和 868.7MN·m 的弯矩。加上桥塔又高，对基础的不均匀沉降十分敏感，因此必须确保桩基的稳定。

根据地质资料看，该墩地质情况复杂，岩层中即有破碎带又有风化槽。岩石软硬悬殊。不但降低了地基整体性和承载能力，也给钻孔施工带来极大的困难。

根据受力特点和工程地质条件，该墩钻孔桩设计的直径大、深嵌岩。每根桩都要穿过风化层或破碎带进入坚硬的微风化岩体内。嵌岩深度均在 20m 以上，最深达 33m。施工时钻岩任务十分艰巨。

三、钻 孔 施 工

该墩位于浅水中，潮汐影响明显。施工采用水上栈桥和工作平台方案。

水上栈桥和工作平台用ϕ50cm 钢管桩作基础。将预先做好的钢管桩用中-60 振动锤振动下沉至持力层，不少已振到岩面，形成钢管桩方阵。在钢管桩上用常备式万能杆件拼装平台，平面尺寸为 56m×28m，高 2m。平台上预留桩位，并装有 500kN 龙门吊机和 200kN 桅杆吊机各一台；再设钻机、压风机和泥浆沉淀筒等钻孔设备。见图 2。

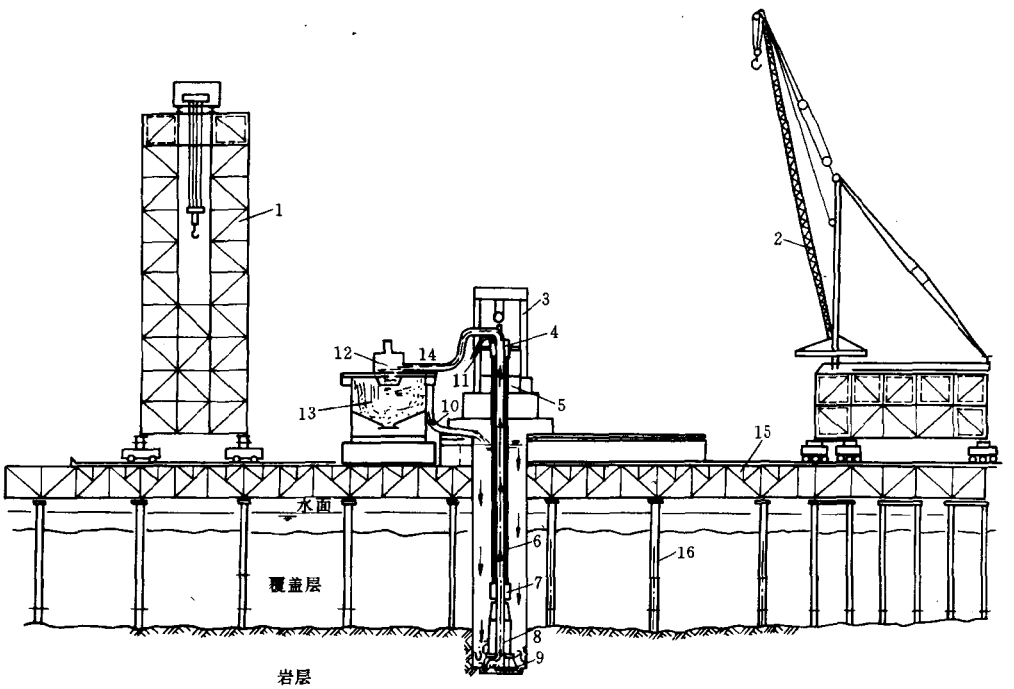


图 2　在水上工作平台上进行钻孔施工示意

1—龙门吊机；2—桅杆吊机；3—钻架；4—笼头；5—转盘；6—钻杆；7—气室；8—压重块；9—牙轮钻头；10—进浆管；11—进气管；12—消能器；13—沉渣筒；14—出浆管；15—工作平台；16—ϕ50cm 钢管桩

护筒直径 3.0m，用厚 14mm 钢板在钢结构车间卷焊而成，为了运输方便，每节长 8m。然后运至平台用吊机安装就位，用 1600kN 振动锤将护筒振动下沉，然后接长，继续振沉，直到比较稳定的地层为止，护筒顶面高出高潮位约 2m。

因工作平台面积限止，一般使用 3 台钻机，一台是 KP-3500 大型钻机（郑州勘察机械厂产），这种钻机全液压驱动，最大扭矩为 210kN·m，钻孔直径大，破岩能力强；另外两台为 BDM-4 型钻机（大桥局桥机厂产），最大扭矩为 80kN·m。两种钻机主要性能见表 3。

循环泥浆采用膨润土拌制。

在覆盖层及软岩中钻进，用镶有硬合金刮刀钻头。先用正循环排渣，当钻深到一定深度后改用压气反循环钻进。在用正循环钻进时曾发生过泥包钻头，影响正常钻进；改用反循环后虽然没有泥包钻头的现象，但常遇到沉船的木块和片石堵塞排浆管，同样影响钻进，为了排除往往需要花费很长时间。

当钻到较硬岩层时，改用硬合金牙轮钻头或硬合金滚刀钻头。根据以往的经验，在一般岩石中甚至硬岩中采用这种钻头钻进都是有效的，但是在这里却碰到不少困难。

1. 跳钻问题的处理

首先碰到的问题是跳钻现象严重。因岩石软硬悬殊，当钻头在孔底转动时，牙轮碰到硬岩即被顶起，遇到软岩即下落。由于钻头作无规则转动，使钻机不停地上下跳动，左右摇摆，有时剧烈地晃动。钻具也一直处在复杂地受力状态，由此造成钻杆扭曲严重，经常发生断裂，钻杆接头螺栓松动脱落，掉钻头的事经常发生。钻头寿命缩短，钻头上的牙轮，磨损到一定程度时，必须提钻更换，整修钻头工作量大增，钻孔成本也随之提高。

在钻进过程中由于机械故障不断，纯钻岩时间仅占工作时间的三分之一左右，不但钻孔速度上不去，质量上也不断出现孔斜及孔壁弯曲现象，跳钻问题已成为制约钻孔施工的关键。

为了解决这个问题，在钻孔实践中不断分析总结，通过试验摸索出不少对策，并在实施中不断改进逐步掌握了一套适应于这种岩层的钻孔工艺，归纳起来主要有以下几点：

（1）降低转速：KP-3500 钻机可无级调速，将转速降到 23 转/分后，跳钻现象明显减轻；而 BDM-4 钻机的最小转速为 6 转/分，为了把转速降低，将 980 转/分的电机换成 580 转/分的电机，最后也把转速降到 3.68 转/分，使跳钻现象有所改善。

（2）加大钻压：增加钻头的配重，不但可以稳定钻头，减轻钻头的跳动，而且还可以加快钻岩速度。

在钻机的转速不能加快的情况下，只有增加钻头重量，使牙轮上的楔齿对岩石压强超过岩石极限强度，使楔齿能嵌进岩体加快了破岩速度。从 KP-3500 钻机两组统计数据可充分反映了这一点。当钻头压量为 230kN 时，纯钻进速度为 0.10m/h；当钻头压重为 350kN 时，在同一岩层中，纯钻进速度为 0.18m/h。

BDM-4 钻机由于扭矩小，增加钻压受到限止，为了有效地在岩层中钻进采用二次成孔法，即一次使用ϕ1.5m 钻头（或ϕ1.8m 钻头）钻进，第二次再用ϕ2.5m 钻头进行扩钻成孔。

（3）对钻机薄弱环节进行加固或改进：首先把钻杆加强，将壁厚由 16mm 改为 20mm，并加强了焊缝；钻杆接头螺栓由普通螺栓换成高强精制螺栓；螺帽增加了防滑销。

上述一系列措施在钻孔过程中逐步落实后都产生了一定的效果。跳钻现象明显减弱，机

械事故相应减少，钻进速度逐渐加快，成孔质量也有提高，较好地解决了在软硬不均的岩层中钻进的技术难题。

2. 孔壁坍塌的处理

钻孔遇到另一个问题是钻进中发生多次孔壁坍塌事故。由于桩距比较小，往往一个孔发生塌壁不但给本孔施工带来困难，还给邻孔造成影响。如10号桩钻孔时因孔壁坍塌将钻头埋住，在清孔提钻头时由于采用压气吸泥，补浆跟不上造成连续坍塌，使相邻四个孔也发生坍塌，护筒倾斜加剧，无法钻进，最后费了很大的力量，逐孔加以处理才恢复正常施工。

据分析孔壁坍塌的原因主要是：

(1) 循环泥浆采用膨润土拌制，比重较小。护筒顶面高出水面不多，加上潮汐影响，有时施工中补浆不及时，经常发生孔内浆面低于水面，造成孔内压力偏小。

(2) 成孔周期长，不少孔历时一个多月才钻成，孔壁长期浸泡在泥浆中并在钻进中不断地受到冲刷淘洗。

(3) 两桩中心相距仅5m，由于施工顺序安排不好，施工后期经常出现相邻两孔同时钻进，相互干扰比较大。

孔壁坍塌最先发生在粉细砂层，由于钻进过程中逐渐形成扩孔，当扩孔发展到一定程度，上面土层开始坍塌，如果处理不及时或处理方法不当就会造成连续大量的塌方。

发现塌孔先向孔内补浆，首先确保孔内泥浆高度。停钻并将钻头提起，静止一段时间观测孔壁变化，如已稳定可恢复钻进，但要注意泥浆的高度并设法改善泥浆性能。

有些坍塌比较严重，当采取上述措施无效时，最后将钢护筒加长，继续震动下沉，使之穿过粉细砂层，这样虽然不经济，但可以从根本上解决继续塌孔的问题。

3. 漏浆的处理

位于风化槽和破碎带几根桩在钻孔时发生过不同程度的漏浆。

发现漏浆先向孔内抛粘土和碱粉，以增加泥浆的浓度和粘度，减少泥浆的流失。经过这样处理，漏浆现象一般都有减弱，不少孔还逐渐恢复正常，效果比较明显。但还有两个孔采取上述措施后，仍制止不了漏浆。最后只好停钻，将钻头提出，用导管法向孔内灌注水泥砂浆，灌注高度一般都超过风化槽和破碎带顶面1～2m。待水泥砂浆具备一定强度后，重新钻孔。这样处理虽然影响工期也不经济，但在这种特殊地质条件下，也是确保钻孔质量的一种方法。

4. 护筒的纠偏

由于覆盖层中有沉船和片石，护筒在震动下沉时发生过护筒一侧碰到沉船，久震不下，不但使护筒倾斜加大由于震动力过大造成护筒局部变形，影响了正常钻进。此外塌孔时，也造成几个护筒偏斜加大，其中有个别护筒因偏斜过大使钻头与护筒壁相碰，无法继续钻进，必须进行纠偏。

由于护筒大、埋置深，无足够的起吊能力将护筒拔出重新扶正。只好采用局部纠偏的办法。根据工地条件先由潜水员用水下切割的方法，将侵入孔内变形或倾斜部分竖向切割几条缝，然后向护筒内填片石，再用ϕ1.5m的冲击钻头对需要纠偏的位置进行高冲程的冲击，待片石冲低后再填片石，再次冲击，这样反复2～4次。通过冲击片石将护筒变形或倾斜部分向外挤压而达到纠偏的效果。详见图3。

该墩的钻孔桩自1995年5月30日开钻至1996年3月份全部完成，历时近10个月，累积在覆盖层钻进585延米；在岩石中钻进491.4延米。其中KP-3500钻机共钻成13个孔。平均18天完成一个孔，最快9天就钻成一个孔；BDM-4钻机由于动力小分两次成孔，机械事故多效率也低，两台钻机共完成7个孔。不但钻孔速度慢，而且成孔的质量也较差。

每孔钻成后都用KE-20孔壁回声仪进行成孔检测，内容包括孔径大小、孔的倾斜率，孔壁平整度及孔深等。通过对该墩所有钻孔检测结果为：(1) 有4根桩钢护筒倾斜率超过1%。其中多数是由钻孔时孔壁坍塌造成的。(2) 不少孔的孔壁存在弯曲现象，程度不一。几个弯曲较重的孔都在岩层的破碎带和风化槽边缘，据分析钻孔时由于遇到软硬不均岩层使钻头偏向较软的一侧所致。(3) 全墩所有的钻孔从倾斜率看都在1%之内，在规范规定范围之内，另孔径和孔深也都满足设计要求。

四、桩身混凝土灌注

嵌岩桩对桩底沉渣厚度要求严格，该墩钻孔桩也一样，设计要求沉渣厚度在5cm之内。为了达到目标，施工中加强对孔底清理。当钻至设计标高后，先将钻头提高12m，以钻机的排渣系统继续压气以反循环进行清孔。边清孔边向孔内补充新拌制泥浆，改善孔内泥浆性能，使孔底沉渣厚度小5cm。当下放钢筋笼和安装导管后孔底沉淀层又会增加，为此再用导管作排浆管进行第二次清孔，这次清孔必须保证沉渣层厚度小于5cm，经监理认可后，尽快拆除压风管、灌注混凝土。

桩身混凝土设计为C30。每根桩的混凝土量约有300m^3。采用导管法进行水下灌注。

对大直径桩的首批灌注量，要求比较多，因为灌下的第一批混凝土要保证导管埋入不少于1m。为确保灌注质量，专门制造一个容量为12m^{3}混凝土储存罐。使每次灌注时首批混凝土量可达到10m^{3}左右。

该墩20根桩累积灌注桩身混凝土为5983.6m^3。

为检测成桩后混凝土质量，在每根桩的钢筋笼上对称安装ϕ50mm声测管4根，直到孔底。混凝土灌注后等强度增长接近设计值时即可进行超声波检测通过对每根桩的六个断面测试结果看，全墩20根桩桩身混凝土完整性、均质性良好，未发现有一处夹泥或断裂现象。

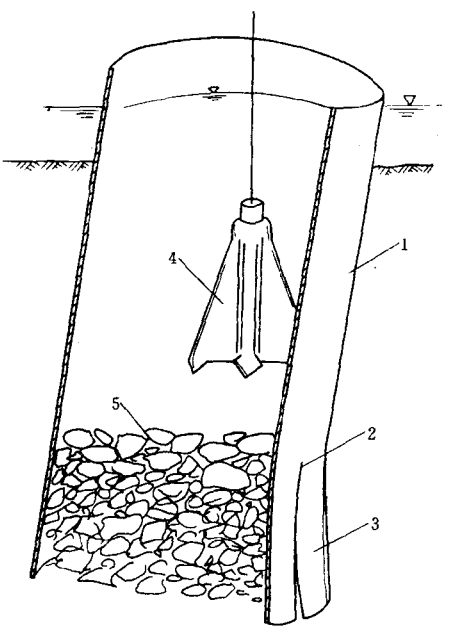


图3 护筒局部纠偏示意

1—钢护筒；2—水下切割竖向缝；3—纠偏的部位；4—ϕ1.5m冲击钻头；5—片石

五、经验与教训

宁波大桥主塔墩基础，在如此复杂和特殊地质条件下，完成这样大直径、超深的钻孔桩，确实克服了不少困难，也走了不少弯路。认真地加以总结可以从中得到一些经验和教训：

1. 从不同型号的钻机使用效果看，对大直径、深嵌岩桩、选择合适的钻机，不但可以加快施

工进度，而且还可以降低成本，提高钻孔质量。

钻机的选型主要依据设计资料，地质情况，钻孔工艺和工地条件等多方面因素。但是起作用的还是“钻压”和“扭矩”这两项参数，钻压是决定钻进速度的主要因素。选择钻机时必须考虑加到孔底的压力能够对岩石进行有效地破碎；扭矩与钻孔直径、钻压和转速有关，但更主要的应满足钻压和破岩面积的需要。从已建成的几座大桥的钻孔桩施工资料上看，一般每平方米破岩面积上需要扭矩约 20～45kN·m。

2. 对群桩基础施工事先应把施工顺序安排好，避免相邻两孔同时钻进，以减少干扰。嵌岩桩的设计桩距一般偏小，遇到岩层破碎或有裂隙时更应避免相邻两孔同时施工。

3. 在软硬不均的岩层钻进，容易引起“跳钻”，不但损伤钻机也影响钻进速度。为防止跳钻除采用加大钻压降低钻机转速外，最好选用液压传动，并有自动防护装置的钻机施工以减少“跳钻”带来的危害。

两种钻机技术性能 **表 3**

参数名称	KP-3500 型（郑州勘察机械厂）	BDM-4 型（大桥局桥机厂）	说明
转盘扭矩（kN·m）	210	80	
转盘功率（kW）	30×4	75	
适应岩性（MPa）	<180	<80	
钻孔直径（m）	3.5	2.5	KP-3500 钻机在土中可钻φ8m 孔
钻孔深度（m）	120	100	
钻杆直径（cm）	27.5	27.3	
设备总功率（kW）	195	400	KP-3500 钻机为液压传动
设备总重量（kN）	467	800	

2.4 沉管灌注桩施工新工艺——非挤土沉管灌注桩

周广泉 沈昌培
（山东省机械施工公司 250021）

【提要】 本文简要地介绍非挤土沉管灌注桩的施工工艺。

目前，国内工程界在中小荷载的桩基工程中仍大量采用锤击或振动式沉管灌注桩，主要原因是它具有设备工艺简单、造价低、施工周期短、适用范围广的优点。当在饱和软粘土中沉打桩管时，因土的渗透系数很小，在瞬间挤土应力作用下土体内孔隙水压力升高，特别是“满堂红”布桩时积累明显且短时间内不易消散。当土被桩管挤向四周时，产生变形，引起桩周土隆起，据实测，一般可达 30～60cm。这对相邻已浇注混凝土还处于塑性或是初凝状态的桩身产生向上的摩擦力，造成缩径、断桩。同时挤土应力所产生的孔隙水压力还会通过刚浇注混凝土的桩身消散，引起桩顶冒浆水泥流失，使桩身混凝土离析强度降低。在可液化土中沉管，由于挤土和振动效应，土体发生液化，除产生上述成桩缺陷外，有时预制混凝土桩靴随桩管上拔而上浮，采用无桩靴工艺施工时，还会发生管涌。这种因沉管挤土引起的土体隆起变形，对成桩的危害是十分严重的。据有关文献介绍，国内许多工程由于这一问题造成的重大质量事故不胜枚举，延误工期损失惨重。例如山东省某污水处理厂二沉池地基为饱和粘土及淤泥质粘土，呈软流塑状态。设计采用振动沉管灌注桩，桩径ϕ377、桩长 12.0m，满堂井点布桩，间距为 1.4m×1.4m，总桩数 1200 余根。施工结束后经动测和开挖证实，大多数桩在地表下 1.8m 左右处严重缩径，有不少断桩。后将桩上部混凝土凿除，全部进行了接桩处理。再例山东某公司储油罐工程，拟建 10 万 m^3 罐 2 座，1 万 m^3 罐 10 座。地基为近海沉积的饱和淤泥质粘土。设计采用 CFG 桩复合地基，桩径ϕ377，桩长 8.0m，满堂井点布桩，桩间距为 1.3m×1.3m，总桩数约计 13700 余根。采用振动沉管和锤击沉管两种工艺，施工中场区普遍隆起 0.5m。施工中间检测发现几乎百分之百的桩存在不同程度的缩径、断桩、离析。这时大多数小罐已施工完毕，停止施工两个月研究处理办法。采取的第一个措施是将桩体材料改为 C20 号混凝土并配置钢筋笼。当发现该措施还是不能解决问题时，又采取了用螺旋钻在桩位隔排“引孔”的方法。最后对罐基普遍用粉喷桩进行了补强处理。整个工期延误 5 个多月并造成很大经济损失。

近年来国内普遍推广的沉管夯扩桩，由于提高了混凝土的灌注压力，对成桩的本身来说质量得到改善，但沉管挤土应力对相邻桩的负面影响依然存在。例如，山东某厂水泥生产线筒仓沉管夯扩桩工程，地基为软塑的饱和粘土，设计桩径ϕ377，桩长 7.0m，一次夯扩，满堂井点布桩，间距 1.3m×1.3m，面积置换率达 6.5%，总桩数约 400 多根。施打 37 根桩后发现地面隆起达 60cm 左右，立即停止施工，开挖目测发现，有的桩距地表处有约 10cm 宽的水平缝，桩顶部混凝土上下分离由钢筋笼支撑着。动测检验其它桩多数有成桩缺陷。工程采取降水和用长螺旋钻钻孔，预先解除一部分挤土应力的措施，将场地隆起量控制在 20cm，才避免发生质量事故。

为改善因沉管挤土效应导致的质量通病问题，施工中常采取一些技术措施，例如放慢打桩速度、采取间隔跳打顺序或预先在地基土中设置竖向排水体。其目的是减少孔压的积累，加速孔压的消散，提高基土的有效压实率。实际上饱和土的孔压消散是一个较缓慢的过程，在饱和粘土中可达1～2个月，在排水条件较好的粉土中亦需要数小时至数十小时，这同沉打一根桩管只需十几分钟相比其差距是很大的。即使打设了竖向排水体，在连续沉打桩管条件下，地基土的孔压根本来不及消散，因此采取上述措施的效果往往不明显。例如山东东营市某供销社营业大楼桩基础工程，地基为黄河冲积成因的可液化粉土，地下水位埋深1.5m，设计采用沉管夯扩桩，桩径ϕ377、桩长9.0m，独立基础下布桩4～9根。为保证成桩质量，在桩间和桩群外侧布置并打设了排水砂井，直径和深度与工程桩相同，同时还采取了隔排跳打的沉桩顺序。施工时发现地表随锤击颤动，液化明显。竣工后经低应变动测发现被测桩的90%有成桩缺陷，开挖验证多数桩在1.0～1.5m处缩径且有“蜂窝”、空洞、钢筋外露。后进行了接桩处理。前面所述的山东某公司储油罐工程，在施打CFG桩之前，其桩间位置亦全部预先打设了干振沉管碎石桩（桩长、桩径与沉管CFG桩相同）。从效果来看这些竖向排水体未起到作用。

沉管桩的应用量大面广，如何保留沉管桩的优点，彻底解决其质量通病，消除沉管的挤土应力是问题的关键。长螺旋钻孔灌注桩是一种非挤土桩，因钻孔时将土体排出地面而不产生挤土效应，但在高地下水位的饱和软土中钻杆离孔后孔壁易坍塌、缩孔，其应用受到限制。由螺旋钻孔桩改进而来的二次压浆成桩工艺，虽能解决这一问题，但工艺较复杂，工效较低，造价亦可观。如果将螺旋钻孔桩和沉管桩两者的优点集于一身，可同时解决护壁和排土问题。近年来国内外工程界都在积极地研究非挤土沉管灌注桩的施工工艺和配套设备机具。

德国宝峨公司研制的螺旋钻加钢护筒双钻系统，其原理是在桩管内套装全长螺旋钻杆，双旋转液压动力头以相反方向同时驱动桩管和长螺旋钻杆并用加压装置将其沉入地基土中，沉管的同时管内螺旋将土排出，达到设计深度后拔出螺旋钻杆，放入钢筋笼，灌注混凝土成桩。成桩直径为254～600mm。

山东省某公司研制一种叫作螺旋钻套管钻机工艺设备。工艺原理是在长螺旋钻杆外套装钢护筒，当螺旋钻钻进时，钢护筒通过加压滑轮组以桩机自重为反力跟进护壁。最大成桩直径可达1200mm，深度28m。

本文作者单位开发一种新型工艺设备，与上述不同之处是利用双电机振动桩锤沉管，内置长螺旋钻杆。两者安装于桩架导轨之上可分别升降。启动振动桩锤将桩管沉入地基土，土挤入管内未形成土塞效应之前，螺旋钻跟进排土或是螺旋钻超前钻进桩管跟进护壁。该工艺现有设备成桩直径可达ϕ377～ϕ500，桩长18m。根据需要可配置内冲锤进行扩底作业。该工艺设备的不足之处是，桩管的振动可通过螺旋片和其之间的土传给动力头，引起共振现象，应当进一步研究克服。

以上所介绍的成桩工艺虽然桩管的沉入方式不同，但从工艺机理上看则是相同的，即采用沉管护壁螺旋钻排土，这种方法集中了沉管桩和螺旋钻孔桩的优点，在沉桩管过程中无挤土应力产生，因此，消除了土体隆起变形的影响，从根本上解决了挤土类沉管灌注桩缩径、断桩、离析等质量通病问题。

通过工程实践证实，采用新工艺施工，桩周土隆起值很小，孔压变化不大，成桩质量

非常可靠。由于沉管与排土钻进同时进行，其工艺简单。可以说非挤土沉管灌注桩是沉管灌注桩施工技术上的一大进步，有必要大力推广这种新工艺，在实践中进一步研究和完善其工艺方法和设备机具。

2.5 成桩新工艺在中国农业银行河北省分行营业办公大楼地基处理中的应用

刘引兰
（石家庄建工集团基础工程公司，050061）
康忠山
（石家庄铁道学院基建处，050043）

【提要】 本文介绍采用套管螺旋钻成孔，自制取土器清孔底虚土，注浆固化桩底套管成孔新工艺的应用实例。

一、工 程 概 况

1. 工程情况

中国农业银行河北省分行营业办公大楼，位于河北省石家庄市自强路北侧。本工程裙楼环抱主楼，主楼地上31层，地下两层，裙楼地上3层，地下1层，自然地评标高为74.07m，设计要求利用素混凝土桩复合地基对主楼地基进行加固处理，采用正方形布桩，中间各桩间距1.3m×1.3m，边缘两排桩间距1.2m×1.2m，桩径400mm，桩长12.65m，桩顶标高为63.15m，布桩共计579根。设计要求，在桩施工过程中保证不塌孔，不扰动桩端土，成孔后要清理孔底虚土，孔底沉渣厚度不大于50mm，桩下端土层要进行固化处理，桩上端端头要求剔凿平整，处理后的复合地基承载力标准值不小于480kPa。

2. 工程地质情况

根据工程地质报告，地质剖面如图1。

层号	层名	层底标高	桩标高
①	杂填土	72.07	
②	黄土状粉质粘土	64.57	
③	中粗砂	61.57	63.15(顶)
④	粘 土	56.27	
⑤	粉细砂	51.57	
⑥	中粗砂	45.17	50.50(底)

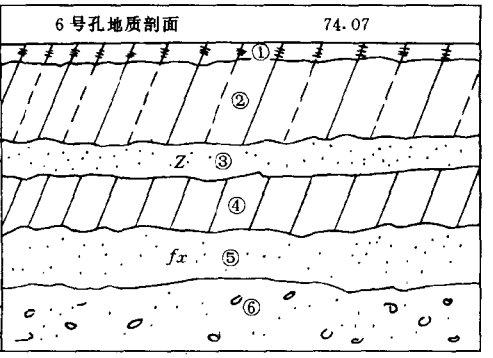


图1

各土层情况：

①人工堆积土：主要由粘性土，碎砖块，灰渣等组成，呈松散——稍密状态。

②黄土状粉质粘土：黄褐色，呈可塑状态，属中等压缩性土。

③中粗砂：为灰黄色，长石——石英质的，粒度不均，分选性一般，呈中密，稍湿状态。

④粘土：黄褐色，呈可塑状态，中等压缩性地基土，局部为软塑状态。

⑤粉细砂：灰黄色，长石——石英质的，呈中密，稍湿状态。

⑥中粗砂：长石——石英质的，含约10%～20%的卵石和砾石，呈中密——密实状态。

二、成桩工艺的选择

根据该工程的设计要求和工程地质情况，桩施工时要穿1.8m厚的第③层中粗砂；5m厚左右的粘土（本粘土层局部为软塑状态）；5m厚左右的粉细砂，最后进入含卵石的第⑥层中粗砂层至少0.7m，桩底标高必须达到50.5m。根据这些复杂情况，该复合地基施工若采用传统的螺旋钻孔桩施工方法，有可能在③、⑤、⑥层出现塌孔，在④层也有可能出现缩径现象，从而造成孔径不够，孔底虚土厚度过大，达不到设计要求。经过多次分析和研究，最后决定该工程采用新的成桩工艺进行施工，较好地解决了传统作法中可能出现的问题。成桩新工艺的流程为：

套管螺旋钻成孔——→自制取土器取孔底虚土——→埋设注浆管——→灌注混凝土并拔管成桩——→注浆固化桩底——→切割桩头

三、施　工

桩基施工前，先挖土至标高63.35m处，然后铺垫0.3m厚的粉质粘土并压实，以便桩基施工，并且不扰动桩顶土层。待成桩后清除此部分土达到63.15m的设计标高。

1. 成孔

为了防止钻孔穿越砂层塌孔，过粘土层时出现缩径，本工程采用套管螺旋钻成孔。套管螺旋钻成孔的机械设备是在原有的螺旋钻机上加设一套压管系统，增设一台卷扬机压管，并在前方设置传力部件和导向机构。施工时根据不同的桩直径设置相匹配的套管和压管，即可进行套管螺旋钻成孔。钻孔时压管压住套管，钻杆伸到套管内，边压管边钻进，同步进尺。

本工程桩直径为400mm，桩长12.65m，做13套套管，一套分四节，每节3.4m长，外径400mm，节间由外加钢板条承插固定后，再用螺栓连接。施工时先使套管垂直对正孔位，然后移钻机，使压管压住套管，再调平钻机，将钻杆放入压管和套管内，并就位到地面，钻杆直径为370mm。施工中边压套管边钻孔，达到套管与钻头同步，从而防止塌孔和缩径。压管时压进一节套管后提起钻杆并吊起压管接套管再继续施工，如此反复进行。本工程正式施工前，在场地边缘采用此工艺进行试孔，结果发现套管压入三节，共计10.2m后，再向下压入十分困难，分析原因主要是第④层粘土含水量过高，对套管的握裹力太大，以至于使套管压入过程中阻力过大，难以进尺。因此决定先引孔穿过第④层粘土后，再采用套管螺旋钻成孔，以防止⑤、⑥层塌孔。引孔中上部第③层中粗砂层有可能塌孔，但经试孔没有发现塌孔现象。原因是钻孔时下部第④层的粘土层向上走土时护住了第③层中粗砂，护层厚度达到50mm，因此最后决定采用先引孔施工。

施工时先用另一台钻机钻直径430mm的孔，深度至第⑤层粉细砂层顶面以上，标高为52.5m左右，然后下套管。为了施工方便，将四节套管焊接连成一体，由吊车放入引孔内，并在孔口用环形盖板封住孔与管的间隙。将钻机移近套管找正位置，使压管压住套管后，将钻杆放入套管内至孔底，边压管边钻进达到设计标高。在钻进中由专人指挥，让套管与钻

头同时进尺，防止塌孔。但在钻过第⑥层中粗砂时，由于本层含卵石达到10%～20%，最大300mm长，个别桩套管被卵石架住，压不下去，因此采取先钻孔把卵石取出再压管。这样施工可能会造成塌孔，在后来注浆固化孔底时，这样处理过的桩，注入水泥量很大，可见有塌孔现象，但通过注浆弥补了由于塌孔造成的孔底不实。

2. 取孔底虚土

长螺旋钻孔，孔底虚土的处理一直延用夯实法，但在此工程中设计人员要求将孔底的虚土取出，为此，特制了取土器。取土器由10mm厚的钢板做成筒，筒高1m，筒顶由螺栓固定在长螺旋钻杆的钻头上，筒底分成四个扇面，相间两个扇面用钢板封住，边缘设页片，另两个扇面开口。取土时通过钻杆的转动带动取土器转动，页片将虚土铲到筒内，随着取土器的转动土向上移动，同时压管，取土器取满土后提钻，卸土，再取，一个孔取土三次，深500～700mm，取土困难时为达到原状土。

3. 埋设注浆管

注浆管采用4分钢管，管底封死，管底向上150mm处设置一块止浆板，且在150mm高度范围内钻直径3mm的小孔若干，浆液通过这些小孔压入土层。管长13.7m，每1.5m设支撑十字筋，钢筋直径为8～12mm，以保证注浆管居孔正中。用吊车下管，到孔底时轻轻放下，然后提起用力插入土中。这样做一方面可大致测定虚土厚度，另一方面快速入土防止管头处注浆小孔堵塞。注浆管埋入砂中150mm，管上端为防止杂物落入临时封堵。

4. 灌注混凝土

因套管为一整体，为了施工方便，套管每2.4m开一方形小口，用以灌注混凝土。为防止土通过小口落入孔中，孔口设可开起的封板，板一边做合页，另一边用插销固定，开关方便灵活。从孔口灌注混凝土、拔套管、振捣混凝土，再从孔口灌注混凝土、拔套管、振捣混凝土，如此返复进行直到桩顶。拔管时套管内至少留有0.5m的混凝土，防止塌孔。混凝土振捣要适度，深度必须超过前次混凝土面。

5. 注浆固化桩底

桩混凝土施工完并养护7天后，由注浆管对孔底注浆固化，浆液水灰比1∶0.5，用3MPa压浆机压浆，一般桩压力1MPa持续注浆10min，注入量0.2m^3左右，特殊处理的桩注入量最大达到3m^3，有效地固化了桩底。

6. 切割桩头

设计要求复合地基的桩头平整，传统的人工剔凿很难达到，为此特制了切割锯。切割锯的基本原理是将切割混凝土的锯由垂直改为水平切割，电机传力为水平，锯水平转动，由人工用力推住锯靠近桩头切割线切割，锯直径500mm，桩径430mm，需进行三次切割，桩头非常平整。一个台班可切割20个桩，速度很快，效果很好。设计人员非常满意，并得到了专家的赞誉。

四、结 论 与 体 会

复合地基承载力标准值设计要求480kPa，用上述成桩工艺施工579根桩，经过测试达到了设计要求，复合地基承载力标准值最低达到572.8kPa，变形模量33.77MPa。实践证明，此成桩工艺具有设备简单、施工技术易于掌握、方案调整灵活、成孔质量安全可靠等优点，较好地解决了长螺旋钻孔穿砂层不能成孔的难题，同时孔底取虚土，注浆固化桩底，

提高了桩端承载能力，桩头切割锯的使用为复合地基凿桩头提供了机械施工的可能。此工艺对于同类地质条件的工程具有一定的可行性和推广价值。

桩基施工许多工艺已经相当成熟，今后施工要向节省人力、物力、水平先进、解决疑难问题方面发展。

2.6 全桩长钢模管护壁干取土灌注桩研究

孔清华　桂淞莉
（宁波市工程设计研究院，315010）

【提要】 本文介绍全桩长钢模管护壁干取土灌注桩创新工艺，并提高桩的侧摩阻力和端阻力，提高桩的承载力的相应系列桩型。达到质量可靠、无污染环境、施工效率高和工程造价降低等目的。

一、技术反思与研究目标

1. 发展历史的回顾

桩基础是一种即古老而又常见的基础形式，桩的作用即将上部结构荷载通过桩传递到深部较坚硬的土层处，压缩性较小的土层或岩层上，达到支承上部结构的目的。由于桩的承载力高，稳定性好，沉降及差异性小，抗震性能好以及适应各种复杂工程地质条件而得到广泛使用。本报告总结传统桩型基础上进行技术反思，从工艺上进行大胆变更，达到优存劣汰，托换出一种全新的工艺及要求达到的目标，简称干取土灌注桩；与干取土灌注桩相似的传统桩型为人工挖孔桩及钻冲孔灌注桩，是当前高层建筑及重型构筑物大承载力桩基础的主要桩型。追述其发展史，人工挖孔桩在1893年美国首先使用，应用自古相传的掘井技术，采用人工挖孔后在桩孔内浇筑混凝土成桩，后来被称为“芝加哥式挖孔桩”，不久即不胫而走，不仅为美国其他城市而且为港澳地区、日、英、泰国乃至世界各地。钻冲孔灌注桩是在人工挖孔桩问世后50年即本世纪40年代随着大功率钻孔机具的发展，也是首次在美国问世，在第二次世界大战以后，工程建设多而广得到推广，尤其是70～80年代，钻孔灌注桩在世界范围的使用逐年上升，居高不下，我国是60年代初先在南京、上海、天津等地桥梁和港口建筑基础，70年代中期陆续在广州、深圳、北京、上海、厦门等地应用，80年代普及于全国，尤其是沿海深厚软土地区成为传统桩型；钻孔灌注桩成为高层建筑及重型构筑物的主要基础形式。

2. 传统桩的技术评述

本研究报告涉及传统桩型即为人工挖孔桩和钻孔灌注桩技术，在国民经济发展及城市建设中发挥过积极的作用。因属非挤土类型的桩，在饱和软土地区施工中，有效保护邻周建（构）筑物及地下管线的安全；也随着高层、超高层建筑传给基础荷载的增大，要求桩的承载力高，而目前的钻孔机具能力可随意调整到相适应的桩径和桩长，达到满足桩的承载力和基础变形的要求，根据目前技术水平，除了价格昂贵的钢管桩以外，尚无适宜的桩型能满足上述技术要求。关于挤土类型的预制桩除了沉桩施工挤土对邻周建（构）筑物及地下管线造成一定的影响外，还存在桩的截面及桩长受到施工机械能力的限制，难以达到高层、超高层建筑桩基础桩的承载力要求。因而人工挖孔桩及钻孔灌注桩成为当然的主要桩型，因此在上述优点存在而得到普遍推广。但存在问题也是众所周知的，其存在问题评述如下：

（1）人工挖孔桩

人工挖孔桩成桩工艺虽属自古相传的掘井技术，但在深厚软土地区施工桩孔护壁是关键，采用自上而下分段施工混凝土护壁，称谓“倒挂井人工挖孔桩”，目前仅在适宜桩长及适宜地质条件推广使用，在软土地区主要存在安全施工及有效成桩孔的问题。

1）深厚软土地层包括桩身穿越土层如淤泥、泥炭时，由于有机质含量过高，释放出致人窒息的沼气，即使采用下井前先通风排气，略有疏忽，危及人身安全。

2）桩孔施工穿越淤泥、泥炭地层，分段先挖土后护壁施工，当达到一定护壁桩孔深度，即使采用30～50cm分段施工，桩孔难以形成。如果强行施工，造成大面积土体扰动，场地土下陷，甚至造成桩孔报废，严重时将造成拟建场地废弃，如芜湖某工程，出现上述情况，结果采用场地土注浆加固后再继续进行人工挖孔施工，挽回了工程，但是造价和工期均造成很大损失。

3）穿越有承压水的砂土地层须采用降水措施，否则会产生流砂造成桩孔报废，福建泉州某工程桩孔即接近设计深度发生流砂，桩孔报废，工程停止，损失严重。

4）有承压水的砂砾层为持力层时，采用强抽水措施，即使达到桩孔标高，在有承压水的桩孔封底施工涉及桩身混凝土质量和桩端承载力下降等问题。

所以人工挖孔桩在内陆地区应用较多，因成孔问题的技术措施得到有效解决；工程地质条件适宜人工挖孔桩施工的地区，由于质量可靠施工方便，如在深圳、广州、珠海等地人工挖孔桩采用更为普遍，但在深厚饱和软土地层由于成孔技术问题而受到限制。

（2）钻孔灌注桩

钻孔灌注桩目前常用的方法有二种，钻机钻孔过程桩孔土与水混合形成泥浆，施工时通过钻杆不断注入清水置换出泥浆水，在保持桩孔内一定泥浆比重，确保桩孔可靠护壁条件下进行施工而形成桩孔。另一种是用专用钻具取出桩孔土，注入原先配置泥浆进行桩孔护壁，上述二种方法，均以泥浆来护桩孔周壁，因而存在以下问题：

1）清桩孔孔底沉渣，规范对桩孔孔底沉渣有一定控制，因沉渣厚度会影响桩端阻力的发挥，对于孔底沉渣厚度：端承桩≤50mm，摩擦端承桩≤100mm，摩擦桩≤300mm。因此清孔过程中，不断置换泥浆，使孔底500mm以内泥浆比重小于1.25，含砂率≤8%，粘度≤28s，清孔测量后与浇灌水下混凝土，一般间隔时间1小时以上（包括钻机移位，置入钢筋骨架，下混凝土导管等），护壁泥浆将有一定厚度的沉积，尚须下导管后进行第二次清孔，检测手段一般用测绳及手感确定沉渣厚度，人为因素很大。

2）浇灌桩孔混凝土由通过导管内灌入混凝土置换出泥浆，因而存在桩身混凝土与土层之间夹有泥浆形成的泥皮，影响桩侧摩阻力的发挥。

3）导管内灌入混凝土进行水下混凝土施工是保证质量关键，规范要求导管埋入混凝土内2～6m，严禁导管提出混凝土面。桩的底部由于导管内混凝土面与桩混凝土面标高落差大，使桩孔内混凝土面层向上推升置换出泥浆，保证桩身混凝土连续。但离地面10m～15m左右，由于压力的降低，即排挤混凝土置换桩孔泥浆的能力减弱，为了保证导管内混凝土顺利下落，上拔导管时略有疏忽导管底即易拔出混凝土面层，引成局部桩身混凝土受到泥浆洗刷，混凝土中的水泥被泥浆带走，造成局部混凝土强度严重下降，而且目前尚无有效监测手段。

4）钻孔泥浆护壁在城市施工中置换出来的废泥浆不仅污染工地，略有不慎严重污染邻周环境，如流入城市下水道，造成下水道堵塞，废泥浆的排放须有一定场地，从而增加了

工程造价。

目前大承载力桩的主要桩型是钻孔灌注桩得到广泛的工程应用，但质量问题始终是工程界担心的问题，根据垂直静荷载试桩结果统计，有20%～30%的桩达不到设计值。试桩破坏特征是桩身突然破坏，说明桩身混凝土局部强度低是由于水下浇灌混凝土导管拔出混凝土面层所致，大承载力桩要求静荷载试桩，须用锚桩反力装置来进行，所以一般先确定试桩，承担施工的单位谨慎操作，精心施工，严格把关（开小灶施工的桩），仍然出现上述情况，令人担忧，一旦试桩达到设计要求，接着大量工程桩施工的质量又何评述呢？

3. 研究目标

本研究报告涉及“全桩长钢模管护壁干取土灌注桩”其目标是达到人工挖孔桩相同的质量要求，解决不良工程地质条件下能顺利完成桩孔及施工中出现的不安全因素，并以机械施工为主；对钻孔灌注桩的成桩工艺消除桩孔泥浆护壁和对邻周环境污染及水下混凝土施工的质量隐患，达到质量可靠，检测手段可靠，施工效率高，工程造价低的目标。

（1）质量可靠

采用全桩长钢模管护壁，模管穿越淤泥层或泥炭及有承压水的砂性土层均不受影响，在模管内取出干土，均能规范成桩孔，进入持力层（除有承压水砂土持力层外）。由于专用取土器取出柱状土体，桩孔底土体柱呈折断状，孔底无碎土，具有良好的桩端阻力，桩孔质量清晰可检测，桩身混凝土质量控制更为稳定可靠。

（2）施工效率高

经3000余根全桩长钢模管护壁干取土灌注桩的施工，每台机日成桩数ϕ650桩长23m，最高为9根；ϕ800桩长27m，最高为7根，相当于钻孔灌注桩效率的5倍以上。

（3）工程造价低

与相同桩径桩长的人工挖孔对比可降低工程造价9%，因人工挖孔桩150厚混凝土护壁费用高于全钢管护壁费用；与钻孔灌注桩相比可降低工程造价7%，泥浆外运排放改为干土外运，费用降低。

（4）桩的承载力高

桩的承载力由桩端阻力和桩周侧摩阻力组成，提高桩端阻力可提高桩端支承面积来提高桩端阻力，因而可采用桩底夯扩工艺或桩径≥800可采用人工挖扩来提高桩端承载力。提高侧摩阻力可采用增加桩周表面积，可在模管下部截面外周成突四齿形截面，增加桩的表面积，提高侧摩阻力，由于全桩长钢模管护壁均为无水、无泥浆条件下施工，上述夯扩或人工挖扩手段可有效发挥，使桩的承载力得到进一步提高。

综上所述，全桩长钢模管护壁干取土灌注桩的研究开发，是总结传统桩型的成桩工艺存在问题的彻底根除，是深厚饱和软土地层桩基工程创新性的工艺，与国际上相似的最先进的贝诺托桩机相比，在深厚饱和软土地层施工尤为突出，贝诺托桩机不能在软土地区施工，而且桩径不能太小，≤1000mm的桩径难以取出管内干土，因而在城市建设中本工艺尤为适宜。

二、成桩工艺研究

为保留钻孔灌注桩施工对邻周土体不受搅动的优点，并消除钻孔灌注桩施工护壁泥浆对邻周环境污染，桩孔孔底沉渣影响桩端阻力，护壁泥浆在桩周附着的泥皮影响桩的侧摩

阻力以及用导管进行水下混凝土施工，桩身混凝土质量不稳定而又无有效监控手段等缺点，研究全桩长钢模管护壁干取土灌注桩成桩工艺初见成效，已用于近十项工程。

1. 研究开发

全套管护壁管内取干土的新工艺，经过八年研究和工程实践达到了预期效果，确保成桩质量，并降低工程造价。

（1）干取土灌注桩成桩工艺（专利号 92104699.5，92206682.5，92206681.7）

成桩工艺：将模管与取土装置沉入土中，进行分段接长分段取土，当桩长在 30m 以内为提高成桩效率，可采用整根单节模管，超过 30m 需采用接长装置，其装置有一定竖向伸缩距离，使浇灌混凝土后拔出模管时，上节模管上拔一定距离由静摩阻力转化为动摩阻力后开始带动并拔出下节模管使全桩长上拔模管的摩阻力可大幅度减少。取土装置根据不同土性，采用相应取土装置及消除取出木体在模管内抽真空，以保证原土体柱从取土装置中取出。成桩工艺见图 1。

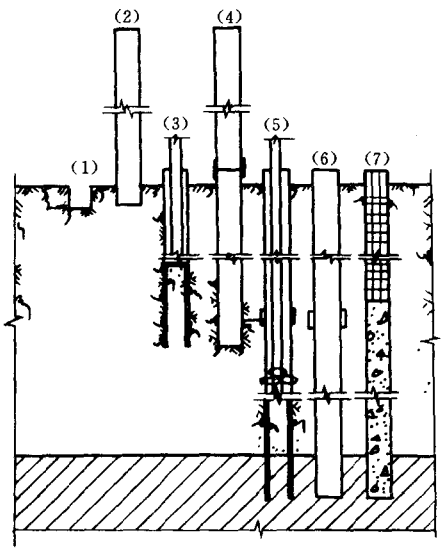


图 1　干取土灌注桩成桩程序

成桩工艺程序：①桩孔挖除地表杂填土及地表硬壳层；②模管就位、校正垂直；③沉入模管，用专用取土器分段将模管内进入土体取出；④接长模管、复校垂直；⑤沉入模管分段将土体取出；⑥检测桩孔；⑦放入钢筋骨架、灌注混凝土，振动拔出模管成桩。

取土装置：根据不同土性，有流动性土取土器，一般土性取土器和特殊土取土器三种及相应取土接长杆组成，均由翻扣联接，联接时间一般 5～10s 即可完成，取土器从模管内提出时设有空气进入底部的装置，避免抽拔真空现象发生，为达到连续取土，每台桩机配二只取土器，卸土和取土可同时进行，提高工效。

模管是根据桩长确定的，当桩长在 30m 以内时，可采用单节模管，当桩长在 30m 以上时，则采用二节或多节模管，在桩机高度和拔模管能力得到满足的前提下，尽可能采用单节或最少节的模管，以减少接管时间提高工效。采用多节模管时，模管的接长设有垂直搭接的位移装置，当拔动上节模管位移 100～200mm 时，再带动下节模管的上拔位移，使上节模管由拔出过程将静摩阻力转为动摩阻力，此时的上拔力已大幅度下降，然后再带动下节模管，使总的上拔力大大减少，因此，多节模管采用垂直搭接的位移装置，效果更佳。

（2）成桩工艺性试验及工程应用

新工艺的构思通过工艺性试验逐步完善，在宁波市房地产总公司的支持下，历时三个月的日日夜夜，取土深度已达到 46.5m。并完成了 30m 桩长完整桩的工艺性试验后即投入工程应用，成桩先后在宁波市城隍庙商城（东片），华宁大厦，民光电影院，物质大厦，新金穗大厦等地下室支护桩等工程中应用桩径ϕ650（凸四齿型截面）和ϕ800；桩长 20～27m。从基坑开挖结果直观桩身质量相当于预制桩，混凝土密实、桩径无变化、表面光滑平整、施工速度快。ϕ650 桩径，桩长 23m，每台桩机日最高成桩数达 9 根；ϕ800 桩径，桩长 27m，每

台桩机日最高成桩数达 7 根；前者累计施工时数为 14 小时，后者为 19 小时，相当于钻孔灌注桩成桩率 5～7 倍；工程造价与钻孔灌注桩相比，采用相同的预算定额，钻孔灌注桩泥浆外运费调整为干土外运，单项费用在桩基工程总价中可节省 7%左右。

(3) 工程桩的承载力分析

干取土灌注桩具有桩身质量可靠，因桩径均匀，表面光滑，这对桩与桩周土的固结效果不如钻孔灌注桩，以侧摩阻力为主的工程桩，其承载力须考虑此因素，需采取有效措施进行弥补。从桩端阻力分析，取土器取出持力层的土体断面呈折断状，说明桩端无沉渣和虚土，而且在取土时桩端土层经压密作用，桩端阻力高于钻孔灌注桩，即相同桩径和桩长承载力高于钻孔灌注桩。

干取土灌注桩承载力的提高是利用干作业成桩工艺的有利条件，采取下述措施：

图 2 凸四齿形截面

途径 1——增大桩周与土体接触面积，增大侧摩阻力，可将模管底部加工成凸四齿形，成桩后呈凸四齿形截面见图 2，振动拔管时在地层交界面经二次反插，使桩径局部扩大，形成葫芦状桩身，提高桩的侧摩阻力见图 3。

途径 2——加固桩端土，增设管内夯击（相当于强夯），使桩端持力层土体强夯加固，提高桩端土承载力。

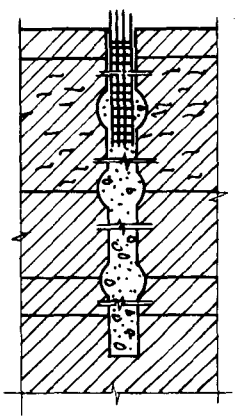


图 3 葫芦状桩

单桩竖向极根承载力标准值（kN）：

$$Q_{uk} = u\sum_{i=1}^{n} q_{ski} h_i + A_p q_{pk}$$

式中 u——桩身周长（m）；

q_{ski}——i 层土极限摩阻力标准值（kN/m^2）；

h_i——i 层土的厚度（m）；

A_p——桩端截面积（m^2）；

q_{pk}——桩端土极限承载力标准值（kN/m^2）。

其中 q_s、q_p值宜用沉管灌注桩设计参数。

2. 干取土灌注桩的技术进展

成功的新工艺必须有相应的适用条件，本文充分利用干取土工艺，桩孔无泥浆无水特点，根据不同的工程地质条件和上部荷载类型，以干取土工艺为基础配合其他成熟的手段，组成一种新的桩型，以达到成桩质量可靠，满足荷载类型要求的相应单桩承载力以及单位承载力工程造价最低的目标，这也是岩土工程师的任务。在深厚软土地层中，充分挖掘桩端持力层的应用潜力，在桩端扩底是提高桩的承载力是显著有效的途径。

(1) 干取土人工挖扩灌注桩

1) 桩型优化分析

宁波某大厦地上 12 层地下 1 层，最大柱距 10m，最大单桩轴向力为 11500kN，采用独立承台和梁板式地下室底板，因而要求单桩承载力标准值为 2300kN，可满足该承载力要求，桩型有 500mm×500mm 截面预制桩和ϕ800mm 钻孔灌注桩，桩基持力层须进入 7-2 层青灰色粉细砂层，桩长均为 56m，而 500mm×500mm 截面预制桩存在穿越 5 层粘土层和粉质粘土层，平均层厚 11m 的可塑性粘土层，沉桩施工有一定的困难。钻孔灌注桩存在质量及承载力离散性较大的风险和泥浆排放污染周边环境的问题，且属造价较高的桩型。类似

12层建筑物，能否应用5-1层作持力层在满足变形条件下提高桩端承载力来满足设计要求？根据工程地质条件经计算和优化技术经济分析，采用干取土人工挖扩灌注桩（见表1）具有显著的技术经济性。

桩型分析经济汇总表 **表 1**

项目 / 桩型 / 指标	选用持力层号	桩长 (m)	设计承载力标准值 (kN)	单桩混凝土体积 (m^3)	综合单价 (元/m^3)	单桩造价 (元)	每kN承载力工程价 (元/kN)	对比 (%)
500×500mm 预制桩	7-2	56	2475	14.0	1300	18200	7.355	84.68
ϕ800 钻孔桩	7-2	56	2756	28.15	850	23928	8.68	100
ϕ800 干取土扩底 $D=1600$	5-1	23	2450	11.56 2.30	850	11782	4.81	55.4

从经济分析对比汇总表可知，工程造价相差悬殊，即解决预制桩沉桩困难，又消除钻孔灌注桩泥浆污染及质量离散性问题，又能大幅度降低工程造价。

2）成桩工艺程序（见图4）

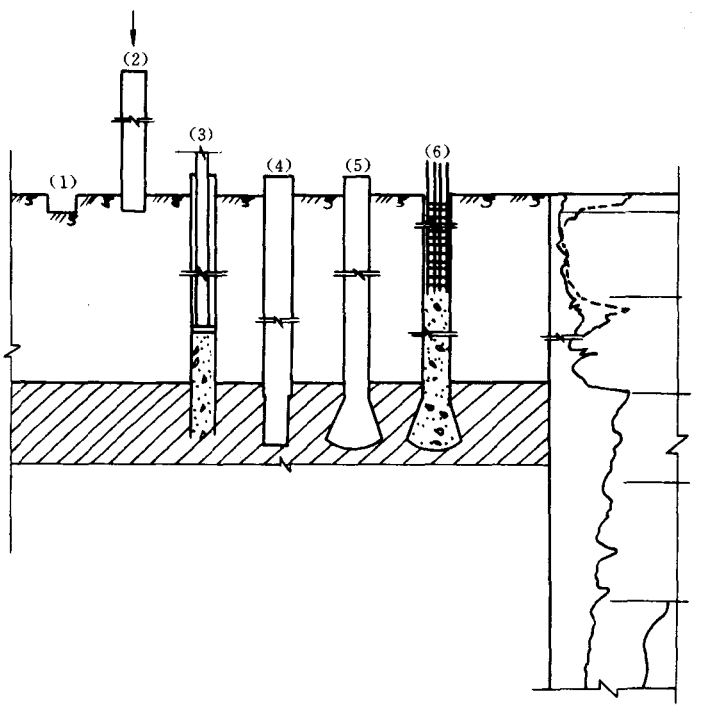


图 4 干取土人工挖扩灌注桩

施工成桩程序：①开挖桩孔杂填土及硬壳层；②钢模管校正垂直沉入；③沉入ϕ800钢模管进入5-1层0.5m；④分段取出模管内全部土体，并超深取土1.5m；⑤在模管护壁条件下，人工在桩端挖扩至设计直径，并经检测验收；⑥置入钢筋骨架及灌入桩身混凝土，然后将外模管振动拔出成桩。

采用上述工艺须备3～4根模管，当完成④步骤后，桩机可进入下一桩位，用另一根模管施工，①-④步骤循环进行，当前一根桩孔挖扩完成步骤⑤并在管内灌入混凝土及钢筋骨

架后，将桩机返回前一根桩孔位置完成步骤⑥，依此循环，则成桩效率可不计人工挖扩的施工时间。

3）桩的竖向极限承载力检测

中房宁波公司公园路商业步行街及宁波华泰股份公司多层汽车库桩基础经优化分析从桩基施工对邻周环境影响及工程造价分析结果干取土人工挖扩灌注桩为优化桩型，为此选择联丰工地作干取土人工挖扩灌注桩施工检验及桩的承载力检验，桩径ϕ800，挖底直径ϕ1600，桩长16.2m，桩基持力层为5-1层粘质粉土层设计试桩（图5）。经施工工艺及桩承载力检验结果，规范计算法与实测结果的对比证明，规范计算法是可靠的。

A. 按规范计算单柱竖向极限承载力标准值（JGJ94—94）

层　号	土　名	层　厚	q_{sk}（kPa）	q_{pk}（kPa）
	填　土			
1	粘　土	0.7	24	
2-1	淤质粘土	1.9	10	
2-2	淤质粘土夹粘土	0.8	20	
2-3	淤质粘土	7.2	12	
3	粉质粘土	1.2	16	
4	淤质粘土	2.1	16	
5	粘　土	10.8	44	1500

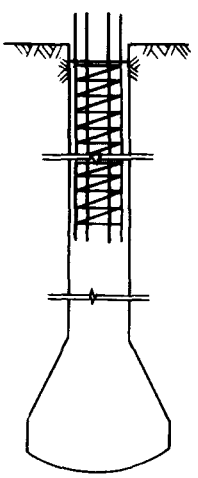


图5　干取土人工挖扩灌注桩

$$Q_{uk} = u\sum_{i=1}^{n} q_{sk i} h_i + \psi\rho q_{pk} A_p$$

q_{sk}、q_{pk}为侧阻及端阻用于沉管灌注桩的极限标准值

$\psi\rho$ 为端阻为尺寸效应系数

$\psi\rho=\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/4}$ 粘性土、粉土

$\psi\rho=\left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/3}$ 砂土、碎石土

本试桩工程桩持力层为粘土

$$\psi\rho = \left(\frac{0.8}{D}\right)^{1/4} = 0.84$$

$$Q_{uk} = 353 + 2534 = 2887$$

B. 垂直静荷载测试（见图6）：

根据垂直静荷载试验结果，桩的竖向极限承载力标准值可达3300kN。

C. 试桩成果分析结论

根规范计算桩的竖向极限承载力标准值为Q_{uk}=2887kN，静荷载试验结果Q_{uk}=3300kN，计算偏于安全。

D. 适用条件

（*A*）在饱和软土地层施工倒挂井人工挖孔桩，当穿越淤泥层或粉细砂层时往往会出现桩孔坍塌或流砂，造成工程的失败；作者在福建，安徽芜湖均遇到失败工程实例。如采用全模管护壁，则可节省护壁混凝土量，不会造成桩孔坍塌，确保成桩质量。

（*B*）在人工挖孔桩深度范围，桩端为粘性土或粉土持力层，可进行人工挖扩（粉土无承压水时宜用）。

(C) 持力层为砂性土或砾石，一般情况均有承压水，无有效降水位措施，忌用此工艺。

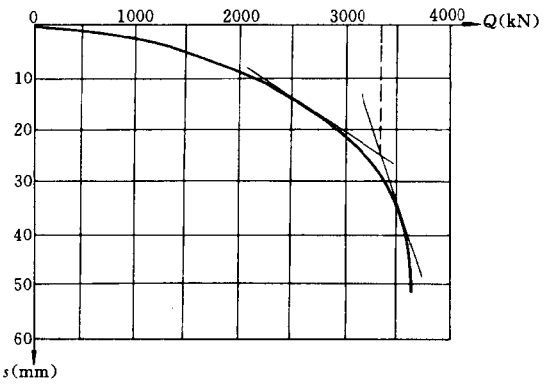


图 6　Q-s 曲线

(2) 干取土夯扩灌注桩

当持力层为砂土或粉土，且无承压水时可采用干取土夯扩灌注桩。

1) 成桩工艺程序（见图 7）

施工成桩程序：①开挖杂填土及硬壳层；②沉入ϕ800 模管进入粉土层或砂层 0.5m；③分段取出模管内土体，并超深取土 1.5m；④检测桩孔深度，即观察持力层折断面和土性，测量进入持力层实际深度；⑤灌入干硬性混凝土进行重锤夯扩施工；⑥分多次灌入与重锤夯扩，直至达到设计要求的直径；⑦放入钢筋笼灌入混凝土，振动拔出模管即成桩。

2) 夯扩直径的计算

夯扩扩底直径是根据扩大端的高度和灌入模管内扩底混凝土的累计高度确定的，并设扩大端为圆球形（实际呈梨形或蘑菇形，有利于工程计算的安全），扩底直径按下式计算：

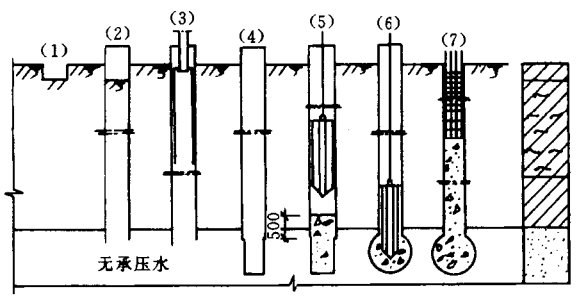


图 7　干取土夯扩灌注桩成桩程序

$$D = d \cdot \sqrt{\frac{\Sigma h_i}{L}}$$

式中　D——计算扩底直径（m）；

d——模管内径（m）；

h_i——扩底施工时灌入模管内干硬性混凝土每次灌入高度（m）；

L——设计扩大头的高度（m）。

小直径静压扩底灌注桩的施工，至今已有 15 年。与其扩底直径的计算相似，经拔出三根完整桩观察其扩底形状，均呈梨形，其扩底直径的实测结果要比设计计算直径大 10%～20%，证实扩底直径计算偏于安全。

(3) 干取土长桩靴灌注桩

当桩基持力层有承压水，且降水有困难时，施工中应力求避免承压水进入桩孔，一旦承压水进入桩孔，从施工上措施可采用下导管水下浇灌混凝土来弥补，但孔底沉渣及水下浇灌混凝土稍有不慎，则会影响质量和桩的承载力，为保持干取土工艺可靠实施，采用长桩靴以有效解决阻止承压水进入桩孔。

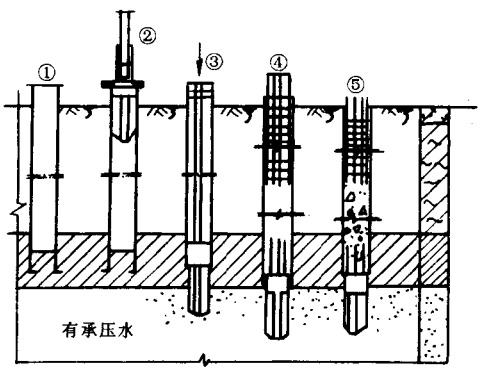


图 8　干取土长桩靴灌注桩

1) 干取土长桩靴灌注桩成桩程序（见图

8）

从图 8 可知，程序为：①钢模管沉入至距离有承压水土层≥500mm 处终止，按前述取土工艺取土，并在模管内留 500mm 左右土不用取土；②将预制长桩靴吊入模管上口，并在模管顶临时停放，将取土接长杆与长桩靴相连；③取土接长杆将长桩靴送入土层，为确保长桩靴不会超出模管底，在机械上加工成取土接长杆比钢模管短 500mm，保证长桩靴在管内有 500mm 搭接，并且有止水作用，然后将模管和长桩靴沉入设计标高。因送压杆与长桩靴连接处装有压入脱勾装置，可将送压杆拔出；④在模管内置入钢筋骨架，灌入混凝土；⑤振动拔出模管成桩。

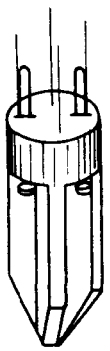


图 9　十字尖平底长桩靴

为提高桩端阻力，研究采用十字尖平底桩靴（见图 9），上端为圆台，下端为十字形截面，沉入土层时对土层有压密作用，可减少桩的刺入变形。

2）注意事项

A. 对地勘报告详细分析，尤其是有承压水的层面标高需正确掌握，模管沉入土层，需与承压水土层保持一定距离，为有把握起见可保留 1m 距离，管内取土需保留 500mm 厚土体在管内。

B. 长桩靴在圆台截面处缠两道草绳，防止间隙土进入管内，影响桩孔质量。

C. 模管及长桩靴同时压沉过程，因为长桩靴圆台封口，有阻止承压水进入管内，静压沉入可控制单桩设计承载力标准值 1.3 倍。

D. 压沉杆与长桩靴压入自动脱勾装置须可靠，须有压入回弹横销的装置，保证顺利脱勾。

E. 灌混凝土前可用ϕ30mm 粗径石块掉入管内，有清晰碰击声说明管底未进泥和水，如有水击声和无声则孔底须进行处理。

F. 单桩设计承载力的端阻力计算，按长桩靴圆台截面积计算（比桩径小 4cm）。

（4）超长干取土组合灌注桩（见图 10）

当超长干取土灌注桩机械能力受到限制时或模管穿越有承压水土层，进入桩端持力层有困难时，可采用组合灌注桩，作者在宁波曾进行过数十项组合桩的工程施工（用于沉管灌注桩）。此种组合工艺同样适用于干取土工艺。采用干取土组合灌注桩时，一般机械能力满足，桩端须穿越有承压水土层进入下层持力层，这样也可有效止水。本工艺主要用于超长桩。

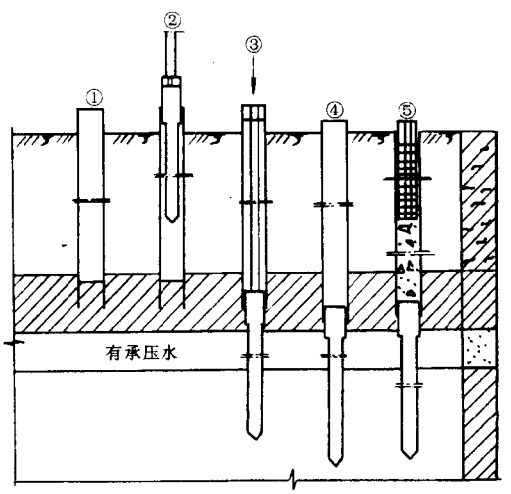


图 10　超长干取土组合灌注桩

成桩程序同干取土长桩靴灌注桩工艺（略）。

（5）嵌岩干取土灌注桩

1）适用条件

钻孔灌注桩钻孔嵌岩，工效极低，嵌入几厘米深需几小时，而且合金钻头损耗很大，成

本较高。对于必须嵌岩的工程桩的任务，因效率低，成本高，施工中也很难达到设计要求的嵌岩深度，影响了工程质量。而干取土灌注桩工艺因全桩长钢模管护壁，桩孔无水，在管内结合劈石锤，将岩层破碎然后用冲抓机械，将碎石取出，嵌岩工效可大幅度提高，留下少许碎石不易抓出，可在孔底灌入纯水泥浆来处理，不影响嵌岩效果，用此工艺施工，模管可进入强风化岩层，达到一定深度即可，在中风化岩层及微风化岩层采用劈石锤与冲抓结合来完成。施工前须对工程地质条件详细分析，强风化岩层的承压水，中风化岩层中裂隙水，如能被抽干，而补给水速度很慢时也可以应用此工艺。如与江河相连，根本不能抽排者，则此工艺不适用，须另行考虑。

2）成桩工艺（见图 11）

程序：①模管沉入强风化岩层，同前取土工艺取完土体；②超深取土至中风化岩层；③用劈石锤在模管内自由落锤破碎岩层，配合冲抓工艺将破碎石块取出模管外，重复破碎及抓出碎石，直至设计的嵌岩深度；④模管底残留碎石灌入纯水泥浆固结；⑤置入钢筋笼、灌入混凝土、振动拔出外模管成桩。

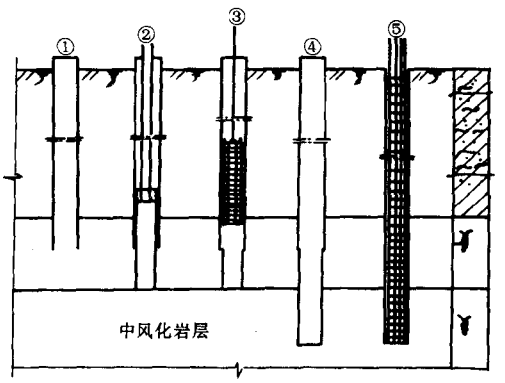


图 11　干取土嵌岩灌注桩

3）注意事项

A. 采用此工艺须满足模管内无水状态。但一般在强风化岩层有一定承压水，中风化岩层中有裂隙水，可先施工降水井，用深井泵抽排。

B. 劈石锤的工效取决于劈石刀具的质量与排列及自由落锤的冲击能量，一般锤重为 3t 为宜，落锤高度不宜太高。

本文均以干取土工艺引伸出各桩型，有的已经过工程实践，有的仅为试验方案，目的是起抛砖引玉的作用，并引起岩土工程界的关注。

参　考　文　献

1. 史佩栋．桩基工程技术．北京：中国建材工业出版社，1996

2. 孔清华，桂淞莉．桩基础学术交流会论文集．上海土木工程学会

3. 孔清华，庄作成，邹正盛．浙江第七届土力学及基础工程学术讨论会论文集．北京：原子能出版社

2.7 高频液压振动沉拔桩锤
（无共振施工法）

王进怀
（铁道部武汉工程机械研究所技术开发处，430062）

【提要】 柴油锤及电动振动锤因其噪音大、震感强在城区的施工受到越来越多的限制，有些地区甚至明令禁止此类设备施工；静压桩机也因其笨重造价高及适用地质条件单一而少被采用。高频液压振动锤公害小，穿透性强，适用地质范围广，是取代柴油锤、电动振动锤及静压桩机的理想设备。本文对高频振动沉桩原理、无共振施工法原理及该技术的应用领域，国内外的研制使用情况作了说明。

一、振动沉桩理论介绍

目前，有以下三种振动沉桩理论

1. 当桩的强迫振动频率与土颗粒的自振频率一致时，土壤颗粒产生共振。此时，土颗粒有最大的振幅，足够的振动速度和加速度，能迅速破坏桩和土之间的粘结力，使桩身和土壤从压紧状态过渡到瞬时分离状态，沉桩阻力尤其是侧面阻力迅速减小，桩在自重作用下下沉，土颗粒的自振频率较低，一般在15～20Hz左右，中频振动锤就是根据这一理论设计的。

2. 把桩看作一个均质的刚体，土为其弹性支撑，桩与土组成一个单自由度的振动体系，使振动锤的强迫振动频率接近这一体系的自振频率，桩产生纵向振动，贯入土中，这是高频振动锤的设计依据。

3. 把桩看作一个均质的弹性体，使振动锤的强迫振动频率接近桩身纵向振动的自振频率。由于桩身共振，最大限度地增加了桩身的弹性变形量，从而将桩贯入到土层当中，这是超高频振动锤的设计理论。根据这一理论设计的振动锤，振动频率高达100Hz，但少有应用。

根据振动锤能达到的最高频率所在范围，将振动锤的类型划分如下：

低频振动锤：≤15Hz；中频振动锤：15～25Hz；高频振动锤：25～60Hz；超高频振动锤：≥60Hz。

二、高频液压振动锤的特点

要认识高频液压振动锤的特点，须从认识以下几种施工机械的特点入手。

1. 柴油桩锤

利用柴油燃烧产生的爆破力及锤的自由落体冲击力对桩进行打击，从而达到沉桩目的。优点是设备简单，使用方便，工效高；缺点是震动强、噪音大、柴油燃烧对周围环境也有污染，且不能拔桩，当桩端接触到坚硬的地层时，由于强烈的打击，也容易造成断桩。由于这些缺点，在城市建筑基础施工中，柴油锤的使用受到越来越多的限制，一些国家甚至禁止柴油锤在城区施工。柴油桩正在被淘汰。

与柴油锤类似的设备还有空气锤或蒸汽锤。

2. 电动振动沉桩锤（中、低频振动锤）

电动振动锤由电机通过皮带驱动振动轴，机械性能较低，除电机要求抗震外，其它各零部件都是常规的，造价低、既可沉桩，也可拔桩，具有很高的工效。但这种振动锤存在着多方面的缺点：其一，由于振动频率接近土壤颗粒固有频率，使桩周边的土壤产生谐振，加上低频振动在土壤中衰减慢，使震动波及到周围大面积的区域，影响人们的日常生活及工作，并危及周围建筑物的安全，这在人口稠密的城区施工是被禁止的。其二，当需要产生较大的激振力时，必须用大功率电机，而这种振动锤在作业时电机需频繁起动，影响周围电网的稳定。即电动振动锤不易做成大型的或具有较大激振力的产品。其三，难以对激振力、频率进行调节。其四，由于作业时通过共振区或工作在共振区，中频振动锤不能进行混凝土预制桩的作业，用途单一，仅限于在郊外作振动沉管灌注桩施工，或沉拔钢板桩及钢管桩作业。

3. 静力压桩机

这种桩机的特点是利用桩机本身的重量将桩强制性的压入土中，也可拔桩，效率较高。施工时，无震动、噪声小，符合环保要求。这种桩机的特点是自重太大，转移工点困难，造价高，适用范围窄，仅适用于较均质的软土地基，在砂土及其它坚硬土层中，由于压桩阻力太大而不宜采用。

为了从根本上解决以上各种沉桩施工弊端，进一步发挥振动沉桩的优势，人们采用了由液压驱动的高频振动锤，即

4. 高频液压振动（沉拔桩）锤

为了实现几乎无震动感的低震施工，通常将振动体的频率提高。频率越高，振动在周围地基中的衰减越快，试验证明，当振动频率在 25Hz 以上，或者工作频率高于地基的固有频率时，人几乎感觉不到震动。

高频液压振动锤几乎具有其它各种沉桩设备的优点，如无震感或低震感、低噪声、无水气污染、高效、自重轻、机动性强、造价低等等，同时还具备其它设备所不具备的特点：

其一：由于高频振动比中低频振动在地基中具有更强的穿透性，加上在设计高频振动锤时做到“三心合一”，即锤的质心、形心与力的作用线通过同一点，使得高频液压振动锤在进行沉桩作业时可以不必使用桩架导向，直接悬吊在起重机吊臂的挂钩上便可进行沉拔桩作业，并能获得较高的垂直精度。这给在一些非常地段的施工创造了条件，可利用起重机的臂架悬挂振动锤伸到有坡度的地方施工，如对江河大堤打锚固防护桩，防止堤岸崩塌，对高筑的铁路线打抗滑桩，防止铁路路基滑坡等。

其二：高频液压振动锤的自振频率及振幅可在较大范围内进行调节，对不同的施工地质地段，不同的桩型，可以选择最佳的振动频率及振幅，保证动力系统始终满载输出，以获取最佳的工效。

其三：当振动锤的振幅调节可在工作中进行时（即遵守无共振施工法，在后面的技术分析中将详细阐述其原理），高频液压振动锤能作混凝土预制桩的施工，并保证桩身在作业过程中不受损坏。当柴油锤击打预制桩时，打击力既是桩破坏地质结构的力又是桩下沉的力，如果当桩身接触岩层或大石块时，桩身不能穿透，在打击力作用下，混凝土材料不能像钢铁材料那样有较大的弹性变形及高强度，吸收并蓄积打击能量，这些能量在混凝土预

制桩中被转变为高应力，致使桩身损坏；而当高频振动锤施工时，其激振力用来破坏地质结构及克服端阻力，桩的下沉力是依靠桩身的重量与振动锤的重量。当桩端接触到硬岩层时，振动在原处进行，桩不下沉，作用在桩身上的合力基本不变，故桩身不会破坏。

其四：高频液压振动锤适用地质范围广

如图 1 所示，高频液压振动沉桩锤在各种地质条件下的沉桩过程。

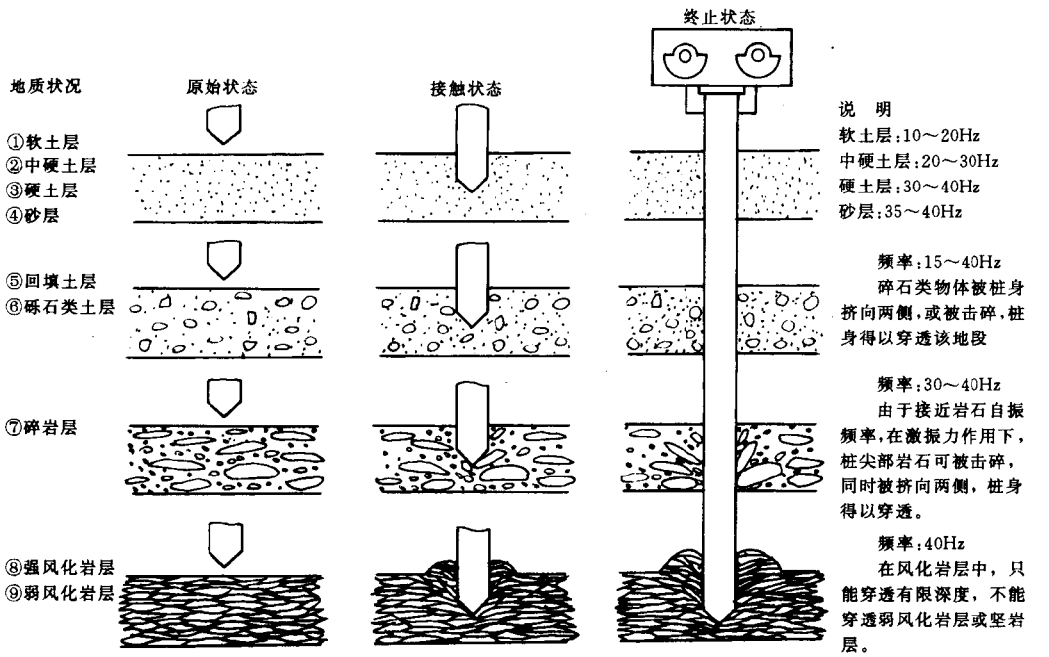


图 1　高频液压振动沉桩锤在各种地质条件下的沉桩过程

在部分和完全饱和的土壤中，振动使桩身与土之间形成一种瞬态“水膜”（或称土的振动液化），相对于其它沉桩形式，桩身与土之间的粘着摩擦力大大减小，由激振力克服端阻力，并在桩及锤的自重作用下下沉。在此过程中，桩通过空间的土颗粒被挤向桩身周围。当振动停止时，土颗粒弹粘性恢复，增加了桩和土之间的摩擦力，提高了桩的承载力。

高频液压振动锤在各类砂层中，都具有很强的穿透能力。而其它设备却很难穿透砂层。

当桩身穿过碎岩层时，振动锤宜工作于高频段，由于振动频率接近岩石固有频率，在激振力作用下，岩石可被桩尖击碎，同时被挤向四周，桩身得以穿透，在此类条件下施工时，只能用型钢桩，且有桩尖，当地层中岩石过大时，桩身亦不能穿透，此石可作承力石。

当桩身接触风化岩层时，由于风化层易被击碎，开始接触时，碎石块可被桩身纵向挤出。在穿透一定深度之后，碎石块不能向未破坏的岩层中挤压，碎石块亦不能被挤出，故桩身不可穿透，更不可穿透坚岩层，该地层可被作为持力层。此种情况下，只能用型钢桩，且须有桩尖。

其五：当作振动沉管灌注桩作业时，除高频振动在作业时无震感，适宜在人口密集的城区施工外，高频振动对混凝土的振实效果比中低频好得多，对成桩质量更有保证。

其六：可在水下进行沉拔桩作业。

三、无共振施工法的主要原理

在工作过程中对振幅进行多级调节可进一步增强高频液压振动锤的实用性，增加其使用范围。

在图 2 中，可以看出，当采用常规施工方法（标准工法）时，振幅在工作过程中不可调节（即振动轴的偏心矩在工作过程中是固定的），振动锤从静止状态达到工作状态（如从 0→40Hz），必然经过共振区（土为 15～20Hz），此时，振动锤的振动速度及加速度数倍于

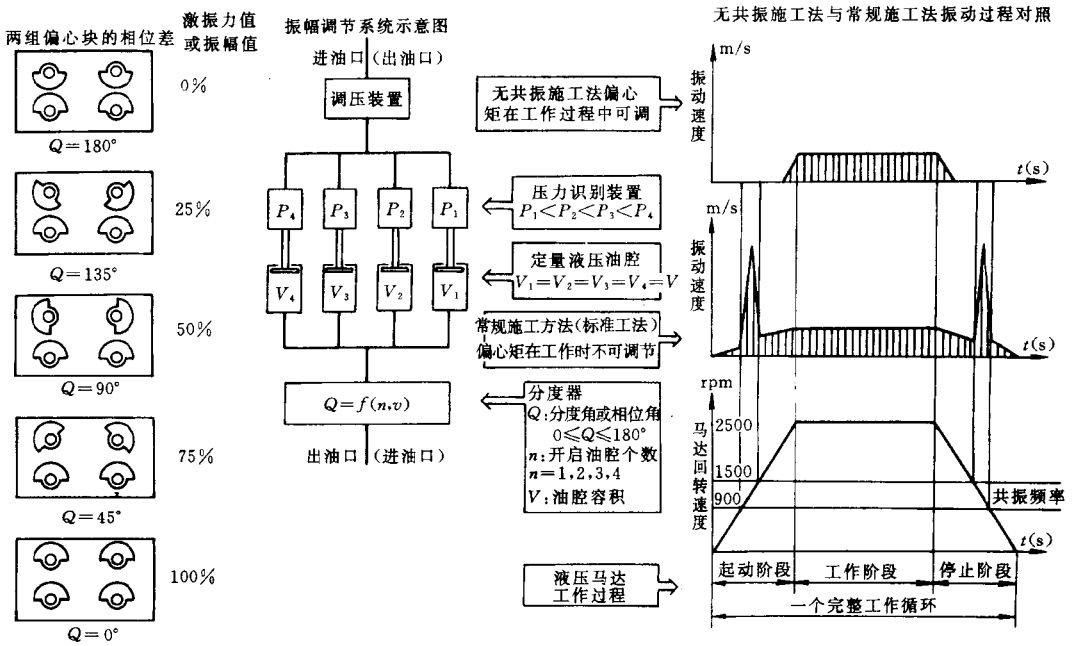


图 2　振幅调节原理及无共振施工法

注：当下部的出油口改为进油口时偏心矩回零。当需要选择一个更大的振幅（更大的偏心矩）值时，只须增加压力值（如 P_2-P_3），而当选择一个更小的振幅值时，不能通过减小压力值直接获得（即不可 P_2-P_1），而需将偏心矩回零后重新设定振幅值。

工作阶段的值，使振锤部体及桩身受到数倍于工作期间的附加载荷，不仅使振锤部体易受损坏，对像混凝土预制桩这样强度低的桩体也易受损坏。或使夹持器与桩体之间滑脱。这样，常规施工法只能进行型钢桩的作业，且使振动锤在设计时要考虑附加载荷的作用，使设计不够经济。

当将振幅按图 2 中左边所示的方法进行调节时，就可进行无共振法施工。

当上、下两对振动轴的相位差为 180°时，两对振动轴无论转速多高，产生的激振力将相互抵消，不会有振动输出。在这种状态下，将振动轴的转速从零升高到共振频率之上，使振动避开共振区。然后，利用液压调幅装置，使两对振动轴之间产生相位差，根据设计值选择所需要的振幅或激振力值。当相位差为 0°时，即两对振动轴同相位时，激振动力及振幅值达到最大。当需要停止振动时，同样先将两对振动轴的相位差调到 180°，然后，使液压马达停止转动，这样就避开了停止阶段的共振区。

液压调幅机构的原理如下：

在该机构进油口加一调压装置，当输出压力＜P_1 时或无输出油流时，上、下两组振动轴的相位差为 180°，无论马达转速多高，都无振动输出。当其输出压力为 P_1 时，压力识别装置中的对应机构响应，并将定量液压油腔中的容积为 V_1 的液压油压入分度器，使分度盘产生一固定转角（设计为 45°）。此时，上、下两对振动轴的相位差为 180°－45°＝135°，振动输出为最大值的 25%；

当压力输出为 P_2 时，V_2 被压入分度器，相差位缩小到 90°；

当压力输出为 P_4 时，4 个油腔中的液压油都被压入分度器，相位差为 0°，振动锤获得最大的振动量。

四、高频液压振动锤的应用

1. 作为桩工设备，可广泛应用于建筑桩基础施工中，它可完全取代电动振动锤作振动沉管灌注桩的作业；只需简单的改变一下接桩时焊缝的形式，便可取代柴油锤及静压桩机，作沉拔钢筋混凝土预制桩的作业；用来沉拔各种形式的型钢桩及钢管桩（如图 3 所示）。

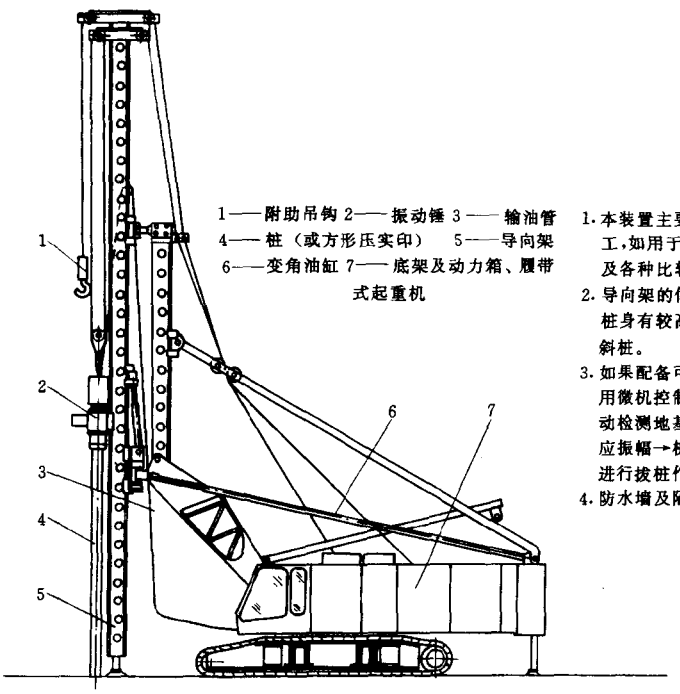


图 3 调频液压振动锤用于定位
精度要求高的桩工工程及深层压实法施工

2. 高频液压振动锤是软土地基深层压实法施工的主要设备。软土地基深层压实不同于振动压路机的压实作业，振动压路机是对地基表层压实。地基深层压实法作业的主要设备是可调频的高频液压振动锤和探测地基深层状况的柔性探测器。柔性探测器保证振动能量传到指定土层，可变频振动锤在该土层内引起共振，使土层颗粒获得能量而重新排列并得以振实。此施工方法不需开挖、钻孔也不需填料，直接在地表面就可对深层进行压实，此

项技术刚刚在国外兴起，它广泛应用于机场、公路铁路、港口设施、工厂和桥梁等基础工程，目前，国外的最大压实深度已达 25m。该方法与我们以前常用的强夯法相比，无震动公害，能量利用率高，工效高，处理深度也大得多（如图 3 所示）。

3. 与其它桩工机械相比，高频液压振动锤特别适用的领域有：对江、河、海堤打防护桩，防止堤岸崩塌；用于修建码头的施工；在高筑的铁路路基两侧打抗滑桩，防止路基滑坡；当陆地高架桥采用摩擦桩的形式时，用高频振动锤施工桥基础桩；与旋挖桩机结合作跨江、海大桥桥墩桩的施工；当地铁工程采用明挖法施工时，用振动锤来打深开挖防护桩等等（如图 4 所示）。

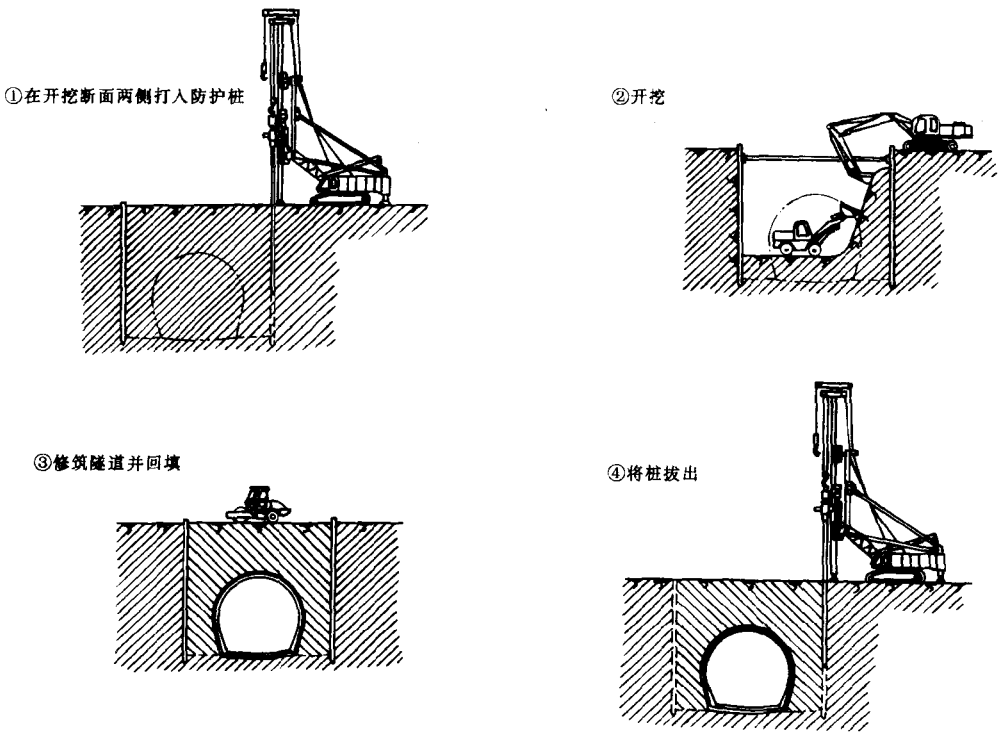


图 4

五、国内外对高频液压振动锤的研制使用情况

国外使用高频液压振动锤已很普遍，是一项成熟的实用技术。生产此种设备的厂家有德国的 KRUPP、Dieseko、Delmag、MGF、Menck。美国有 MKT 和 ICE 两家公司，日本有日本产业公司、建调神户株式会社、日本车辆制造公司、气动工业公司等，荷兰的 Hera、Wederhorst NV 公司，意大利的土力公司下属企业 SOILMEC，英国的 BSP 及俄罗斯等国家。其中的一些厂家也生产液压自激式高频振动锤，但应用远不及偏心轴式振动锤广泛。在众多的生产厂家中，尤以德国的 KRUPP 及 Dieseko 生产的振动锤最为先进。振幅及频率都可在工作时作无级调节，沉桩作业的自动化程度也高。其它各厂商生产的振动锤都不可调幅，使振动锤的使用范围受到一定程度限制。KRUPP 生产的 MS-200HHF 振动锤，激振力达 4000kN，沉桩深度达 50m，深层压实深度达 25m，是世界上最大的高频液压振动锤。

下面将国外一些主要厂商的生产情况列如表 1。

表 1

国别	公司名称	工作频率范围 (Hz)	最大激振力 (kN)	调　幅	产品种类	适用桩型
德国	KRUPP	一般 0～39.2 个别 0～50	200～4000	①不可调幅 ②2～6 级调幅 ③无级调幅	30	各类型钢桩及混凝土预制桩
德国	Dieseko	0～38.3	213～2150	①不可调幅 ②无级调幅	14	同上
意大利	SOILMEC	0～30	275、550 1100	不可调幅	3	各类型钢　桩
美国	ICE	0～25	310～1720	不可调幅	5	同上

注：1. 仅无级调幅型为无共振施工法，其它皆为常规施工法；

2. 所有振动锤都可作振动沉管灌注桩作业。

几种常用型号的售价如表 2。

表 2

公司名称	型　号	最大激振力 (kN)	最高频率 (Hz)	调　幅	售价（万元人民币/台）	备　注
KRUPP	MS-25HHF	750	36.2	四级可调	250	抵黄浦港
KRUPP	MS-50HHF	1500	37.8	四级可调	357.5	抵黄浦港
SOILMEC	VS-4	550	30	不可调幅	128	离岸价
Dieseko	2316VM	928	38.3	无级调幅	300	离岸价

在我国，一些科研院所分别与有关厂家联合研制过液压自激式高频振动锤，激振力很小，在 200kN 左右，至今尚未形成产品。偏心轴式液压振动锤的最高频率目前只能达到 22Hz（中频），高频率、大功率的振动锤也有一些单位正在研制之中，不久可望得到突破。同时，由于国外产品价格昂贵，也未见引进，加上有些部门缺少对环境的保护意识，因此，很多施工单位仍在使用着公害很大的柴油锤及电动振动锤。

2.8 静压沉桩法在西安地区的应用

钟龙辉　冯志　陈国藩
（陕西远山基础工程公司，710048）

【提要】 本文介绍静压沉桩法在西安地区的工程应用实例和技术经济效益。

一、静压沉桩的原理

桩在垂直静压过程中，桩尖刺入土体使其产生冲剪破坏，且伴随发生沿桩身土体的剪切破坏和对桩周围土体进行排挤，引起地基土的侧向应力增加，导致桩侧土的密度增大，故在密实砂层内压入到一定深度后，阻力增大到一定程度，桩就难以继续压入。但在软粘性土中，孔隙水受此冲剪挤压作用，形成不均匀水头，产生巨大的超孔隙水压力，破坏了土体的结构，使桩周一倍桩径范围内土体的抗剪强度大幅度降低，产生严重软化（粘性土）或液化（松散粉土或粉细砂），桩侧摩擦力随之大幅度降低形成滑动摩阻，因而能将桩送入很大深度的地基中。

压桩过程中止后，土体中孔隙水压力随时间的延续逐渐消散，桩周土随之产生径向固结，土的密度增大，导致侧摩阻力恢复和增加，故一根桩的压入应一次完成，中间停歇时间不宜过长，否则当桩侧摩擦力恢复到一定程度后将难以继续压入。

二、静压沉桩所适用土层

目前西安地区正在大量兴建15～40层的高层建筑，西安城郊大部分地区的土层上部通常为湿陷性黄土，下部为饱和黄土，再往下为粉质粘土，高层建筑基础采用天然地基的可能性很低，大部分需采用桩基或其它地基处理措施。采用桩基时的单桩承载力要求达到1000～2800kN，桩尖一般要穿透软弱饱和黄土及其下部的第一、甚至第二层古土壤层，以进入下部密实的粉质粘土内。但在各层古土壤的底部，都有一层僵石富集的坚硬层，厚度多在1m左右，当压桩机的压力过小，如小于2000kN压力时，一般不易穿透古土壤层。例如西安市南郊某压桩工程，由于压桩机吨位只有1600kN，遇到第一层古土壤时，有77.5%的桩未压到预定标高，造成单桩承载力降低和大量截桩。

西安市北郊和西郊部分地段的土层下部，往往有厚度较大的密实砂层存在，属较理想的桩尖持力层。为充分发挥砂层的作用，通常要求桩尖进入砂层应不小于1～2m，小于2000kN压力的压桩机是难以满足这一要求的。

因此，在西安地区：当建筑物要求单桩容许承载力大于1500kN时，应采用压桩能力3000kN以上的压桩机。

根据我公司3800kN压桩机已施工的静力压桩工程资料，在西安东郊大部分地区及南郊部分地段采用桩基时，单桩容许承载力在1000～2000kN，预制混凝土桩的截面为0.4m×0.40m、0.45m×0.45m，桩长25m～30m，桩尖一般位于33m～35m处，此处地层呈密实状态，是较理想的桩尖持力层。例如四医大西京医院门急诊大楼，桩截面为0.45m×0.45m，桩长28m（上、下桩各14m，采用硫磺胶泥接桩），桩尖入土深度35m，单桩容许

承载力 1500kN 以上，省水利厅舆庆路 20 层住宅楼，桩截面为 0.40m×0.40m，桩长 28m（上、下桩各 14m，采用硫磺胶泥接桩），桩尖入土深度 33m，单桩容许承载力 1600kN；省委南二环路 18 层住宅楼，桩截面 0.40m×0.40m 桩长 25m（上桩 14m，下桩 11m），采用硫磺胶泥接桩，桩尖入土深度 31m，单桩容许承载力 1100kN。在这些地区，按桩的传力方式，表现出摩擦桩的特征，通过桩侧土的摩擦作用，将上部荷载传递扩散于桩周土中，桩端土起到较小的支撑作用。因此在这部分地区建造高层建筑，基础处理造价相对较高。

在西安市北郊和西北郊大部分地段，地表下 16m～18m，广泛分布厚度较大的密实砂层，砂层下部的粘性土也较密实，无软弱下卧层，因此这一深度的砂层属较理想的桩端持力层。例如我公司施工的山海丹 21 层的科研楼，桩截面为 0.40m×0.40m，单桩长度为 12～13m，桩尖入土深度 19.5m，单桩容许承载力 1300kN，上海大众汽车西安销售中心楼 18 层，桩截面为 0.40m×0.40m，桩长为 12.80m，桩尖入土深度 20m，单桩容许承载力为 1300kN。在这些地区，按桩的传力方式，表现出端承桩的特征，上部荷载通过桩传递到桩端密实的砂层上。桩侧土起到较小的摩擦作用，桩截面为 0.40m×0.40m～0.45m×0.45m，桩长 12m～14m 时，单桩容许承载力一般可达 1300kN～2800kN。因此，在这部分地区建造高层建筑，桩基造价相对较低。

在西安城区或其它地段，由于地层分布情况各异，桩的传力方式相近或介于摩擦桩和端承桩之间。当欲采用静力压桩法设计施工时，应根据地质勘测资料详细分析，必要时，应通过试压确定合理的桩截面和桩长。

三、对不同地层静压桩可能性分析

桩能否顺利压入某一土层内，可通过压至该土层反映的终止压力 P_e 大小进行判断。压桩过程的终止压力是通过压桩机上的压力表读数，按以下公式换算而得：

$$P_e = k \cdot P \tag{1}$$

式中 P_e——压桩时的终止压力值（kN）；

P——压力表读数（MPa）；

k——与压桩机加压油缸大小有关的系数。

在未进行压桩前，可通过静力触探成果估算压桩终止压力 P_e。

西安地区当桩的入土深度在 20m 以内时，压桩终止压力和静探比贯入阻力 P_s 间的经验方程式根据统计结果可知为以下形式（如为双桥探头曲线则应先将 q_c 和 f_s 换算成 P_s）。

$$P_e = 174.4P_s + 100 \tag{2}$$

$$r = 0.94P$$

式中 P_e——压桩时的终止压力（kN）；

P_s——静探比贯入阻力（MPa）。

武汉静压桩协会根据静探资料计算沉桩反力时，提出了下述公式：

$$R_k = 0.075P_s + 0.0163\Sigma P_{si}h_i \tag{3}$$

式中 R_k——压桩反力（kN）；

P_s——桩端土的静探比贯入阻力（kPa）；

P_{si}、h_i——桩端以上各层土的贯入阻力及厚度，单位分别为 kPa 和 m。

对于厚度很大的密实砂层，例如厚达 2～3m 以上时，即使较大吨位的压桩机，其穿透

能力也是有限的，桩尖随着进入砂层的深度加大，其阻力成倍增加，从公式（2）可看出，如砂层的静探比贯入阻力 P_s=20MPa，压桩机终止压力可达到 3600kN，如 P_s=25MPa，则终止压力将达到 4500kN。中密和密实砂层的比贯入阻力 P_s 值一般都能达到 20MPa 以上。静压桩在砂层内能穿透多大深度，目前尚无成熟经验数据，有待今后的进一步总结。

总之，压桩前可通过工程勘察中的静探资料，按以上公式，估算出压桩通过时的反力，从而可根据压桩机能力判断桩能否顺利穿透这些土层。

四、根据沉桩过程的压力变化确定单桩承载力

估算时有以下几种方法：

1. 按压桩过程所需能量估算单桩承载力

压桩时每根桩所耗能量反映了桩在各层土内沉入的难易程度，也就是反映了桩侧摩阻力和桩端阻力的实际情况，故能利用耗能大小较准确的估算单桩承载力。我们将在西安地区以粘性土为端承力的 43 根桩的静载荷试验资料与压入这些桩时所需能量的大小，经统计分析得到确定其单桩容许承载力经验公式如下（其散点图见图 1）。

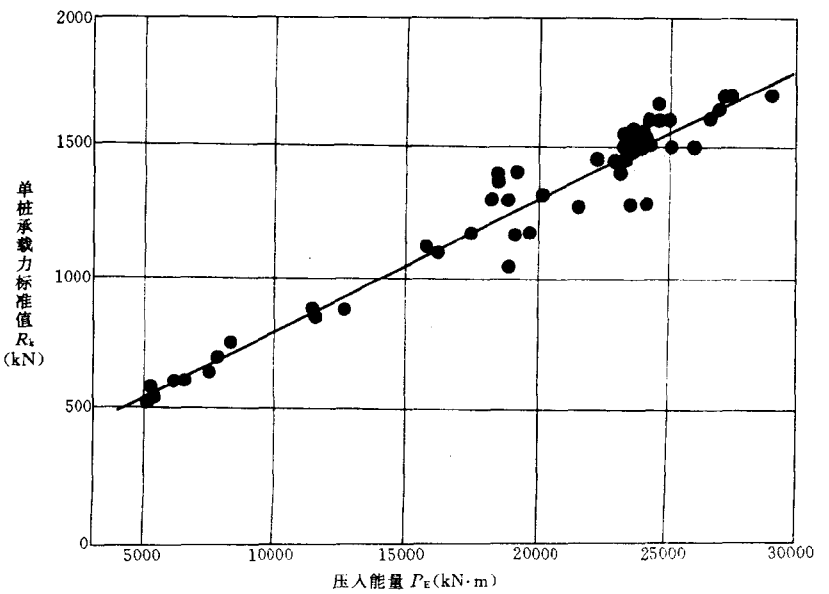


图 1　R_k 与 P_E 关系曲线

$$R_k = 284.85 + 0.05073P_E \tag{4}$$

$$n=49,\ \gamma=0.973$$

式中　R_k——单桩竖向承载力标准值（kN）；

P_E——压入一根桩所需能量（kN·m）按下式计算：

$$P_E = H \cdot \overline{P}_e \tag{5}$$

H——桩的有效长度（m）；

$\overline{P}_e$——桩压入过程每米终压力平均值（kN）。

2. 对西安地区桩尖入土深度在 20m 以粘性土为桩端持力层的桩，也可利用压桩时的终止压力值 P_e 直接估算单桩承载力。根据经验对于以粘性土为桩尖持力层的桩，单桩极限承

载力标准值一般为终止压力的1.0～2.0倍，当土层较软时取大值，土层较硬时取小值。按经验计算时其算式如下：

$$Q_{uk} = \alpha \cdot P_e \tag{6}$$

式中 Q_{uk}——单桩竖向极限承载力（kN）；

P_e——压桩时的终止压力（kN）；

α——经验系数，见表1。

经验系数 α **表1**

桩端土状态	软　塑	可　塑	硬　塑
α	2.0～1.7	1.7～1.2	1.2～1.0

对于以砂层为桩端支承力的摩擦端承桩，在10个工程中共作35根桩载荷试验，得到的单桩承载力与压桩时的终压力值绘制成散点图（见图2）经统计计算结果，得出如下的相关关系方程式：

$$R_k = 0.7603P_e - 315.6 \tag{7}$$

$$n = 35, \gamma = 0.931$$

式中 R_k——单桩承载力标准值（kN）；

P_e——压桩时进入砂层后的终压力（kN）；

γ——相关系数。

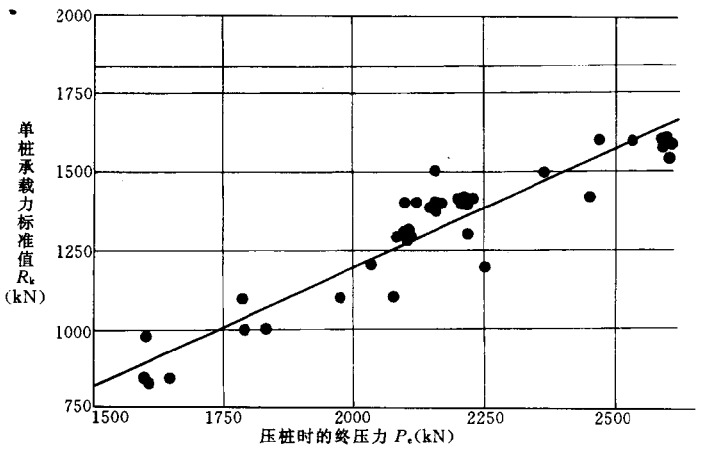


图2 R_k～P_e关系图

只需知道压入砂层后的终压力大小，就可按式（7）计算出单桩承载力标准值R_k，这个公式已在西安地区的实际应用中得到证实：

也可利用压桩时的终压力P_e与载荷试验实测单桩承载力标准值R_k的比例大小确定各桩的单桩承载力，根据38份资料的统计结果，可得到如下公式：

$$R_k = \eta P_e \tag{8}$$

式中 η——比例系数，在0.511～0.696间，平均比值0.613，均方差＝0.047

$$R_k = (\mu - 0.82 \times \sigma)P_e = 0.574P_e \tag{9}$$

根据压桩终压力计算以砂层为端承力单桩承载力标准值时，可将上述公式（7）、（9）两

式中的小值作为单桩设计承载力。这对设计人员来说，无疑是非常有用的。

五、3800kN 和 5000kN 压桩机简介

我公司目前使用的 3800kN 和 5000kN 压桩机是与陕西重型机器厂联合研制成功的最新式压桩机，该机不仅反力大，设计工艺合理，液压件先进，自动化程度较高，集吊装压桩于一体，且吊机起升高度大（16.5m），操作方便。自 1993 年底正式投入施工以来，已连续完成三原正大集团饲料厂主厂房，第四军医大学西京医院门急诊楼等三十余项工程，累计完成工程桩接近 15000 根，总桩长二十万余米。单桩长 11m～30m，桩截面积 0.35m×0.35m～0.50m×0.50m，桩尖入土最大深度达 35.5m，其中的桩截面积、桩长和桩尖入土深度，均创造了西安地区预制桩静压沉桩法之最，受到西安地区基建单位的欢迎。所完成的部分工程量详见表 2。

几年来完成的部分工程量表 **表 2**

工程名称	层数	桩数（根）	桩截面积（m×m）	桩长（m）	桩尖入土深度（m）	持力土层	施工时间（天）	单桩允许承载力 R（kN）
正大集团三原饲料厂		278	0.4×0.4	12～16	15～20	饱和黄土	15	500－200
山海丹科研楼	21	579	0.4×0.4	13	18～19	砂层	20	1300
西钢 20 万吨连轧厂房		596	0.4×0.4	13	16	黄土	25	450
四医大门急诊楼	13	627	0.45×0.45	28	34～35	粉质粘土	42	＞1500
民乐大厦		6	0.4×0.4	21.7	27	粉质粘土	1	1200
西北电管局住宅楼	7	379	0.4×0.4	12	15	粉质粘土	11	600
四医大综合楼	7	311	0.4×0.4	16	18.5	饱和黄土	14	500
鸿业房地产开发公司	7	530	0.35×0.35	11～15	14.5～18.5	饱和黄土	20	400～500
西安公路交大体育馆		226	0.4×0.4	22.2	26	粉质粘土	10	700
东新花园城住宅楼	7	864	0.4×0.4	15	17	饱和黄土	30	500
省烟草公司	12	316	0.4×0.4	16	22	饱和黄土	15	600
水利厅兴庆路住宅楼	20	206	0.4×0.4	28	33	粉质粘土	16	1600
上海大众汽车西安销售中心	18	280	0.4×0.4	28	20	砂层	12	1300
龙安房地产公司公寓楼	12	560	0.4×0.4	18	22	砂层	32	1200
省委南二环住宅楼	18	285	0.4×0.4	25	30.31	粉质粘土	15	1100
鹏程大厦写字楼公寓	12	598	0.4×0.4	16	24	粉质粘土	32	1200
纺织品供销公司住宅楼	7	189	0.4×0.4	14	16.5	粉质粘土	2.5	500
西安百灵幼儿园	5	139	0.35×0.35	12.5	15	粉质粘土	7.5	500
西钢 110 千伏变电站		222	0.4×0.4	14	16	饱和黄土	7	500
上海建华大厦	23	320	0.45×0.45	30	33.8	粉质粘土与粉土	30	1500
上海福旺公司	16	240	0.4×0.4	30	33.5	粉质粘土与粉土	22	1100
上海名都城大厦	18	900	0.4×0.4	31	34.5	粉质粘土与粉土	20	1200
陕西省委住宅楼	18	290	0.4×0.4	25	30	粉质粘土	15	1100

续表

工 程 名 称	层数	桩数（根）	桩截面积（m×m）	桩长（m）	桩尖入土深度（m）	持力土层	施工时间（天）	单桩允许承载力 R（kN）
第四军医大锅炉房		200	0.4×0.4	20	23	饱和黄土		872
西安兴庆大厦	18	524	0.4×0.4	27	34	粉质粘土	57	1500
长油西安基地综合楼	21	289	0.4×0.4	15	21	砂 层	14	1500
基督教女青年会	13	242	0.4×0.4	21.5	27	粉粘及砂层		1400
鸿业房地公司办公楼	16	180	0.4×0.4	30	35.5	粉质粘土	10	1400
公安大厦	22	779	0.4×0.4	14	21	砂 层		1500
建行东郊支行	20	131	0.4×0.4	28	33.6	粉质粘土	10	1500
原顶电气厂房	3	277	0.4×0.4	18	20	砂 层		1828
西安铁路信号厂	3	131	0.4×0.4	29	33	粉质粘土		1100
兴平柴油机厂厂房		473	0.4×0.4	18	20	砂 层		1200

从所完成工程情况来看，沉桩中未遇到难以克服的困难，施工速度很快。经过这一阶段实践，证明该压桩机性能良好可靠，压桩反力可满足单桩允许承载力 2800kN 的要求。

该压桩机的主要设计参数如下：

机长：10.5m，可纵向行走；

机宽：8.0m，可横向行走；

最大压桩力：3800～5000kN；

每次压桩行程：2.0m；

适用桩截面：0.35m×0.35m～0.50m×0.50m；

吊机起升高度：16.5m；

整机重：4000kN 和 5000kN（包括所压铁块重量）；

单桩允许承载力：1500～2800kN。

六、静压沉桩方法的优越性

1. 与打入桩相比，打入桩所要求含钢量高于压入桩，打入桩含钢量要求大于 8‰，而静力压桩则为 4‰。因为静力压桩法使桩体在施工时不受冲击，配筋主要考虑起吊、运输时受力。我公司配备的运桩车辆，车厢长 12m，可保证桩在运输过程中一般不外担。各设计院配筋时通常做法为：桩截面 0.40m×0.40m，桩长小于 12m 时，配 4 根Φ18 主筋，桩长为 12m～14m 时配 4 根Φ20，荷重特别大的桩配 4Φ18＋4Φ16 主筋。混凝土强度等级宜采用 C30～C40。与静力压桩相比，打入桩桩体内部因受冲击易受损伤，甚至有打断、打劈的可能。

在上海地区无论打入桩或静压桩接桩时，一般采用焊接桩。而在西安地区打入桩采用焊接，而绝大部分静压桩工程则采用硫磺胶泥接桩，这是因为上海地区 30m～50m 深度内多为软土层，西安地区接桩部位则在地表下 14m～16m 的古土壤以下较密实的粘性土中。根据试验资料，桩体水平推力主要作用在地表下 10m～12m，而采用硫磺胶泥接桩部位则大于此深度。部分工程当需接桩时，设计人员采取加长上桩，减短下桩的作法，使接桩部位处于地表下 18m～20m 深度土层中。硫磺胶泥是一种热塑冷硬性材料，具有良好而稳定的

物理力学性能，结构简单，高强快硬且耐冲击（可承受5000次以上）。它由胶结料，填充剂和增韧剂按一定重量比例加热熔融而成。胶结料采用纯度为97%以上粉状硫磺；填充料为建筑用的中粗砂和低标号水泥或6#石英砂和石墨粉；增韧剂为“780”聚硫橡胶。经过试验，硫磺胶泥的抗压强度为40MPa，抗拉强度4MPa，握裹力为11MPa，接桩部位的强度等指标能够满足质量要求。与在西安地区的钻孔灌注桩设计时一般采用桩长的1/3或1/2配筋，而其下则为素混凝土。两者相比，在西安地区静力压桩采用硫磺胶泥接桩是可行的，由此，可以降低含钢量，节省施工费用，加快施工进度。

2. 压入沉桩的质量易于控制，桩是在工厂中预制完成。混凝土质量强度可按标准要求制作。沉桩过程不象灌注桩那样存在清孔不好，沉渣过厚，造成桩基沉降量过大，以及断桩、缺块等现象。桩顶标高易控制，不致于因桩头过长或过短而造成截桩及接桩情况。

3. 压桩本身就是对每根桩作一次荷载试验，通过其压入时能量和终止压力的大小，可计算出单桩承载力大小。如西北电管局住宅楼根据三根试桩压入时所耗能量、估算其单桩允许承载力为600～700kN之间，后经动测证实，其单桩允许承载力与估算结果一致。

因此，当每一压桩工程完成后，就可为设计人员提供一张完整的、标明每根桩承载力大小的桩位图，对设计人员来说，这张图是非常有用的，很受他们欢迎。

4. 静压沉桩法在整个施工中无震动、无噪音、无环境污染。

5. 施工速度快，每个班平均可压入15m左右单桩15～20根。如为焊接或硫磺胶泥接桩，则每班平均可压入25m左右长桩10～15根。

6. 经济比较：

按照95收费定额计算：预制压入桩一般单方混凝土综合单造价在1000元左右。市场优惠价在900元左右；钻孔灌注桩一般单方混凝土综合造价在650元左右，市场优惠价在600元左右。所以工程建设单位和设计人员往往认为钻孔灌注桩较预制压入桩便宜，节省工程造价、实际情况并非如此。

有二个例子可说明这个问题：

(1) 以第四军医大学门急诊楼为例：原方案拟采用和钻孔灌注桩，桩型：ϕ0.8m×28m，单桩承载力为2000kN，后改为预制压入桩，桩型0.45m×0.45m×28m，单桩承载力1500kN。

预制压入桩综合造价（桩数608根）：

$$0.45\text{m}\times0.45\text{m}\times28\text{m}\times608\times1000=345\text{万元}$$

钻孔灌注桩桩数420根

$$\frac{0.80^2\times\pi}{4}\times28\times420\times650=384\text{万元}$$

两者相比预制桩可减少桩基费用39万元。

上述工程的桩基综合造价内，尚未考虑承台大小，灌注桩的桩基承台大，所需混凝土方量就多，造价要高些。

(2) 两个已经建成的类似工程对比，1992年施工的民生百货大楼兴庆路住宅楼，18层，建筑物总荷重约294000kN，采用混凝土灌注桩147根；ϕ0.8m×28m，桩尖入土深36m，单桩设计承载力2000kN（载荷试验结果2600kN），所支出实际费用如下：

试　桩　费　29万元（3根试桩，8根锚桩）

桩基工程费　156 万元

以 上 合 计　185 万元

另一个工程是 1996 年完工的陕西省水利厅兴庆路住宅楼，20 层，建筑物总荷重 292000kN，采用钢筋混凝土预制桩 209 套，静压沉桩，0.40m×0.40m×28m，桩尖入土深度约 33m，单桩设计承载力 1400kN（载荷试验结果 1600kN），所支出实际费用如下：

试　桩　费　11 万元（4 根试桩，用压桩机作反力）

桩基工程费　96.65 万元

合　　计　107.65 万元

该 2 个工程桩基的施工时间统计如下　　表 3

工程名称	桩　型	施工时间（天）					
		试桩及锚桩施工	桩凝固时　间	试　桩	桩基施工	合计（天）	
民生兴庆路高层住宅楼　18 层	混凝土灌注桩 ϕ0.8×28m	15	20	15（3 根试桩）	施工 45 爆桩头 30	125	利用 8 根锚桩作反力
水利厅兴庆路高层住宅楼　20 层	预制桩 0.4×0.4×28m	试桩沉入 0.5	20	10（4 根试桩）	16	46.5	利用压桩机作反力

以上两个工程都位于西安市兴庆路北段，两者相距甚近，地质条件一致，建筑物高度和总荷重及规模也很接近，分别采用混凝土灌注桩和混凝土预制桩静压桩方法施工，两者所花的费用和工时相差很大。采用静压预制桩的费用仅为钻孔灌注桩的 58%（包括试桩费用在内），而施工时间也只有灌注桩的三分之一多点。这是很能说明问题的。

从大量桩载荷试验资料统计结果可知，不同类型的桩，其承载效率相差很大，钻孔混凝土灌注桩的承载效率（指每立方混凝土所担负的承载力）为 157～250kN/m^3，而静压预制桩的承载效率却高达 312～600kN/m^3，比灌注桩的承载效率大 1 倍到 2 倍。这也说明其经济效果明显。通过大量工程资料对比结果表明：预制压入桩比钻孔灌注桩在工程总造价上可节省 10%～30%，工期缩短 1/3～1/2 左右。

七、静压沉桩的发展前景

西安地区最初的桩基主要采用柴油打桩机击入沉桩法，如中国人民银行大楼、西安火车站、省体育馆、交大图书馆和化工部第六设计院办公楼等。此后西安地区的桩基工程增多，逐步转向以钻孔灌注桩为主的沉桩方法，一般采用锅锥钻头成孔，在孔内下钢筋笼和灌注混凝土，这种方法的优点是设备简单，且可多台锅锥钻头同时施工。

到 80 年代初期，才出现较先进的静压沉桩方法，但压桩机的压力较小，为 900kN 和 1200kN，只能解决一些荷重不大的短桩施工，故应用范围不广，静压沉桩的优越性反映不出来。

到了 90 年代初期，由于液压件制造水平的提高，压桩机的吨位逐步提高到 1600kN，2000kN，可满足 15 层以下的高层建筑沉桩深度所需压力。

我公司所拥有的 3800kN 和 5000kN 全液压压桩机所采用液压元件，为目前国内最先进的，无论是压桩油缸，夹持油缸或顶升油缸，其工作性能均稳定可靠。施工中达到最大终压力时，压桩油缸仍能正常工作，没有发生漏油或其他任何麻烦，说明其工作性能是可靠的。

由于压桩时的终止压力能达到3800～5000kN，故单桩允许承载力可达2000～2800kN，可满足35～40层以内的高层建筑所要求的桩基深度和压力。

目前在一些城市打入桩，施工受到严格限制。钻孔灌注桩虽使用比较广泛，但由于其本身还存在一定的质量问题和工期较长的问题，特别是由于钻孔灌注桩施工时泥土外运和泥浆排放，引起地下污水管道堵塞和影响市容卫生，有些城市的环保部门制定了严格的制约措施，如要求作混凝土地面，致使施工费用大幅度上升，愈来愈多的工程转向采用静压沉桩的施工方法。西安地区近几年来，由于大吨位压桩机的出现和经济上、工期上的优势，采用静压沉桩施工的工程比例也在大幅度上升。

目前，静力压桩还处在发展时期，由于压桩设备的施工能力不可能无限增加，它比较适用于单桩允许承载能力在3000kN以下的工程范围内。在节省工程造价，提高单方混凝土承载效率上，还有待于进一步开发。

钻孔灌注桩则在改进施工工艺，稳定施工质量的前提下，在地层复杂，砂夹层大于1.5m且下部有软弱下卧层的情况下，单桩允许承载力在3000kN～10000kN方面发挥独特的优势。

由于静压桩所具有的沉桩质量好、速度快、造价低和对环境无污染的优点，故静压桩法具有广阔的发展前景。

2.9 全液压静力压桩机及其在桩基础施工中的应用

罗邦法

（湖北省机械施工公司，430070）

【提要】 采用全液压静力压桩机作为桩基础施工机械，在一定范围内使用，是一种较理想的机械。我公司近年来对这种机械进行了研制，并已形成系列。在沿海及内地使用以来取得良好的效果。

一、静力压桩与其它施工方法比较

在桩基础施工中采用静力压桩施工方法与锤击法打桩施工及钻孔、振动灌注桩施工方法相比较有独特之处，见表1。

静力压桩与锤击打桩及灌注桩比较 **表1**

项　目	锤击打桩	钻孔灌注桩	振动灌注桩	静力压桩
施工时产生振动对周围影响	有	无	有	无
施工时的噪声	有	无	有	无
施工时对周围环境污染	有废气	有泥浆	无	无
施工工艺要求	一般（预制桩可工厂生产）	要求严，特别是对较复杂的地质条件	要求严	一般（预制桩可工厂生产）
对桩施工的质量保证	对预制桩的强度有严格要求，否则易损坏桩身	对清孔、混凝土的浇灌及较复杂的地质必须有严密的措施	对造孔及混凝土的浇灌有严的要求	可靠、直观
施工时需配备的设备及能源要求	要有较高大的桩架，机身重心高安全性差，有的需配外电源	需配外电源及一整套泥浆处理设备	需有较高大的桩架和一定的外电源	桩机自备动力不需外电，桩机重心低，安全可靠
能达到单桩极限承载能力	受锤的能力限制用7t桩锤可达5000kN	较　大	较　小	目前可达5000kN以上
施工工期	较　短	较　长	较　短	较　短
相应承载能力桩基础造价经济比较	高	偏　大	低	低

二、DYY系列全液压静力压桩机主要性能参数（表2）

表2

型　号	200型	300型	400型	500型	600型
工作时外形尺寸（m）	11.5×7.8×7.02～7.42	11.5×7.2×7.10～7.50	12×7.8×7.43～7.83	13.5×8.15×7.69～8.09	14.6×10.4×7.28～7.68

续表

型　　号		200 型	300 型	400 型	500 型	600 型
额定压桩能力（kN）		2000	3000	4000	5000	6000
最大压桩能力（kN）		2200	3200	4200	5200	6200
适压桩截面（mm）		300～500（方桩）	300～500（方桩）	350～550（方桩） φ400～500(管桩)	300～550（方桩） φ400～500(管桩)	400～600（方桩） φ400～550（管桩）
桩位中心距桩机边最小距(mm)		3700	3700	3900	4100	3800
最大压桩速度（m/min）		1.8	2.07	2.7/1.34	2.7/1.34	2.07/1.16
夹持时对桩压力（MPa）		10.9	10.9	13.4	14.29	15.3
发动机型号		6135AK	6135K16	6135K13	6135K13	6135K13
纵行走	一次最大距离（m）	3	3	3	3	0.8
	速度（m/min）	2.86/4.25	4.1/6.7	3.24/5.18	2.63/5.16	2.63/5.16
	接地压力（MPa）	0.063	0.093	0.124	0.113	0.114
横行走	一次最大距离（m）	0.8	0.8	0.8	0.8	3
	速度（m/min）	2.86/4.25	4.1/6.7	3.24/5.18	2.63/5.16	2.63/5.16
	接地压力（MPa）	0.077	0.11	0.124	0.1216	0.111
一次转向最大角度		7°	7°	7°	8°	7°
整机重量（t）		230	325	430	530	640
其中	结构重（t）	90	105	125	145	180
	配重（t）	140	220	305	385	460
运输最大件重（t）		30	32	39	50	43

三、全液压静力压桩机构造

全液压静力压桩机的构造由纵横步履行走机构、机身调整顶升机构、夹持桩机构、压桩机构及动力、液压系统等组成（如图 1）。

1. 纵横步履行走机构：由纵向两条及横向两条装有行走台车的履船组成。其履船是由型材拼焊而成，在各条履船上均铺有两条钢轨，供行走台车行走。横向行走履船上还装有复位装置，以使桩机行走转向后实现自动复位。

2. 机身调整顶升机构：在机身平台上伸出四条支腿安装顶升油缸。液压油缸的活塞杆端铰支在纵向行走台车上。机身与伸腿均用型材拼焊而成。伸腿与平台采用销轴连接，方便拆装。

3. 夹持桩机构：用八只夹持液压油缸分上、下两层四个方向，安装在夹压梁上。油缸的夹头采用内外球结构，确保对桩的夹持力。夹压梁是由型材拼焊而成，并置于桩机平台

上的四根立柱中间，沿着立柱上的轨道可作上下运动。

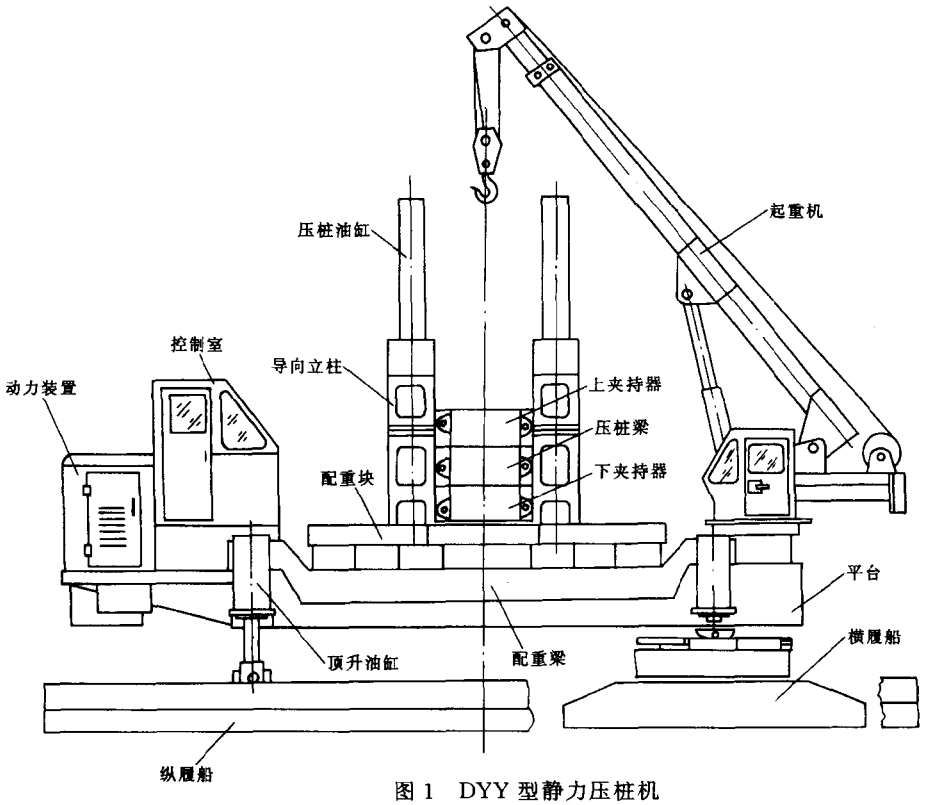


图 1　DYY 型静力压桩机

4. 压桩机构：在桩机平台上的四根立柱上装有两根横梁，压桩液压油缸安装在横梁上。液压油缸的活塞杆端铰支在夹压梁上。

5. 动力及液压系统：动力是选用国产 135 型柴油发动机，带动变量液压柱塞油泵。液压系统是由各种类型液压阀、管路、液压油缸及仪表等组成。

另外桩机上还安装有供机身调整使用的双向角度尺。

四、桩机工作原理

桩机行走及对桩位是依靠行走机构及顶升机构在平面内作前后、左右和转向来实现。当机身顶升，横向履船离地，操作纵向行走液压方向油阀，伸缩纵向行走液压油缸，推拉纵向行走台车，即可实现桩机纵向行走移动。当操纵顶升液压方向油阀，收缩顶升油缸活塞，纵向履船离地，横向履船着地，操纵横向行走液压方向油阀，伸缩横向行走油缸，推拉横向行走台车，即可实现桩机左右行走移动。若要机身转向，只要在操作桩机左右行走时，使前后两横向行走方向向反，即可实现机身转向。

桩机压桩：使用吊车将预制桩吊起，插入夹持器中间，操纵夹持液压油缸方向阀，夹紧桩段，对正桩位，调整桩身垂直度。再操纵压桩油缸方向油阀，将桩压入土中，当一个行程完毕后，即可操纵夹持油缸方向阀松开夹头，再操纵压桩油缸方向阀提升夹持器至最高点。然后再夹紧桩、再压桩。反复操作即可实现将桩压入至所需要的深度。同时在压入过程中，可利用油压表读出当时的压力值，即可换算出各种地质土层的穿透阻力。

五、全液压静力压桩机的特点

DYY 型系列全液压静力压桩机与各类桩机比较具有以下特点：

1. 无振动、低噪声、无污染。在市区或有特殊要求地区的桩基础施工，是具有较理想的施工机械。

2. 压桩机采用双层夹持压桩的结构。夹持可靠，能保证桩身施工的垂直度，结构先进合理、不易损坏桩身，能确保桩的施工质量。由于采用夹持压桩，故每节桩段的施工长度可不受限制。

3. 桩机上的仪表可直接反应出当时压桩过程的穿透阻力，故对每根桩压入后的承载能力比较直观可靠。

4. 桩机重心低，施工安全可靠。

5. 桩机配有柴油发动机作动力，行走方便，具有良好的机动性。施工时可不受外电源的影响。

6. 桩机拆装运输方便。一般近距离转移，可在一天内完成由甲工地拆卸运输至乙工地组装好施工。

7. 施工工作效率高，可缩短基础施工工期。

8. 由于采用夹持、静力压桩，无打入桩的冲击对桩产生的应力，因而对预制桩的含钢量及混凝土强度等级没有采用锤击打桩那样要求高，故可节约工程造价。

9. 压桩机系列能力有大有小，具有对桩基础施工较大范围的适应能力。

六、全液压静力压桩机在桩基础施工中的应用

DYY 型系列全液压静力压桩机自研制成功以来，已在湖北、武汉、西安、广东、浙江及福建沿海地区得到广泛应用。300 型压桩机已于 1994 年通过湖北省建筑总公司组织的成果鉴定。400 型压桩机已于 1996 年 3 月通过由湖北省科委组织的研究成果鉴定。鉴定均一致认为桩机性能良好、结构紧凑、布置合理，方便拆装运输和保养修理，达到国内领先水平。能满足建筑桩基础施工要求，尤其是在大中城市和有特殊要求地区的桩基础施工中，具有广阔的应用前景。

几年来压桩机在实践应用中解决了一些其它桩基础施工机械无法解决的问题：解决了在一些市区、学校、医院、文物保护地区以及周围有危房等对振动、噪声、污染有严格要求地区的桩基础施工。取得了较好的效果；静力压桩在施工中利用了在压桩施工时的直观性，解决了由于地质状况复杂的不可预见性，而为建筑设计提供了桩基施工承载能力的可靠性。如我可在施工中多次遇到在压桩时根据地质设计的桩长，在施工时达不到预计深度或当达到设计深度时其反应的压载值相当小（即不可能达到设计的承载能力）的情况，这时即可采取措施，减短桩长或加长桩的长度，保证了桩基的承载能力，节约了工程造价。

静力压桩施工方法一般适用于摩擦桩及端承摩擦桩。武汉地区地质一般为杂填土——粘土——粉质粘土——粉砂与粘土交互层——粉砂层。一般粉砂层为桩基持力层。根据施工情况及设计对单桩承载能力要求，压桩机的压桩能力超过 300 吨均能适应一般高层建筑要求，穿过粉砂与粘土交互层，达到设计要求使桩尖进入粉砂持力层一定的深度。在广东珠海东风路改造工程选用 400 型压桩机承压 ϕ500 预应力管桩穿过标贯 $N_{63}\geqslant 50$ 击，压缩模

量达 15MPa 的砾砂、角砾层，进入强风化花岗岩层 0.5 米以上。经静载试压，加载 4000kN，总沉降量在 13mm 以内，效果较好满足了设计要求，同时又解决了选用其它桩型施工及锤击对周围的影响。沿海宁波、温州地区，一般地质为杂填土——粘土——淤泥质粘土——粉质粘土——粘土——细砂与粉质粘土交互层——中砂、粉砂或砾砂层。一般高层建筑持力层均在 40～60m 深处砂层的端承摩擦桩。该类型地质条件在压桩后土壤恢复能力较大，选用静力压桩效果更佳。宁波天元大厦工程选用 500mm×500mm 截面预制混凝土桩，单桩承载力 260t，使用 500t 压桩能力的压桩机施工，保证了施工质量，缩短了施工工期，节约了工程造价，取得了良好的效果。故目前在宁波、温州地区较普遍地采用静力压桩。

2.10 预应力管桩在高层建筑中的应用

蔡长赓

（广州军区建筑设计院，510075）

【提要】 本文就预应力管桩的适用范围，单桩承载力确定和管桩的施工等问题，作了简要叙述可供设计和施工参考。

一、前　言

预应力混凝土管桩是采用先张法预应力工艺和离心成型方法制成的一种空心圆柱型钢筋混凝土预制桩，它是在传统预制混凝土方桩的基础上发展起来的。华南地区自1984年开始研制和应用预应力管桩，目前已有数十家工厂生产，年产量达数百万米，广泛用于工业与民用建筑，效果较好。预应力管桩与人工挖孔桩、钻（冲）孔灌注桩是华南地区高层建筑常用三种主要桩型。现就预应力管桩在高层建筑工程中应用的有关问题简要叙述如下。

二、适用范围及条件

管桩分预应力混凝土管桩（代号“PC”）和高强度预应力混凝土管桩（代号“PHC”）。PC管桩离心混凝土强度等级不得低于C50级，PHC管桩不得低于C80级。管桩节长一般不超过12m，各厂均有几种不同长度的桩节供用户选用。在噪音不受限制的地区地段，当地质条件及周围环境适合打预制桩的工程应优先采用承载力高、质量有保证的预应力管桩。而在市区内，环境噪声污染防治规定，禁止使用锤击桩机。近几年来，华南地区购置了大吨位静力压桩机，目前已有YZY-380型、YZY-440型、DYY-460型等多种压桩机，可以静压预应力管桩，并在高层建筑中应用。常用的预应力管桩各项参数如表1。

预应力管桩各项参数表　　**表1**

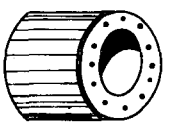
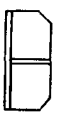
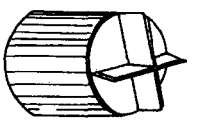
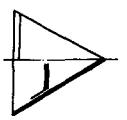
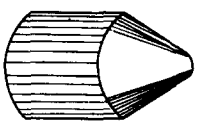
管桩外径 ϕ（mm）	壁厚（mm）	节长系列（m）	混凝土强度等级C	桩尖可进入的土层	桩锤重量（t）	最后贯入度控制值（mm/10击）	单桩竖向承载力设计值（kN）
300	65或70	6，7，8，9，11	70	中密～密实砂层 硬塑～坚硬土层	3.4～6.2	20～30	500～800
400	90～97	7，8，9，10，11	70～80	中密～密实砂层 硬塑～坚硬土层	3.4～6.2	20～40	900～1600
500	100	7，9，11	70～80	密实砂土，坚硬土层、强风化层	7.2～8.2	20～50	1800～2300
500	125	7，9，11	70～80	强风化层	9.2～11.0	20～60	2400～2700
550	120（125）	7，8，10	70	强风化层	12.3～15.0	30～60	1800～3000
600	110	7，9，11	80	强风化层	18.0～18.4	40～80	2500～3500

管桩应用中应注意如下几点：

(1) 管径及壁厚的选择，如属摩擦桩应尽量选取细长桩，由于其承载力主要由桩周摩阻力起控制作用，故其壁厚不必太大；如属端承桩，在满足长径比的前提下，选用管径稍大、壁厚较大的桩。

(2) 桩靴的选择，预应力管桩的桩靴常使用钢桩靴，当前常用的桩靴有 *a*. 开口平底式，*b*. 封底十字刃式，*c*. 闭口钝圆锥式三种（表 2）。其中 *a* 适用于摩擦桩，*b*、*c* 则适用于打入强风化岩的端承桩。试验表明，对于同一土层（岩层）的端承桩，采用 c 型桩靴的单桩承载力要高于 b 型桩靴桩。

桩 靴 类 型　　表 2

名　称	结构图	透 视 图	备　注
a 开口平底桩靴			进入土层中较易保持好进桩直线性，容易穿过厚砂层，构造简单（可利用端头板作桩靴）
b 封底十字用桩靴			较易保持桩直线性，穿进硬层性能较好，适用于打穿坚硬地层，如卵石层以至强风化岩层
c 闭口钝圆锥形桩靴			适用于一般砂地层

(3) 桩距选择，预应力管桩的桩中心距通常取 $3d$。大面积密集群桩，比如结构筒体承台下的群桩，由于桩之间产生较大的挤土作用，其桩距宜大些，框架柱承台下的桩数较少，其桩距酌情可取小些。筒体下的群桩为了满足桩根数的要求又不致使承台面积太大，当相邻桩距偏小，相互影响较大时，可考虑先钻孔（孔径小于管桩）后打桩的施工方法。

三、单桩承载力问题

管桩单桩竖向承载力的确定，常用方法是：按桩身额定强度来确定；利用经验公式进行估算；通过现场静载荷试验确定。管桩因管桩外径、壁厚、混凝土强度等级等因素而承载力不同。

桩身额定强度，上海《地基基础设计规范》DBJ08-11-89 采用了美国 UBC 和 ACI 的计算公式形式，桩身结构强度按下式验算：

$$\sigma \leqslant (0.20 \sim 0.25)R - 0.27\sigma_{PC} \tag{1}$$

式中　σ——桩身垂直压应力，单位同 R；

R——边长为 20cm 的混凝土立方体试块的极限抗压强度；

σ_{PC}——桩身截面上混凝土有效预加应力。

我国管桩生产厂家流行的算式是套用日本和英国的公式，即

$$R_b = 1/4(f_c - \sigma_{PC}) \cdot A \tag{2}$$

式中 R_b——管桩桩身额定承载力；

f_c——管桩桩身混凝土设计强度，如 C80 时，取 f_c=80MPa；

σ_{PC}——桩身有效预压应力；

A——桩身有效横截面积。

广东建设实业集团公司副总工王离高工提出了华南地区管桩单桩竖向承载力标准值的经验公式：

$$R_k = 100NA_P + U_P\Sigma q_{si}L_i \tag{3}$$

式中 R_k——管桩竖向承载力标准值；

N——桩端处强风化岩的标贯值；

A_P——桩尖（封口）投影面积；

U_P——管桩桩身外周长；

L_i——各土层划分的各段桩长；

q_{si}——桩周土的摩擦力标准值，按 GBJ7-89 规范附录十五所列数值的上限（高值）取用，强风化岩的 q_s 值取 150kPa。

公式适用范围：

（1）管桩桩尖必须进入 $N \geqslant 50$ 的强风化岩层，当 $N>60$ 时，取 $N=60$；

（2）当计算出来的 R_k 大于桩身额定承载力 R_b 时，取 R_k 为额定承载力 R_b。

由于管桩单桩竖向承载力设计值在 3500kN 以下，因此多数工程都是以静载荷试验来确定其承载力。图 1 为番禺市某工程试桩 F-s 曲线。该工程采用 ϕ550 管桩，壁厚 120mm，混凝土强度等级为 C80，桩长 13.1m，单桩承载力取 2500kN。该处地质情况为：

粉质粘土：L=1.7m，q_s=30kPa；

粘　　土：L=8.0m，q_s=40kPa；

强风化岩：L=3.4m，q_s=150kPa。

按华南地区经验公式验算能满足 R_k=2500kN 要求。

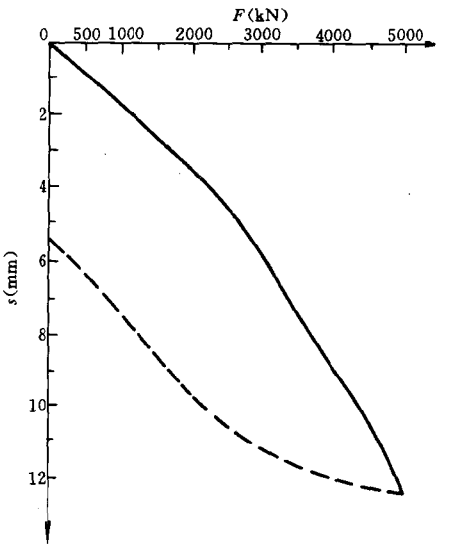


图 1

目前在高层建筑中采用静压预应力管桩也较为普遍，如珠海市翰高商业广场 19 层商住楼，采用静压 ϕ500mm×100mm 薄壁预应力管桩，贯穿 12m 左右的中粗砂层，桩尖贯入强风化岩 2m，单桩承载力在 2000kN 左右；广州某 28 层商住楼，也采用静压 ϕ500mm×100mm 管桩，平均桩长 25m，入强风化岩 1.5m，单桩承载力为 1800kN。

四、预应力管桩的施工

管桩施工中应注意以下几个问题

（1）打桩顺序：同一单体建筑一般要求先施打场地中央的桩，后施打周边的桩。

（2）桩锤及冲程的选择：原则是“重锤低击”，以保证桩顶不易打碎，桩机不易损坏，又保证桩身能进入预定的深度，同时能提高工效。据理论分析及试验证明，桩锤重量通常不应小于单桩极限承载力的 1/100。

（3）接桩质量控制：桩节的接头质量是管桩桩基质量的关键。接头质量的宏观要求是既需保证桩的竖向承载力要求，又要使桩能承受一定的弯矩和剪力。管桩通常采用焊接接头方法，施焊要对称进行，焊缝要饱满，焊接时间要控制恰当，不宜太短也不宜太长，其次要做到焊接完成后，经自然冷却一定时间（一般不应少于 10 分钟），才可继续施打。

（4）收锤标准：纯摩擦桩以桩长来控制；端承桩以最后贯入度为收锤标准，贯入度太大固然不行，而强击次数过多致使贯入度太小也未必有利，通常情况下的贯入度以 20～40mm/10 击为合适。值得注意的是，最后贯入度并非预应力管桩的唯一收锤标准，现场施工时还应将最后三阵每 10 锤的贯入度与总锤击数、最后 1m 的锤击数等参数综合衡量。

（5）送桩要求：一般工程的管桩都允许送桩，无地下室的工程送桩浅些，有地下室的工程则要求送桩深些，从保证管桩质量出发，送桩不宜太深。对于承载力较大的摩擦端承桩，送桩深度一般不宜超过 2m。由于送桩需套上送桩器施打，其锤击能量的传递损耗很大，因此送桩时的收锤贯入度要比不送桩的小，该贯入度的取值需通过现场试打桩后确定。当工程有地下室甚至多层地下室时，若现场采用先护坡后开挖再打桩的施工方案，则可避免深送桩的弊病，但此时应考虑打桩对支护结构的影响以及现场可能降水时间长而增加费用等问题。

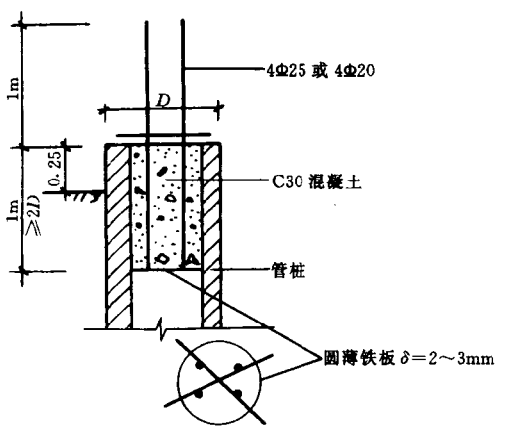


图 2

（6）承台与桩顶的连接：不宜采用敲凿管桩壁以露出预应力钢筋并将其伸入承台的连接方法。宜采用经机械截桩头后在桩顶预插粗钢筋的连接方法。桩顶灌注混凝土的高度不小于一米，且不小于 2 倍圆桩直径，为满足抗震要求，并增配螺旋筋，接头做法如图 2 所示。

（7）承台混凝土强度：由于管桩的桩身混凝土强度高达 C80，承台承受较大的局部受压，故其混凝土强度等级不低于 C25。

五、结 束 语

预应力管桩由于具有承载力高、成桩质量有保证、耐打性好、穿透力较强、运输吊装方便、施工快、工效高、接驳快捷、施工现场干净、成桩质量方便，特别是采用静压法沉

桩，克服施工噪音及振动大的缺点，更加得到广泛的应用。同时由于承载力大，承台体积小，其综合造价比钻孔桩节省 25%～30%，与 ϕ480mm 沉管灌注桩相接近，有的甚至还稍低，因此具有极大的发展前途。我们在工程实践中，积累的经验不多，水平有限，不妥之处，请指正。

参 考 文 献

1. 王　离．预应力管桩基础设计应注意的问题．桩基工程技术．北京：中国建材工业出版社，1996
2. 结构设计统一技术措施．广东省建筑设计研究院，1996

2.11 椭圆形扩底桩在工程中的应用

习朝位　王振山　杨双喜
（河北省建筑设计研究院，050011）

【提要】 椭圆形扩底桩基础以其截面系数 W 大而能更有效地抵抗柱下弯矩，用于单层大跨度结构中柱下基础，更充分地发挥材料的作用。

一、工 程 概 况

河北省体委网球训练馆工程建在省体委院内，西侧与省体育馆相对，东邻体育大街，建筑位置比较重要，室外采用面砖装修。馆内设有网球训练场、办公用房、商店等一些其它附属用房，是一栋中型的综合建筑。建筑面积为 5700m²。结构柱网平面见图一。两端为四层框架结构，中间部分为单层大空间，屋盖采用了 74.4m×34.1m 网架结构，横向实为排架结构，纵向为框架结构。建筑总长为 92.8m，为了建筑立面要求和处理方便，建筑采用了无缝方案。此工程于 1991 年完工并投入使用。

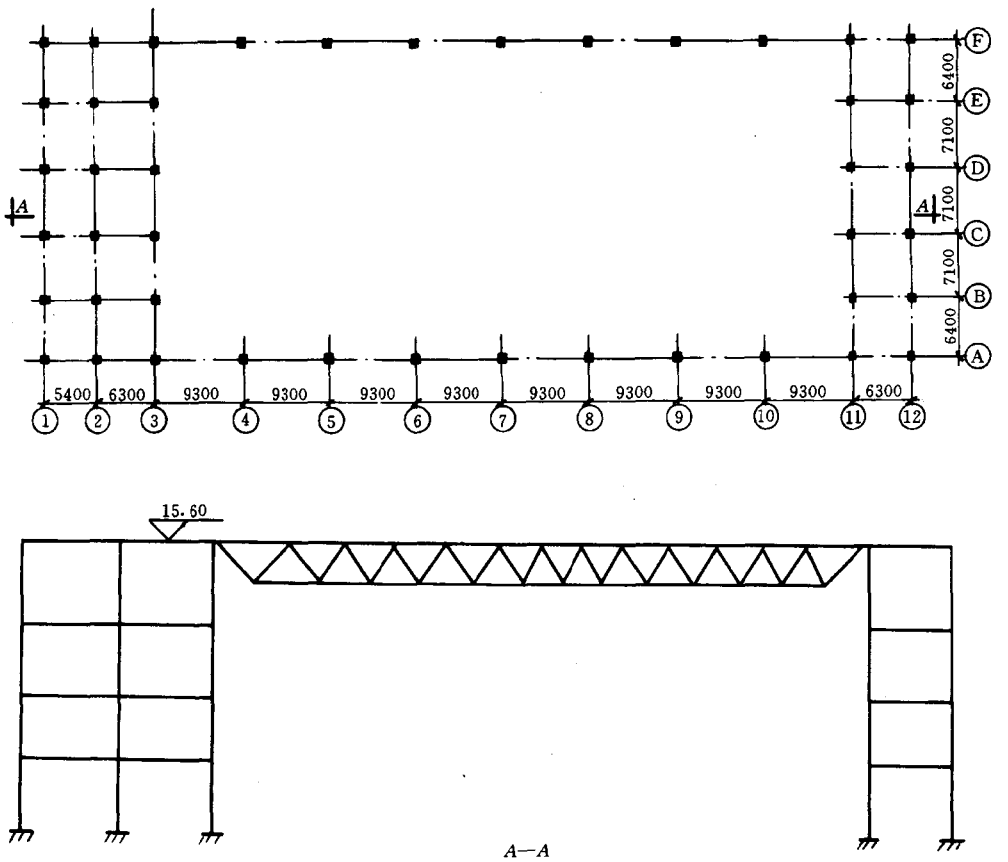


图 1

二、工程地质情况

拟建场地地层除 0.5～0.7m 为杂填土外，从上到下可分为三个主层：

第一主层：

粘性土及粉土层，可分四个亚层

Ⅰ 亚层：粉质粘土，黄褐色，含少量姜结石、可塑、硬塑，层厚 0.7～1.5m，地耐力 170kPa。

Ⅱ 亚层：粉土层，黄色——黄褐色，硬塑、可塑、软塑，层厚 0.5～2.7m，夹有 0.3m 厚的红褐色粘土，湿、中压缩性，地耐力 140kPa。

Ⅲ 亚层：粉质粘土层，黄褐色，可塑、软塑，层厚 1.0～2.5m，地耐力 120kPa。

Ⅳ 亚层：粉土，浅黄——黄褐色，湿、可塑 、流塑，0.5～3.0m 厚，夹 0.3～0.4m 的红褐色粘土。地耐力 110kPa。

第一主层的底板埋深 6.1～6.5m 最大埋深 8.0m。

第二主层：砂土层

此砂土层厚 6～1.2m，且有部分砂层中夹有粉土透镜体，可塑 -软塑、湿、厚 1.2m。地耐力为 200～220kPa，粉土夹层 140kPa。

第三主层：粉土及粉质粘土

地耐力为 140kPa。

三、基础方案选型

该建筑有两部分不同的结构形式组成，柱下荷载变化较大。④～⑩轴网架部分柱下轴力较小，仅为 1700kN，弯矩较大为 590kN·m。而两端框架部分柱下轴力相对较大有的为 3360kN。对于两部分结构形式不同而且柱下荷载差异较大又没有设缝的建筑而言，对其基础提出以下要求：

1. 基础沉降要小；

2. 柱之间沉降要均匀；

基础设计进行了三种方案的比较。

首先考虑独立基础方案，根据地质情况可知独立基础持力层一部分座在Ⅱ亚层，一部分为Ⅲ亚层。Ⅱ和Ⅲ亚层土有一部分为可塑性土质属中、高压缩性土，地耐力比较低。并且下卧层土即Ⅳ亚层更软弱，通过计算有部分独立基础沉降较大。且沉降差超过规定不能保证结构正常使用。故此方案不可行。

第二种方案是弹性基础深，由于纵向 94m 长在纵向梁范围内所处的持力层土大不相同，故需大断面、高配筋量的基础梁来调整不均匀沉降。同时④～⑩轴柱下弯矩为 590 kN·m，横向 34m 跨又不便设置拉梁，柱下弯矩又加大基础底面积，此方案很不经济。

第三种方案采用大直径扩底柱基础，持力层大部分座于砂层承载力很高，避开了上面几层软弱土。是较为理想的基础方案。但此方案还需解决以下几个问题。

1. 柱下轴力差别大，而且④～⑩轴柱弯矩较大。

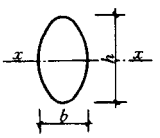
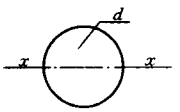
2. 基底持力层有两种：虽主要部分是砂层，地耐力较高，但局部砂层中夹粉土地耐力仅为 140kPa。

3. 持力砂层厚度不同，对于厚度不足 4m 的要进行下卧层验算。

4. 基础沉降要均匀，同样沉降差也要满足《规范》的要求。综合上述几点，持力层采用了两种地耐力、桩也采用了两种形式。对于柱下弯矩较大者采用椭圆形扩底桩，其它采用圆形扩底桩。

在相同截面积情况下，椭圆形直径桩截面系数 W 较大，可以抵抗大弯矩。椭圆形和圆形截面系数 W 比较见下表一。

表 1

截面形式	A（面积）	W	截面形式	A（面积）	W
	$0.785bh$	$0.0982bh^2$		$3.14R^2$	$0.0982d^3$

设 A_R、W_{XR}代表圆形截面积和截面系数；

A_{bh}、W_{xbh}代表椭圆形截面积和截面系数。

若 A_R、$=A_{bh}$，则 $0.785bh=3.14R^2\left(R=\dfrac{d}{2}\right)$

即 $bh=\dfrac{3.14R^2}{0.785}=4R^2$

$W_{xbh}=0.0982bh^2=0.0982\times h\times 4R^2=0.393hR^2$

$\dfrac{W_{xbh}}{W_{XR}}=\dfrac{0.393hR^2}{0.0982\times (2R)^3}=0.5h/R$

本工程采用 $h=1.25d$ 椭圆桩，即

$$\frac{W_{xbh}}{W_{XR}}=0.5\times 2.5R/R=1.25$$

$$W_{xbh}=1.25W_{XR}$$

使 W 有很大提高，相同的材料得到了较大的截面系数，效果显著。该工程 1988 年开工，投入使用以来，基础未发现任何问题。

四、经 济 比 较

设扩底桩材料为 1，则独立基础、基础梁用量见表 2。

④～⑩轴椭圆形扩底桩与一般圆形扩底桩经济指标比较见表 3。

表 2

基础形式 \ 材料	钢筋	混凝土
扩桩基础	1	1
独立基础	1.18	1.21
基础梁	2.6	1.6

表 3

基础形式 \ 材料	钢筋	混凝土
圆形桩基	1	1
椭圆形桩基	0.9	0.80

五、结 束 语

1. 大直径扩底桩以其沉降小、承载力高、技术可靠、经济等优势而广泛地应用于各类工程中。

2. 椭圆形扩底桩以其截面系数大于圆形而能更有效地抵抗弯矩，适用于柱下较大弯矩的基础，特别适合于大跨度的单跨结构中。

3. 由于水平有限，难免有错误之处望同行给予批评指正。

2.12 扩底桩基础在建筑增层中的应用

习朝位　杨双喜　王永祯
（河北省建筑设计研究院，050011）

【提要】　介绍采用外套框架增建高层基础，在设计施工中遇到的一些问题。

一、工 程 概 况

河北省建筑设计研究院办公楼始建于70年代初，是一幢建筑面积为3000余m^2未考虑

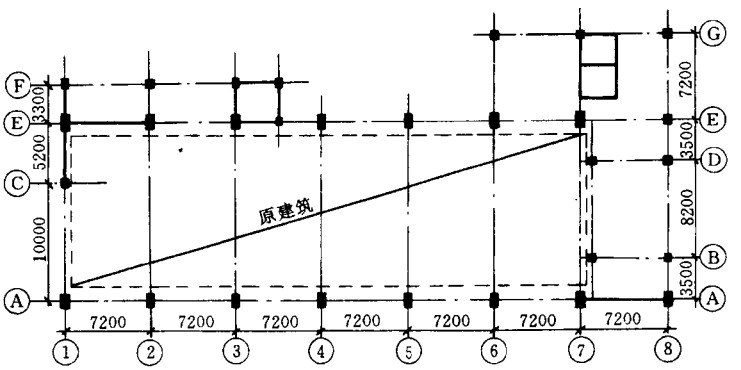


图1

抗震设防的四层砖混结构房屋。随着我院规模逐年扩大，原办公楼已远不能满足科研、设计生产的需要，需拆除重建或全面加固加层。前者建设期内400多设计人员办公无法解决，后者加层数量受到限制，无法满足加层后的办公要求。异地建设耗资大，财力不足，经多方案比较后决定，在保证原办公楼继续正常使用的前提下，采用外套框架向上接建六层局部七层的方案，套建部分建筑面积为11000m^2，地上总高度为39.6m。现已投入使用，建筑平面见图1，剖面见图2。

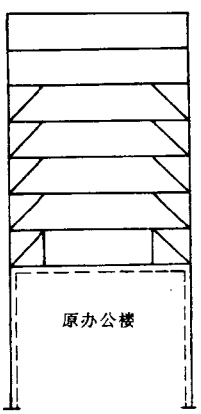


图2

二、地 质 单 元 情 况

第（1）层土：杂填土，揭露厚度为0.5～1.5m。

第（2）层土：粉质粘土与粉土层

粉质粘土；稍湿——湿——饱和，多为可塑状态，承载力f_k=160kPa，底板埋深为6.2～7.2m，厚度为5.2～6.3m。

第（3）层土：砂土层，粉细砂、中砂组成，中密～密实状，f_k=220kPa，顶板埋深6.2～7.2m，厚度为3.8～5.0m。

第(4)层土：粉质粘土与粉土，稍湿～湿，局部为软塑可塑，低中压缩，承载力f_k=190kPa。

旧楼基础采用灰土基础，无地圈梁和楼层圈梁，基础的整体性很差，即抗震动很差。

三、基 础 方 案

在基础设计中对灌注桩，预制桩和扩底桩三个基础方案进行比较。

1. 灌注桩基础

根据柱下荷载和旧楼基础情况，柱下布桩采用图 3 形式，灌注桩直径为 400mm，桩长为 12m，承台梁为 1900mm×1500mm。

2. 预制桩基础

柱下布桩同样采用图 3 形式，预制桩截面为 350mm×350mm，桩长为 11m，承台梁为 1900mm×1500mm。

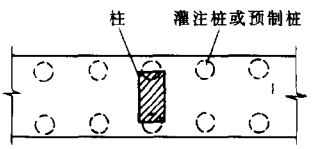


图 3

3. 扩底桩基础

采用一柱一桩，桩身直径为 1400mm，扩底直径为 4m 左右，桩长为 6.2m 左右。

对基础施工、质量、经济、环保诸方面进行分析，灌注桩基础需穿透 4m 左右厚的细砂层，在砂层中施工灌注桩难度大，不易保证质量，成桩机械在施工中有振动、噪声大。预制桩施工时噪声、振动也很大，采用灌注桩、预制桩不仅影响原办公楼内设计人员办公，而且对原建筑振动太大，对建筑产生不安全感。并且原建筑距南侧马路很近，采用机械施工影响交通。扩底桩基础人工成孔，无噪音、无振动，即不影响设计人员正常办公，又不影响周围环境，且施工可遍地开花，缩短施工周期。持力层位于 7m 左右的可靠细砂层上，很好地保证了基础承载力。

表 1

桩形式	混凝土	钢 筋	施工费用
灌注桩	1.22	2.50	1.10
预制桩	1.10	2.22	1.31
扩底桩	1.00	1.00	1.00

注：把扩底桩基础各项指标作为 1 单位

从经济指标上比较结果见表 1。

由以上比较不难看出，从施工、质量、施工周期和经济指标以及对原办公楼影响等方面，扩底桩具有绝对的优势。经研究决定采用扩底桩基础。

四、原办公楼条形基础对扩底桩基础承载力的影响

扩底桩中心距原办公楼条形基础中心线仅为 1.44m，而扩底桩直径达到 4.3m，扩底桩基础底在原办公楼条形基础下 5.1m 左右。原办公楼条形基础底附加应力扩散到扩底桩底的关系大致有三种情况，见图 4。A 型扩底桩底全部在条形基础扩散线内；B 型扩底桩在 T 字型条形基础下，大部分在条形基础扩散线内；C 型扩底桩在条形基地下大部分在扩散线内。考虑以上三种情况对扩底桩承载力影响计算，得出旧楼条形基础下附加应力使扩底桩承载力减少 30kPa。

五、扩 底 桩 基 础 设 计

扩底桩在横向由于原办公楼隔开无法设置拉梁，故在扩底桩的设计时既考虑承担柱下轴力、弯矩和剪力，又在构造上采取加强措施，以提高其抗弯矩、剪力的能力，在纵向采用条形基础拉梁，以使条形基础承受部分横向柱下弯矩。利用条形基础梁与地基摩擦力，抗横向柱下部分剪力，并用于加强基础的整体性，条形基础梁与原办公楼条采取可靠的连接，

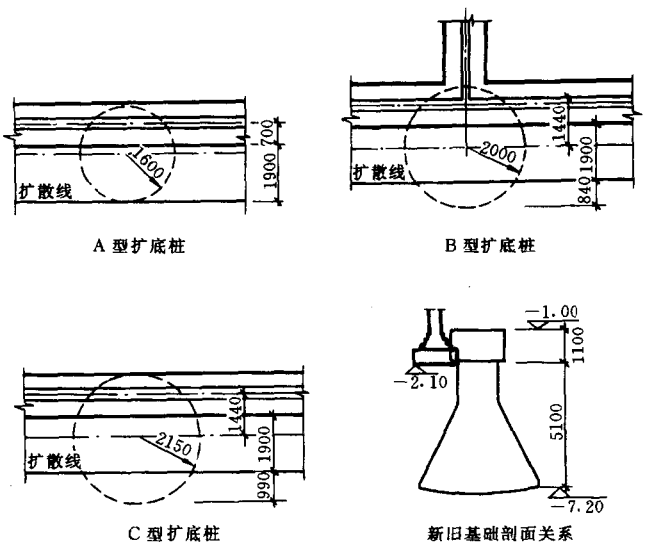


图 4

见图 5，在浇筑条形基础梁时，将砖放脚外杂土清理干净，并用水浇湿砖放脚部分后浇筑条形基础拉梁。

六、扩底桩基础施工

从图 4 中可以看出，扩底桩基础位于原办公楼基础下 5.1m 处，扩底桩进入原基础下，且扩底桩底大部分都在条形基础附加应力扩散范围内。由于原办公楼楼层及基础均未设圈梁，整个建筑整体性很差。为了确保原办公楼及施工人员的安全，采取如下措施施工，见图 6。

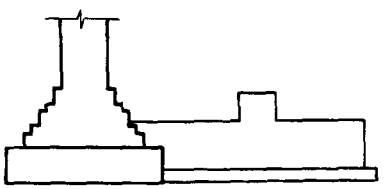


图 5

具体施工程序是：对 A～E 轴上扩底桩基础应间隔施工，每个扩底桩开控施工工序见图 7。

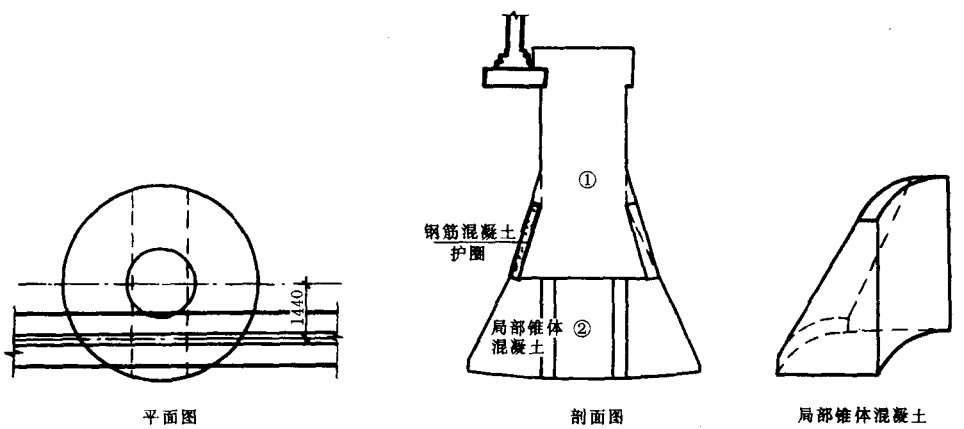


图 6

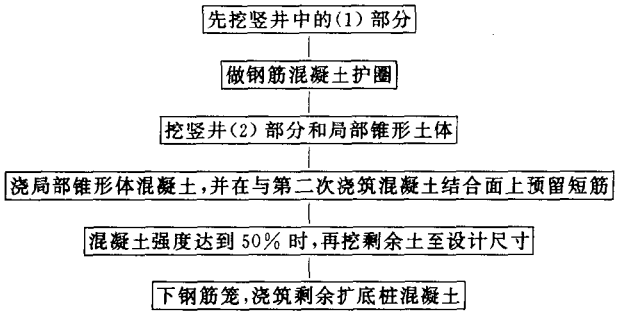


图 7

如果土质好，且原建筑基础和楼层有圈梁时，可根据情况对其施工工序进行简化。

七、结 束 语

本工程已投入使用，最终沉降量仅为 11mm，采用扩底桩，不但很好地满足基础承载力，而且经济、施工中无噪声、振动，可遍地开花，速度快，也不影响办公楼人员的正常办公。扩底桩基础是建筑套建增层中较为理想的基础形式。也给今后类似工程提供一些参考。由于水平有限，难免有不妥之处。

2.13 夯扩混凝土灌注短桩技术的研究与实践

杨书逑　盛立云
（大港油田集团有限责任公司勘察设计研究院，300280）

【提要】 本文系统地介绍了近年来在研究开发与实践夯扩短桩的施工机具设备、施工工艺、成桩机理分析、设计与计算和桩的适用范围，以及工程实例和经济效益等。实践证明该桩不仅施工简便，工期短，施工文明，也是一种比较理想的桩型。

一、绪　言

随着工程建设事业的蓬勃发展，不同类型的灌注桩在工业与民用建筑中得到了广泛应用，新的桩型和新的施工方法与机具不断涌现。为提高灌注桩的承载能力，人们往往采用扩大端部截面积的办法来解决，常用的方法有钻扩、爆扩及夯扩等几种。钻扩与爆扩等方法虽能获得较大的桩端截面积，但因在施工中较麻烦，对桩端土有扰动作用及易产生渣土沉淀厚度大等现象，桩端不能最充分的发挥承载能力，从而影响了这些方法的推广应用。

为使地基处理方法与桩基础有机地结合起来，开发经济、快速、方便的施工工艺，近几年来，我们在开发研究夯底扩端混凝土灌注短桩（夯扩短桩）技术上已取得了成功的实践。这在加固地基中形成持力层和夯扩挤成桩大头，达到既增加桩端截面积，又加固改善地基持力层密实度，从而使桩的承载力有较大的提高。同时，这种桩的施工工艺能保证桩身混凝土施工质量，避免产生缩径和断桩等缺点。该种桩型与国外已获专利的“福兰克桩”和“阿尔法桩”等虽同属端部夯扩型灌注桩，而该桩有它独特的施工工艺和加固持力层与止淤措施，故能获得较好的施工效果。近年来，夯扩短桩在渤海湾西岸滨海平原上和华北平原上的大港油田、沧州、保定、廊坊、华北油田等软土地区得到了推广应用。大量工程实践表明，该桩的施工技术可靠，单桩承载力较高，施工简便工期短，工程造价低，其技术经济效益显著，是一种较为理想的桩型。

通过大量工程的实践研究，我们认为该桩适合于同类条件下其它软土地区。1993 年我院实践研究了此施工技术，在油田地区开展了该桩的施工技术，并获得了成功。近三年来已完成 40 多项单体工程的夯扩短桩施工，并对一些技术问题进行了研究与探讨。本文拟对该桩型的施工技术在华北油田和大港油田的实践应用与研究做一个初步总结，以促进该技术的进一步开发、应用与提高。

二、夯扩短桩施工技术简述

1. 施工机械设备

成桩施工主要机具有：160kN 装吊车，作为动力设备；直径 0.4～0.5m，长 4～5m，35kN 的重锤，用于成孔和夯底扩端；护筒起成孔导向，防止缩孔止淤和保证浇灌混凝土质量；混凝土搅拌机和推车等。

2. 施工工艺

整平场地放线定桩位。人工挖孔深约 40cm 左右，将护筒及重锤放置已挖好的桩孔内。用锤夯击成孔后，提锤投料（建筑垃圾碎砖或碎石），一次投料数量在护筒内厚 40cm 左右，再脱钩锤击，反复多次直到最后锤击下沉量约 50mm，同时重锤有回弹现象，并达到设计桩底标高，完成了桩端持力层的加固制作。将护筒提起 30cm，再投放干硬性混凝土 0.2～0.4m³ 左右，以重锤反复几次夯击进行成桩扩端。扩端后将重锤及护筒一并拔出，把钢筋笼放入已成孔内，立即浇灌混凝土，由桩底起每灌注 1m 必须严格震捣一次，以保证浇灌混凝土质量。制作桩帽，桩帽直径约 1.0m，厚约 20cm。桩帽完成后，一棵单桩制作完成，如图 1。

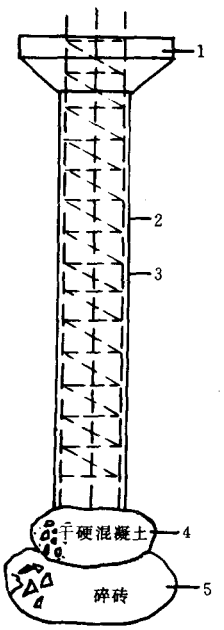


图 1　短桩结构
1—桩帽卡盘；2—桩身；3—钢筋笼；4—桩大头；5—承载盘

3. 夯扩短桩的机理分析

钢筋混凝土钻孔灌注桩的设计，受力上一般由两部分组成，一是桩底端的端承力；二是桩周的摩阻力。通过改进施工工艺，夯扩桩端和改造加固桩基持力层来提高单桩承载能力，这是夯底扩端灌注短桩的基本思路。

为满足设计要求，使桩有足够的端承力，设计上根据场地工程地质条件，选择承载力较高的持力层，这是设计人员比较注重的环节。但由于较高承载力的持力层埋深往往较深，因此，在许多情况下，造成灌注桩的长度较长，增加了施工难度和工程造价，也不容易保证质量。另外由于钻孔灌注桩桩底沉渣虚土较厚，且不易处理，因此，桩端承载力受到影响，较难满足设计要求。往往采用加大桩径或桩长来增加桩周摩阻力，这样灌注桩的工程造价往往是不经济的。

为了缩小桩径，减少桩长，且不减小桩的承载能力，这只有加大桩端横截面积和加固桩端持力层来提高单桩的竖向承载能力。夯底扩端灌注短桩的成桩工艺基本上解决了这个问题。

4. 夯底填料加固桩端持力层的因由

由于成孔设备重锤和护筒的高度限止，只能作 3～6m 长的短桩。那么在浅层范围内找到的相对持力层，一般是沉积时间短，固结作用差，多为稍至中密状态的粉土，粉细砂层或可塑状态的粘性土层，不经过夯填挤密加固，提高强度，很难满足桩端的承载要求。用重锤夯击孔底桩端持力层，使填料向夯击方向压实及侧向挤密，从而对其周围的土体产生加固作用，形成一个自内向外的加固挤密持力层。实践证明它能提高桩端持力层的承载能力和增加桩基的稳定性。

5. 夯扩短桩的设计与计算

（1）夯扩桩头直径与夯扩参数设计

夯扩短桩的单桩承载力主要取决于夯扩桩大头直径的大小，而夯扩头直径取决于干硬性混凝土夯扩投料，投料量一般为 0.2～0.4m³，根据设计所需要单桩承载力大小，一般可分三次投入，用重锤夯击到护筒底。根据实践经验，一次夯扩后扩大头直径可达 60cm 左右，二次夯扩可达 70～80cm，三次夯扩可达 90～100cm，其单桩容许承载力可达 300～500kN。从理论上讲，设法增大桩端直径是能提高单桩承载能力的，但实践中桩端的扩大是有一定

限制的。

(2) 单桩承载力估算

该技术处于初步研究探索阶段，其设计计算理论尚不成熟，故以静载荷压桩试验为主，配合以理论公式试算。

夯扩短桩的单桩容许承载力可按一般灌注桩计算公式进行估算，所不同的是桩端面积应按扩大端直径来计算，因桩短，而桩周土侧壁摩阻力和桩帽的承载力作为安全储备，其公式如下：

$$P_a = \frac{1}{k}(r^2\pi \cdot R_j \cdot \beta) \tag{1}$$

式中 P_a——单桩容许承载力 (kN)；

k——安全系数；

r——扩大桩端半径 (m)；

R_j——桩端持力层极限端承力 (kPa)；

β——夯实系数 (一般情况下 $\beta \geqslant 1.0$)。

(3) 夯扩短桩设计

短桩的桩长设计是按桩端进入所选定的持力层中不小于 $2d$ 及要求单桩承载力等因素综合考虑；桩尖下持力层厚度不小于 $4d$ (d 为桩身外径)。桩点平面设计要求相邻桩的最小中心距不小于 $3\sim4d$。桩的布置原则是根据建构筑物的荷重和单桩承载力大小而确定，对条形基础可采用单排桩也可采用双排桩或梅花桩。桩的混凝土强度等级为 C20。

三、夯扩短桩在大港油田的适用性

1. 短桩的适用范围

夯扩短桩是一种以桩端扩大头支承力为主的桩型，由于是采用重锤夯入式成桩的，同时对桩端持力层进行改良加固，故对桩周和桩底地基有挤密压实作用，桩的上端还有桩帽。可以认为夯扩短桩是以单桩为主，同时存在复合地基作用的一种地基处理方法。

这种桩是一种短桩，就目前设备能力，施工的最大桩长 5～6m。因此，该桩目前的适用范围是：建筑规模为 5～10 层的民用建筑和中小型工业建筑；地基条件为地表下 3～5m 浅层范围内分布有一定厚度的相对较好的持力层；持力层可为稍～中密的粉细砂或粉土层，也可为可～硬塑状态的粘性土，其中以砂性土层效果最好，持力层厚度要求大于 2m。当持力层下部存在有相对软弱下卧层时，应进行强度验算。

2. 短桩在大港油田地区的适用性

大港油田地区地处天津渤海湾西岸滨海平原上，在历史上是秦汉时期以前的黄河入海口，大部地区所分布的地层为第四系全新统冲淤积与滨海相互层沉积，在浅层范围内地层为：表层普遍分布有一层软粘性土或素填土，厚约 2.5m 左右；其下为一定厚度的软至流塑状态的粘性土，厚约 2.0m 左右；约在地表下 4～5m 埋深以下分布一层为稍至中密的粉细砂或粉土层，厚约 1.5～5.0m。这种地层条件在油田大部分地区有分布。

在大港油田滨海平原地区这种地基土层条件，尤其是浅层分布有一定厚度，承载力很低的人工填土和软弱粘性土层。对具有一定荷重的多层民用建筑和中小型工业厂房设施的地基设计与施工带来困难。而采用夯扩短桩则是较理想的基础形式，可将浅层的粉细砂层

或粉土层作为短桩的持力层。对于与大港油田地区条件相似，在浅层范围内具有二元结构的其它地区也适用这种桩型。可以预料，夯扩短桩具有很大的技术开发前景。

四、工 程 实 例

开发夯扩短桩施工技术三年来，完成了40多项工程的施工任务，其建筑规模多为多层民用建设和中型工业厂房，桩端持力层多为粉砂粉土层和可塑状态粘性土与粉土互层等。现举几个典型工程实例，就有关情况介绍如下：

1. 大港油田物资公司办公楼工程

该工程为一栋砖混结构建筑，楼长45m，宽11.8m，高15m。原设计为ϕ400，l=21m的钻孔灌注桩133棵。后建设单位和设计人员经过充分考察比较，而改用夯扩短桩，设计单桩容许承载力为250kN。

场地地层条件：表层为厚约1.3m的素填土层，松软而均匀性较差；其下为厚约2.9m软至流塑状态的粉质粘土层；在埋深约4.2～4.5m以下，为厚约5.5m稍至中密的粉土层，静力触探比贯入阻力P_s=1398kPa、[R]=100kPa，为相对的夯扩短桩的持力层。

本工程布桩225根，桩径426mm，桩长4.6m，桩位平面布置按条形地梁考虑，相邻桩的中心距≥1.3m，采用三次夯扩成桩，全桩长配置钢筋笼。

按设计要求本工程进行3棵桩的静载荷试验，采用堆载加荷进行试验，极限荷载均达到了680～760kN，Q-s曲线图详见图2。该曲线规则平滑，故取单桩容许承载力为380kN是可行的。该建筑物竣工后的最大沉降量为30mm，最小沉降量为19mm，符合规范要求。

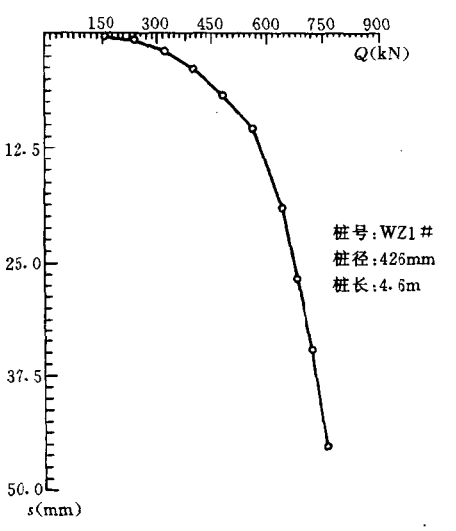


图2 压桩试验Q-s曲线

按单桩承载力计算公式(1)估算单桩承载力容许值P_a=343kN。同压桩试验值基本相一致。

该工程短扩桩造价26万余元。若采用钻孔灌注桩基需投资53万余元，节省投资27万余元。其经济效益显著。

2. 华北油田勘探三公司锅炉房改造工程

改造工程为60m高的砖烟囱地基处理，烟囱总重量5750kN，考虑风荷和地震荷载，原国标图基础埋深－5.1m，基础直径12.5m，由于烟囱位于锅炉房主体与风机房之间，而两者相距仅17m，依现场情况造成无法按国标图施工。后修改为基础底埋深－3.1m，基础直径8.2m，原拟定基础底布挤密碎石桩173根，桩长10.5m，基础及碎石桩费用10.1万元。由于造价高，施工难度大，后甲方委托我院岩土公司进行设计修改。我们根据现场情况大胆地采用了夯扩短桩技术，布设12根短桩，桩长4.5m，桩径426mm，经过认真设计，精心施工，终于圆满完成了任务，工程造价仅3.1万元，节省投资7万元，缩短了工期，避免了大开挖，给甲方解决了一个大难题。

五、小结与体会

1. 夯底扩端混凝土灌注短桩，在成桩过程中，因加固地基形成挤密持力层和夯扩成桩大头，达到了既增加桩端截面积，又加固改善了地基持力层的密实度，从而使桩的承载能力有较大的提高。

2. 这种桩的独特施工工艺和加固持力层与扩端桩大头，成功的解决了孔底止淤的关键质量问题，从而保证桩身混凝土施工质量，避免产生缩径和断桩等缺点，减少了桩的沉降量。

3. 对设计要求的适应性好，可根据地基土层的分布条件与性质来选择桩长和夯底扩端参数（包括加固地基的投料量、夯扩桩端混凝土投料量和加固夯扩次数），以满足设计所需要的承载力。

4. 夯扩短桩不仅施工简便，工期短，施工中不存在泥浆排污处理问题，而且没有较大的噪声与振动，对周围环境影响较小，施工文明，速度快。

5. 由于上述特点，使该短桩的工程造价与其它类型桩相比较低，其经济效益显著。

6. 夯扩短桩经过三年来的研究与实践，证明它是一种优良的桩型，但它有其使用的前提条件，在选用时要扬长避短。此外，它还要在使用中不断发展，完善和提高。

参 考 文 献

1.《建筑地基基础设计规范》GBJ7—89. 北京：中国建筑工业出版社，1989

2.《桩基工程手册》编辑委员会．桩基工程手册．北京：中国建筑工业出版社，1995

2.14 强夯处理后采用灌注桩的工程实录

刘景言　高广运　王文东
（机械工业部第四设计研究院，471039）

【提要】 本文通过对比强夯前后湿陷性黄土灌注桩载荷试验结果，分析了强夯处理后灌注桩承载性状及侧摩阻力提高原因，为洛阳地区处理深厚新近堆积黄土及古墓回填土提供了工程经验。

一、概　述

国营七四四厂是“八·五”期间国家重点脱险搬迁工程，也是电子工业部和河南省的重点工程，由豫西山区搬出。新厂址位于洛阳市西南郊，南与电子部158厂一墙相隔，北邻丽春路，东邻浅井南部，沿丽春路向东与市区主要干道南昌路相接，交通十分便利。该工程生产厂区部分，南北长460m，东西宽300m，占地面积约为13.8万m^2。

工程勘察表明，拟建厂区广泛分布新近堆积黄土，均匀性差，厚度变化大，具湿陷性。场区横跨两个地貌单元，自然地面高差变化大，另外场区内有大量古墓开挖，因此场区挖方和填方工程量较大。由新黄土和回填土组成的地基均匀性差，湿陷性强，无法满足天然地基承载力和变形的要求，需进行地基处理[1]。

在对各种地基处理方案进行分析比较后，最终采用强夯法对生产厂区进行处理。除荷重相对较大的高架仓库采用强夯处理后的灌注桩基础方案外，其他建（构）筑物均采用处理后的浅基础方案。本文主要介绍高架仓库处地基处理和采用桩基的情况。

二、地基处理前后土体性质

1. 地层结构

生产厂区地貌单元属洛河Ⅱ级阶地后缘与秦岭余脉（丘陵）的交界处。原始地形高差悬殊，最大高差达5.5m。

鉴于场区地面高差较大，现场勘察前进行了挖填整平，勘察揭示的场区地层自上而下分别为：

① 黄土状粉质粘土：黄褐色，湿，稍密，可塑状态为主。可见砖屑、灰末。为坡、冲积成因为主的新近堆积黄土，具较强湿陷性。厚度为4m左右。

（1-1）（古墓区）回填土：洛阳为九朝古都，地下古墓较多，厂区探明需挖掘的大小古墓达800多座，其中个别墓穴埋藏深度达9.5m。回填土质量均匀性较差，大部分地段仍具有湿陷性。

②黄土状粉质粘土：棕褐至浅褐色，稍湿至湿，含有姜石及铁锰质，结构强度较高，厚度在3.0m左右。

③黄土状粉质粘土：黄褐～棕褐色，湿，稍密～中密，可塑～硬塑状态，含有铁锰质及贝壳，厚约3.0m。

④黄土状粉质粘土：黄棕褐色，硬塑，可见针状孔隙，厚度在2.5m左右。

⑤～⑥黄土状粉质粘土：棕褐色，湿，可塑至硬塑，含有姜石及铁锰质，厚约5.5m。

⑦黄土状粉质粘土及粉土：黄褐～棕褐色，湿，可～硬塑，含有铁锰质及姜石。底部一般可见少量粉土，下伏为广泛分布的卵石层。

各分层土的主要特征指标见表1。

强夯前后各层土主要特征指标 **表1**

分层	w (%)		γ (kN/m³)		e		S_r (%)		w_L (%)		I_P (%)		E_s (MPa)		f_k (kB)	
	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后	夯前	夯后
①	19.8	19.2	17.6	19.4	0.912	0.650	64	78	32.4	32.1	11.4	11.6	10.0	12.5	120	230
(1-1)	16.3	15.6	17.3	18.6	0.902	0.677	57	63	31.3	29.6	10.8	10.2	9.5	13.0		210
②	20.2	19.4	18.0	18.7	0.802	0.672	68	71	34.1	34.0	12	11.8	11.0	11.9	200	220
③	22.6		17.6		0.876		69		30.7		10.5		10.6		180	
④	24.8		18.0		0.909		76		31.6		11		16.1		160	
⑤	19.8		19.5		0.681		80		33.4		11.9		13.5		220	
⑥	23.2		18.1		0.878		75		31.3		10.8		16.0		180	
⑦	31.6		19.2		1.083		78		36.0		13.2		16.0		160	

注：③～⑦层均为天然状态值。

2. 强夯处理后地层土性变化

由于厂区上部分布有厚度变化较大的新黄土和回填土，均匀性差，湿陷性强，因此，采用了强夯对地基进行处理。

强夯采用三遍法施工，一、二遍采用1600kN·m的夯击能，第三遍采用1000kN·m的夯击能。夯后经检验地层主要指标见表1。

从表1可看出：上部新黄土、回填土及②层黄土状粉质粘土经强夯处理后性质均得到明显的改善，土的干重度、压缩模量明显提高，压缩性明显降低，湿陷性均已消除，地基土的强度均提高至200kPa以上。对于一般的厂房采用浅基础均可满足强度和变形的要求。对于多层高架仓库，由于上部荷重较大，且对于不均匀沉降要求较高，承载力达230kPa的情况下仍不能满足要求，故在强夯处理后采用了灌注桩基础。

三、强夯后灌注桩试验结果

高架仓库采用强夯处理后的人工洛阳铲成孔灌注桩基础，全面施工前完成了两根桩的静载荷试验，桩基施工后对工程桩进行了全面的质量检测。

试桩以⑤层黄土状粉质粘土为持力层，采用人工洛阳铲成孔，桩设计直径为0.4m，桩长为12m，桩底虚土均采用钢锤进行夯实。

强夯处理后经检验场区土的湿陷性已全部消除，因此试桩只做天然状态的试验，未做浸水饱和后的试验。

桩的试验采用慢速维持荷载法。用经标定的千斤顶施加桩顶荷载，用4只百分表测量

桩顶沉降。反力由反力架两端的锚桩提供。所有试验均按有关规范规定进行[2],[3]，其中的一根加荷载出现第二拐点并继续加载至破坏，另一根未进行破坏性试验。

两根桩试桩概况详见表 2。

强夯后土中试桩概况　　表 2

桩号	试验条件	桩径 (m)	桩长 (m)	终止加荷情况		
				荷载	沉降	状况
1 号	夯后自然状态	0.415	12.0	2000kN	52.61mm	破坏
2 号	夯后自然状态	0.415	12.0	1500kN	3.06mm	未破坏

注：1#桩加荷等级为 200kN，做破坏性试验。2#桩加荷等级为 100kN，终止荷载为出现第一拐点。两根桩均在强夯处理后的土中进行。

两根桩试验曲线详见图 1。

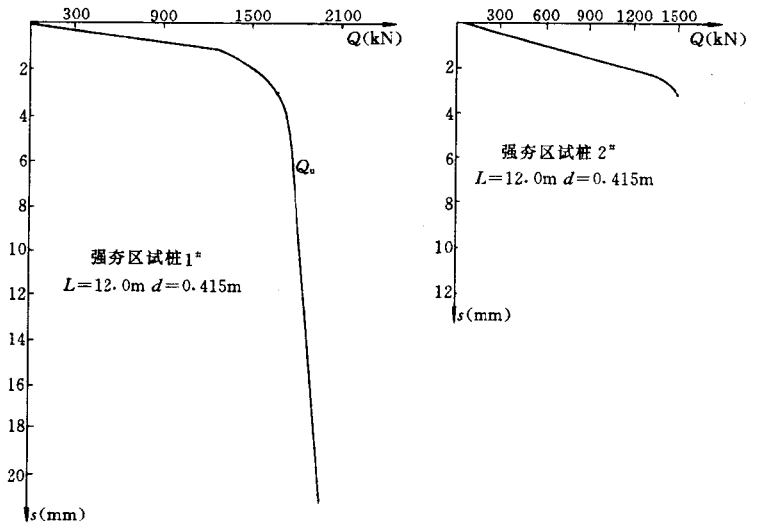


图 1　强夯区试桩 1#、2#Q-s 曲线

四、与天然土体中灌注桩试验结果比较

七四四厂搬迁厂区与生活区同时进行，两区隔浅井南路相望，所处地貌单元相同，生活区住宅楼多采用天然状态土中的灌注桩基础，同时对生活区的灌注桩基也进行了两组天然状态及浸水状态的静载荷试验，因地层结构一致，故生活区与厂区桩基试验结果有可比性。

1. 相邻生活区地层结构及桩试验结果

生活区处地层结构如下：

①黄土状粉土及粉质粘土：为新近堆积黄土，含有砖屑碎末，具湿陷性，厚约 4.2m。

②～③层为黄土状粉质粘土：黄褐～浅褐色，可塑为主，含有小姜石，厚约 3.8m。

④层为黄土状粉质粘土：棕褐色，硬塑，含有姜石及铁锰质，厚约 2.0m。

⑤～⑥层为黄土状粉质粘土：黄褐～棕褐色，硬塑为主，含有姜石，厚约 4.5m。

各层土主要物理力学性指标见表 3。

生活区各分层土的主要特征指标 **表 3**

分 层	w (%)	γ (kN/m³)	e	S_r (%)	I_P (%)	E_S (MPa)	f_k (kPa)
①	19.8	17.7	0.908	64	11.4	10.0	120
②	20.2	18.1	0.865	68	12.0	11.5	210
③	22.6	17.9	0.896	69	10.5	10.6	180
④	24.8	18.0	0.909	76	11.0	12.0	170
⑤	19.8	19.4	0.681	80	11.9	13.5	220
⑥	23.2	18.2	0.878	75	10.8	16.0	180

生活区天然状态及浸水状态灌注桩静载试验结果见图 2。

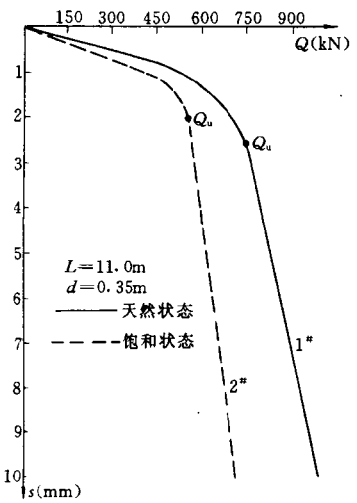


图 2 生活区 1 号、2 号试桩 Q-s 曲线

从试验结果可看出：浸水前后灌注桩试验的 Q-s 曲线线型并未改变，但浸水以后桩的承载力有所降低。由于桩径较小，长径比 L/d 较大，两种试桩极限状态时端阻力所占份额均较小，一般小于 10%为摩擦型桩。浸水饱和后的灌注桩承载力约为浸水前天然状态的 70%，浸水后承载力的折减系数基本上与桩长范围内天然土的饱和度 S_r 一致[4]。

2. 天然土及夯后土灌注桩性状比较

(1) 达极限荷载时桩位移量的变化

从生活区天然土中桩的试验结果可看出，桩达极限荷载时的桩土相对位移量较小，天然状态时的极限位移量约 2.5mm，小于一般土中桩的位移量（约 4～10mm），浸水饱和后桩的极限位移量更小仅约 2.0mm。这主要是由于湿陷性黄土的固有性质所决定的，豫西地区不同地貌单元的试桩资料及室内黄土三轴固结不排水剪切试验结果也证实了此点[4]。而强夯处理后的灌注桩达极限荷载时的位移量却相对较大约 5.5mm，与一般土的桩极限位移量相接近。从而可看出豫西湿陷性黄土经强夯处理后，湿陷性消除的同时也消除了湿陷性黄土的某些固有性质。这主要是因为强夯处理后，上部（5～6m）具湿陷性的新黄土原有结构被完全破坏，颗粒间重新排列组合，结构强度增加，且强夯影响深度之下为棕褐色的老黄土，强度较高，不具湿陷性，在整个试桩长度范围内，地层均为呈硬塑～坚硬状态的粘性土，因此试桩 Q-s 曲线表现出一般粘性土的特征。

(2) 天然土与夯后土中灌注桩摩阻力比较

1) 强夯前后湿陷性变化对摩阻力的影响

七四四厂区与生活区均为Ⅰ～Ⅱ级非自重湿陷性黄土地基，按现行湿陷性黄土地区建

筑规范的规定，桩侧摩阻力均应取饱和状态的值，对于生活区天然状态土中的桩，其桩承载力极限值，应取浸水饱和状态的试桩值。而厂区高架仓库处经强夯处理后，地基土湿陷性已全部消除，土层已丧失了湿陷性黄土的固有性质。另一方面强夯处理后经检验，土层的渗透系数已大大的降低，渗透系数已从 10^{-4}cm/s 的数量级降至 10^{-5}cm/s 数量级，强夯影响范围内的土层已起到了良好的隔水作用，地基浸水基本上无法渗入，因此高架仓库处桩的侧摩阻力可不考虑浸水饱和状态。

2）强夯前后土中桩侧摩阻力的变化

由图 1、图 2 可看出：加载至破坏的桩，其 Q-s 曲线均为陡降型，第二拐点明显，取其为极限荷载 Q_u。根据 S-lg$Q$ 曲线陡降直线段向上延伸与横坐标的交点，可划分极限侧阻力 Q_{su}和极限端阻力 Q_{pu}[4]，其值见表 4。

各试桩承载力概况　　表 4

区　域		桩　号	极限承载力 Q_u（kN）	极限侧阻力 Q_{su}（kN）	极限端阻力 Q_{pu}（kN）
强夯区		1 号	1700	1595	105
生活区	天然状态	1 号	800	745	55
	浸水饱和	2 号	585	540	45

从表 4 可看出：三种试桩的平均侧摩阻力值分别为 102kPa、61.5kPa、44.5kPa。强夯后土中桩的平均侧摩阻力值较天然状态土及饱和状态的土分别提高了 65％和 126％。

强夯处理影响深度为 5～6m，主要是上部的新近堆积黄土，根据豫西地区新近堆积黄土的工程经验[4]，天然状态及饱和状态新黄土的极限侧摩阻力值分别为 50kPa 和 38kPa，强夯处理后桩侧极限摩阻力较上述两种状态值分别提高 204％和 268％。因此强夯处理后桩侧极限摩阻力尤其是上部新黄土侧摩阻力提高幅度较大，经济效益显著。

（3）强夯处理后桩极限侧阻力提高原因分析

经强夯处理后，地基土尤其是上部新近堆积黄土和古墓回填土，在高强能量冲击下，土层原有结构被破坏，土中水分及空气被排水，土颗粒间连接脆弱的胶结构被打碎，土中颗粒间重新排列组合，大孔隙及骨架颗粒松散堆积形成的孔隙被消除，颗粒间内聚力增加从而使抗剪强度提高，同时也消除了湿陷性，因此桩侧极限摩阻力得以大幅度的提高。

此外强夯处理后，在影响深度内土层形成了呈坚硬状态的薄饼层状，人工洛阳铲成孔时，成桩较困难，同时在桩周形成了凸凹不平状，使其桩周壁粗糙度增加，桩周土呈现一定的压剪型破坏，使得只有桩土间产生相对较大的位移时才能达到桩侧阻的极限，因此也就提高了桩侧阻力。

五、结　论

1. 豫西地区尤其是洛阳地区，对于一般多层建筑物，人工洛阳铲成孔的灌注桩基础应用比较广泛。由于洛阳为九朝古都，大部分工程场地分布有古墓古穴，开挖回填土质量较差。再者还广泛分布有较厚（达 6.0m 左右）的新近堆积黄土，这些地层湿陷性较强，遇水反应较敏感，饱和状态时的桩侧极限阻力较低，对于荷重稍大的建筑物采用的灌注桩较长，

费用较高不经济。采用强夯处理后的灌注桩基础是处理这种地层的一个较好的方法。

2. 国营七四四厂高架仓库荷重相对较大，强夯处理后采用灌注桩基础，通过桩静载荷试验结果可看出，强夯处理后桩周土丧失了原有黄土的固有特征，灌注桩表现为一般粘性土的受力性状。桩极限侧摩阻力平均值较自然土饱和状态提高约120%。使桩的承载力大大的提高，缩短了桩长，经济效益显著。

3. 七四四厂高架仓库，采用强夯处理后的灌注桩基础，桩承载力设计值取950kN，建成并使用两年后，经观测平均沉降量仅约3mm，上部结构未出现裂缝等现象，效果良好。

参 考 文 献

1. 刘景言、高广运等．国营七四四厂工程湿陷性黄土地基处理．全国重大工程地基处理工程实录．北京：中国建筑工业出版社．1998
2. 灌注桩基础设计与施工规程．北京：中国建筑工业出版社，1980
3. 中华人民共和国国家标准．建筑地基基础设计规范．北京：中国建筑工业出版社，1989
4. 高广运、王文东等．黄土中灌注桩竖向承载力试验分析．岩土工程学报（待发表）。

2.15 人工挖孔桩施工监理总结

陈志华　骆柏坚
（深圳市房地产开发经营公司，518028）

【提要】 本文针对人工挖孔桩施工中，提出了若干监理要点并总结了对有关问题的处理办法。

一、前　言

人工挖孔灌注桩是指桩孔采用人工挖掘方法，进行成孔，然后安放钢筋笼，灌注混凝土成为支承上部结构的桩基。随着我国高层建筑的发展，结合我国的国情，人工挖孔桩近十多年来得到较广泛的采用，特别在施工现场狭窄的市区修建高层建筑时，更显出其特殊的优越性。

二、人工挖孔桩优缺点及适用范围

1. 人工挖孔桩的优点

（1）即使在狭窄的地方或已有建筑物的附近，也能用简单的设备施工。

（2）无噪声、无振动。

（3）施工速度快，可按施工进度要求决定同时进行几根桩的施工。

（4）土层情况明确，边挖掘边可用肉眼验证地质情况。

（5）孔底虚土能清除干净，施工质量可靠。

（6）桩径和桩深可随承载力的情况而变化。

（7）桩端可以人工扩大，可获得较大的承载力。

（8）由于不需用钻孔机械，故工程造价低。

2. 人工挖孔桩的缺点

（1）因地层或地下水的原因，有以下情况时，则挖掘困难或难以进行，例如当地下水的涌水量多，且采用抽水不可能时，在地下水位有松砂层时；有连续的超软土层时；氧气缺泛或有毒气发生的地层时。

（2）混凝土用量多。

（3）容易发生人身伤亡事故。

3. 适用范围

人工挖孔桩宜在地下水位以上施工，适用于人工填土、粘性土、粉土、砂土、碎石土和风化岩石，以及黄土、膨胀土和冻土地区；不宜用于软土、流砂土层及地下水较丰富和水压大的地区。

三、人工挖孔桩监理要点

1. 施工事前监理控制

（1）检查建筑场所和邻近的高压电缆、通讯线路和其他地下管线；

（2）研究工程地质报告、桩位平面布置图、桩基结构施工图；

（3）审核承建单位的主要技术人员的资质；

（4）审核承建人的施工组织设计或施工技术方案；

（5）检查水泥、砂石、钢材的质量和混凝土配合比的试配，搅拌机械的供应能力、以及有无备用插式振动泵；

（6）检查备用电源的供电能力；

（7）审核周边沉降观测点布置。

2. 施工事中监理控制

（1）复查测量放线、桩位及标高控制；

（2）浇灌护壁过程中，抽查原材料的质量，检查水灰比、搅拌时间，随机取样制做试块，检查护壁钢筋隐蔽；

（3）组织勘察单位、质检单位、设计单位、施工方、确认岩层，以及入岩深度；

（4）检查扩大头的高度、宽度及孔桩垂直度偏差；

（5）组织设计院、质检站、甲方、施工方，确认超声波检测数量和桩号；

（6）检查验收钢筋笼绑扎质量和超声波预埋管安装质量；

（7）检查孔底残渣清理是否干净，下达桩芯混凝土浇注令；

（8）经常检查桩芯混凝土浇注中的水灰比、控制搅拌时间、抽样做试块，以及振捣密实情况；

（9）经常检查周边沉降观测记录；

（10）浇筑桩芯混凝土过程中，监理人员分组跟班旁站，及时处理好施工中出现的问题。

3. 施工事后控制

（1）桩芯混凝土浇灌完毕须做蓄水养护；

（2）超声波测试工作必须在混凝土浇灌完毕一星期后进行；

（3）组织勘察单位、设计院、质检站、甲方、超声波检测方、施工方，研究决定抽芯桩号。在规定数量内原则考虑以下因素选择桩号：

①受力比较关键的桩；

②随意抽取；

③施工过程有特殊情况的（包括地下水较丰富的，第一根浇灌的桩；灌注混凝土有停顿的桩）；

（4）检查桩芯混凝土外观和桩芯与持力层交接情况，与质检站、勘察单位等选定桩芯试压块；

（5）组织有关单位进行挖孔桩验收。

四、挖孔桩施工中有关问题的处理

1. 施工安全问题

①检查施工队有否落实毒气检测和保持井下送风；

②经常检查用电安全，包括低压照明用电、三相五线制；

③经常检查限位开关、爆押开关、如有损坏必须及时更换；

④经常检查督促工人使用安全帽、安全带、禁穿拖鞋进现场；

⑤不定期组织甲方、施工单位进行现场施工安全检查，消除安全隐患。

2．降水问题

挖孔桩施工中的降水，可根据地质情况采取周边井点降水和井下辅助降水，定期检查沉降观测结果，如降水引起周边建筑物沉降，必须采取相应措施（如回灌等）。

3．处理流砂流泥

流砂流泥可在地质报告里发现，一般地表水以下的粉质土，容易产生流砂流泥。我们在监理深圳翠竹大厦、安通花园挖孔桩时，处理流砂流泥办法如下：

①护壁模板改为 50cm 或 30cm 高；

②用 ϕ16 或 ϕ18 竖向支撑，然后用稻草或麻袋填塞堵泥，起到堵泥砂，滤水的功能；

③护壁混凝土提高一级强度等级浇灌。

4．验岩及入岩问题

验岩及入岩是确认桩底岩石是否到设计岩层以及进入岩层的深度是否满足设计要求。有些工程中，地质情况复杂，桩底周边入岩位置不在同一水平处。比如我们在监理深圳安通花园挖孔桩过程中，发现 55# 井出现井底两边约 60cm 宽先进入中风化，而中间 40cm 宽处比两边深近 1m 才进入中风化。我们认为由地质勘察单位负责确认岩层和入岩深度较为恰当，这样可确保挖孔桩承载力满足设计要求；

5．桩芯混凝土浇灌需注意如下问题

①混凝土塌落度控制在 8～10cm 为宜；

②为防止产生施工缝，混凝土浇灌前需检查备用电源、备用振动泵等准备情况；

③混凝土必须分层振捣密实，一般 50～100cm 内振捣密实。

参 考 文 献

1．熊广忠主编．工程建设监理实用手册．北京：中国建筑工业出版社，1994

2．杨嗣信主编．高层建筑施工手册．北京：中国建筑工业出版社，1992

3．建筑桩基技术规范 JGJ94—94

2.16 孔内深层强夯在高耸构筑物冷却塔地基处理的应用

何炳生

（西北电力设计院，710032）

【提要】 本文介绍孔内深层强夯在西北地区的应用实例。

一、前　言

孔内深层强夯是在处理土层上先成孔，后用重锤在孔内边填料边进行夯击，使填料形成桩体并使孔四周的土层受到挤压，以达到改善地基土性能的一种新型复合地基处理方法。这种方法具有如下特点：

1. 应用范围广：可适用于杂填土、湿陷土、液化土、软弱土等各类特殊地基土的处理。

2. 填充用料广泛：可填充碎石、砂、土、灰土、建筑垃圾以及各类无机材料或它们的混合物。

3. 夯击动能大：夯击能量一般为 200～2000kN·m/m²，是一般强夯压强量的 5～8 倍。

4. 加固深度大：加固深度主要决定于成孔深度，目前采用长螺旋钻孔的深度可达 30m。

5. 与其他地基处理方法相比较，具有节约钢材水泥、降低工程造价的优势。

宝鸡第二发电厂冷却塔地基处理经过方案比选后采用孔内深层强夯的地基处理方案。

二、工 程 概 况

宝鸡第二发电厂位于陕西省凤翔县境内千河东岸的二级阶地上，建筑场地为Ⅰ～Ⅲ级自重湿陷性黄土场地，湿陷性黄土厚度的下限深度在地表下 20～25m，以下为密实的砂卵石层，地下水位埋深大于 26m。

其地层结构按自上而下的顺序叙述如下：

1. 耕土：褐黄色、很湿、可塑、土质不均，层厚 0.5～1.2m。

2. 黄土状粉质粘土或黄土状粉土：黄褐色、稍湿～湿、可塑，中密。层厚 4.1～9.4m，层中夹一至数层姜结石透镜体或薄层，单层厚度 10～30cm。

3. 黄土状粉质粘土（黑垆土），褐色～黑褐色，可塑～硬塑，具碎块结构和垂直节理，层厚 0.4～3.5m。

4. 黄土状粉质粘土；褐黄色、硬塑，见少量白色斑点，偶见蜗牛壳及硬土块，层厚 1.7～3.8m。

5. 黄土状粉质粘土：黄褐色，硬塑，具碎块结构和垂直节理，下部土质密实。层厚 2.0～8.0m。

6. 黄土状粉质粘土（古土壤）：褐色～棕褐色，硬塑，具碎块结构和垂直节理，层厚 0.6～3.5m。

7. 黄土状粉质粘土；棕褐色～棕黄色，硬塑，土质致密，层底多见姜结石薄层。层厚 0.3～3.2m。

其下为卵石层，各层土的物理力学性质见表 1、表 2。

冷却塔地段黄土层物理力学性质指标统计一览表

表 1

指标 \ 值别	2					3					4				
	试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值	试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值	试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值
天然含水量 w(%)	28	0.129	14.0～21.0	18.0	19.6	15	0.075	18.0～22.9	20.4	21.1	24	0.075	16.7～25.2	19.3	20.2
天然密度 ρ(g/cm^3)	28	0.030	1.60～1.80	1.71	1.69	15	0.043	1.66～1.87	1.77	1.73	26	0.050	1.53～1.73	1.61	1.57
天然干密度 ρ_d(g/cm^3)	28	0.027	1.33～1.51	1.45	1.44	15	0.042	1.33～1.53	1.47	1.45	26	0.042	1.23～1.45	1.34	1.32
饱和度 S_r(%)	28	0.131	42.0～69.0	57.0	60.0	15	0.118	54.7～81.2	65.8	69.5	26	0.157	42.3～67.0	52.8	59.3
天然孔隙比 e	28	0.061	0.800～0.960	0.870	0.890	15	0.093	0.768～1.031	0.847	0.869	26	0.083	0.863～1.146	1.022	1.061
液限 w_L(%)	28	0.045	24.0～28.7	27.0	27.0	15	0.054	24.9～29.9	28.1	28.1	26	0.037	27.0～30.5	28.6	28.6
塑限 w_P(%)	28	0.039	16.0～18.4	17.4	17.4	15	0.045	16.4～18.9	18	18.0	26	0.032	17.2～19.5	18.3	18.3
塑性指数 I_p	28	0.087	8.0～10.5	9.5	10.0	15	0.075	9.1～11.0	10.1	10.1	26	0.067	9.2～11.6	10.3	10.3
液性指数 I_L	28	1.012	0.00～0.50	0.15	0.28	15	0.832	0.02～0.70	0.26	0.33	26	1.042	0.02～0.63	0.16	0.24
垂直渗透系数 K_v(cm/s)	7	0.756	1.70×10^{-6}～9.10×10^{-5}	4.01×10^{-5}	1.00×10^{-5}					1.00×10^{-5}	6	1.093	5.00×10^{-6}～1.10×10^{-4}	3.87×10^{-5}	3.87×10^{-5}
内聚力 c(kPa) 直剪固快	8	0.415	23.0～74.0	48.8	23.0	6	0.352	16.0～56.0	39.0	35.1	9	0.274	23.0～53.0	35.4	26.3
内摩擦角 φ(°) 直剪固快	8	0.133	15.0～22.0	17.0	17.0	6	0.189	11.4～18.4	15.6	15.6	9	0.181	14.0～23.1	18.5	22.0
内聚力 c(kPa) 三轴 UU					3.9					7.4					37.0
内摩擦角 φ(°) 三轴 UU					22.5					22.5					19.0
压缩系数 a_{1-2}(MPa)$^{-1}$	28	0.762	0.10～0.90	0.40	0.60	15	0.337	0.15～0.36	0.22	0.25	26	0.445	0.09～0.34	0.21	0.26
压缩模量 E_{s1-2}(MPa)	28	0.612	2～13	7	4	14	0.268	5～13	9	8	26	0.433	7～22	12	8
自重湿陷系数 δ_{zs}	26	0.833	0.004～0.045	0.017		14	0.633	0.002～0.020	0.011		26	0.727	0.008～0.072	0.031	
湿陷系数 δ_s	27	0.570	0.021～0.091	0.042		15	0.618	0.003～0.065	0.027		26	0.482	0.016～0.098	0.046	
湿陷起始压力 P_{sh}(kPa)	25	0.44	14.0～197.0	86.0	70.0	14	0.648	127.0～400.0	213.0	170.0	26	0.679	61.0～236.0	165.0	121.0
前期固结压力 P_c(kPa)					103.00					161.00					205.00
比贯入阻力 P_s(MPa)	16	0.270	1.4～4.6	2.3	2.3	16	0.24	1.6～2.8	2.2	2.2	16	0.13	1.8～3.2	2.6	2.6
承载力标准值 f_k(kPa)					130					175					145
备注															

表 2

指标 \ 值别		4-1					5					6				
		试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值	试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值	试样数量	变异系数 δ	一般范围值	平均值	建议值
天然含水量 w(%)		16	0.052	20.5～25.7	24.3	24.8	40	0.094	18.2～27.0	22.0	23.5	22	0.145	16.5～25.7	21.6	23.5
天然密度 ρ(g/cm³)		17	0.025	1.63～1.73	1.68	1.65	40	0.031	1.65～1.85	1.75	1.71	22	0.038	1.75～1.95	1.85	1.81
天然干密度 ρ_d(g/cm³)		17	0.028	1.30～1.42	1.35	1.33	39	0.029	1.36～1.55	1.43	1.40	22	0.056	1.42～1.67	1.53	1.47
饱和度 S_r(%)		17	0.065	61.1～76.2	64.9	66.6	40	0.008	51.8～79.9	66.6	69.7	22	0.090	66.0～86.3	74.7	75.0
天然孔隙比 e		17	0.057	0.922～1.092	1.008	1.042	40	0.070	0.822～0.987	0.898	0.940	22	0.127	0.627～0.918	0.785	0.840
液限 w_L(%)		17	0.040	28.0～32.0	30.1	30.1	40	0.040	29.3～33.8	31.4	31.4	22	0.051	30.0～34.6	32.3	32.3
塑限 w_P(%)		17	0.043	17.8～20.4	19.1	19.1	40	0.037	18.6～21.4	19.9	19.9	22	0.042	18.2～21.5	20.1	20.1
塑性指数 I_p		17	0.039	10.2～11.8	11.0	11.2	40	0.065	10.3～13.2	11.5	12.0	22	0.085	10.6～14.0	12.2	12.8
液性指数 I_L		17	0.420	0.12～0.66	0.47	0.54	40	0.193	0.01～0.50	0.19	0.26	22	1.073	0.00～0.57	0.18	0.29
垂直渗透系数 K_v(cm/s)						9.00×10^{-5}	8	0.942	1.00×10^{-7}～1.50×10^{-4}	6.10×10^{-5}	9.50×10^{-5}					8.00×10^{-5}
内聚力 c(kPa)	直剪固快	8	0.373	24.0～69.0	38.0	31.5	13	0.250	27.0～68.0	51.0	37.5	6	0.298	29.0～75.0	55.0	44.0
内摩擦角 φ(°)		8	0.181	11.7～19.2	16.6	16.0	13	0.190	15.5～21.2	18.0	18.0	6	0.350	8.3～24.3	16.6	16.0
内聚力 c(kPa)	三轴 UU					39.0					43.0					45.0
内摩擦角 φ(°)						15.0					21.0					21.0
压缩系数 a_{1-2}(MPa)$^{-1}$		17	0.320	0.13～0.31	0.23	0.26	39	0.383	0.07～0.24	0.12	0.15	21	0.345	0.06～0.25	0.14	0.16
压缩模量 E_{s1-2}(MPa)		17	0.245	7～16	9	6	39	0.368	10～29	17	14	21	0.390	9～28	15	11
自重湿陷系数 δ_{zs}		17	0.675	0.006～0.030	0.017		40	0.713	0.002～0.041	0.018		20	0.810	0.001～0.023	0.010	
湿陷系数 δ_s		17	1.025	0.001～0.058	0.016		40	0.593	0.009～0.067	0.027		20	0.629	0.001～0.042	0.019	
湿陷起始压力 P_{sh}(kPa)		17	0.631	114.0～600.0	325.0	200.0	40	0.480	158.0～600.0	372.0	295.5	20	0.321	300.0～625.0	481.0	419.7
前期固结压力 P_c(kPa)						185.00					254.00					264.00
比贯入阻力 P_s(MPa)		16	0.120	1.2～2.8	1.7	1.7	16	0.097	2.1～4.7	3.3	3.3	16	0.22	2.4～9.5	6.0	6.0
承载力标准值 f_k(kPa)						144					184					197
备注																

宝鸡第二发电厂一期设计装机容量4台30万千瓦机组，配置4座淋水面积为5500m²的自然通风冷却塔，塔高123.2m，塔环基中心半径46.479m，基环宽度5.0m。冷却塔外形尺寸见图1。

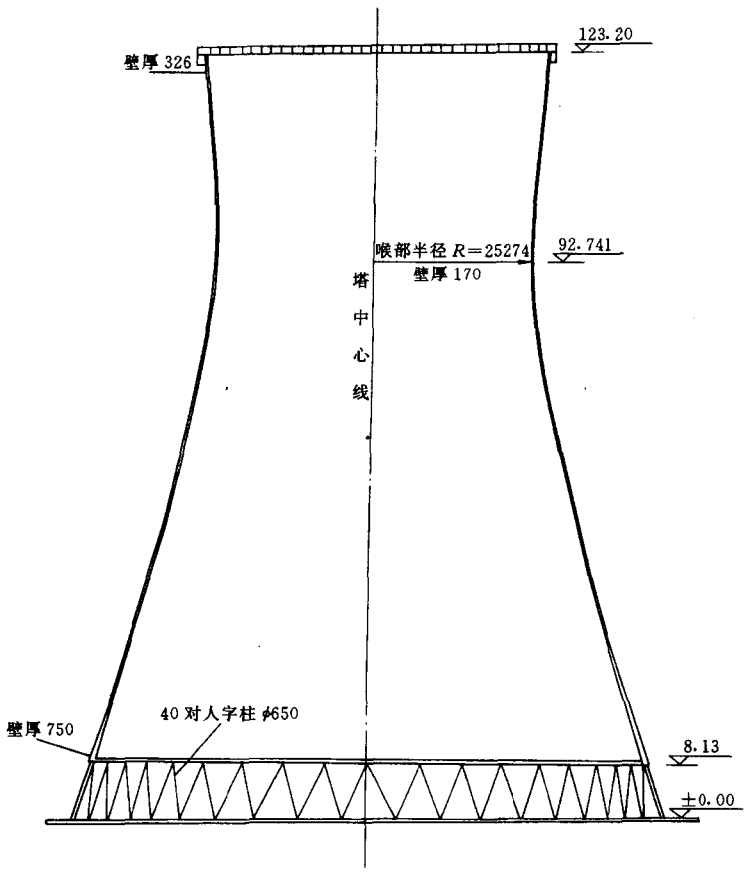


图1　冷却塔立面图

根据《湿陷性黄土地区建筑规范》，冷却塔属甲类建筑，地基处理应消除地基的全部湿陷量或穿透全部湿陷性土层。据此设计进行了方案比选，比选结果：灰土挤密桩复合地基造价534.65万元；孔内深层强夯灰土桩复合地基造价542.30万元；钢筋混凝土扩底灌注桩基造价826.94万元。灰土挤密桩和孔内深层强夯灰土桩两方案造价基本相同，但因灰土挤密桩桩长选用13m，灰土垫层7m。施工的质量和施工工期都不如孔内深层强夯灰土桩。故选用孔内深层强夯灰土桩复合地基方案。

三、复合地基试验

孔内深层强夯法用于深厚黄土地基是第一次，为确保安全，必须进行地基试验，以验证设计的可靠性。试验工作从1995年4月开始，历时140多天，试验桩数56根，分为四组方案：①桩距1.1m，素土填料。②桩距1.1m灰土填料。③桩距1.2m，素土填料。④桩距1.2m灰土填料。成孔采用长螺旋钻孔机，孔深24m。人工填料，边填料边用重锤夯击，夯击能量2000～8000kN·m/m²。

1. 试验目的

(1) 消除地基土的湿陷性。

(2) 确定设计采用的最佳桩距和桩体填料。

(3) 确定复合地基的承载力、变形模量。

(4) 确定复合地基的刚度系数及动力特性参数。

2. 试验结果

(1) 桩间土的湿陷系数均小于 0.015，说明桩间土的湿陷性已全部消除，地基成为非湿陷性地基，详见表 3。

湿 陷 系 数 表 **表 3**

分段深度	桩间土中				天然地基	
	方案①	②	③	④	勘测资料	试验数据
2～5 (m)	0.0010～0.0099	0.0035～0.0083	0.0015～0.0081	0.0013～0.0018	0.052	0.0287～0.0455
2～10 (m)	0.0004～0.0108	0.0016～0.0083	0.0001～0.0081	0.0013～0.0036	0.031～0.052	0.0169～0.0461
2～15 (m)	0.0004～0.0108	0.0002～0.0083	0.0001～0.0081	0.0008～0.0088	0.027～0.052	0.0015～0.0461
2～23 (m)	0.0004～0.0108	0.0002～0.0083	0.0002～0.0147	0.0008～0.0105	0.015～0.052	0.0015～0.0461

(2) 复合地基的承载力显著提高，通过土工试验、标准贯入试验、静载荷试验、共振法检测各种方法测得的承载力均大于天然地基的承载力 2 倍以上，详见表 4。

承 载 力 汇 总 表 **表 4**

f_k (kPa) 方法 / 方案	土工及标贯试验	静载荷试验	共振法检测	f_k (kPa) 方法 / 方案	土工及标贯试验	静载荷试验	共振法检测
1.1m 素土桩④	312	286	252	1.2m 灰土桩③	378	377	389
1.2m 素土桩①	313	321	312	天然地基	140	96	101
1.1m 灰土桩②	405	337	331				

(3) 桩间土的干密度和压实系数均有所提高。天然地基的干密度，按 5m、10m、15m、23m 不同深度段的平均值分别为 1.48g/cm^3、1.44g/cm^3、1.44g/cm^3、1.45g/cm^3。经桩体挤密后其桩间土的平均干密度，按 5m、10m、15m、23m 不同深度段分别为 1.74g/cm^3、1.71g/cm^3、1.67g/cm^3、1.65g/cm^3；压实系数分别达到 0.97、0.96、0.94、0.93。与天然地基比，干密度按不同深度段提高 17.6%、18.8%、16%、13.8%。显示桩体在夯实过程中对桩间土具有明显的挤压作用。

(4) 桩长及桩身质量检测，用动力法检测 8 根桩，桩长及桩身质量均符合要求。

(5) 用瑞利波速法测定的动力特性参数和地基水平阻力系数见表 5 和表 6。

土层平均波速、标贯值及 C_d、E_d、C **表 5**

测点	桩间土				复合地基				天然地基
	52	45	38	31	52	45	38	31	
平均波速 V_R (m/s)	236	197	240	234	245	218	291	259	182
平均标贯值 N (击)	17.2	11.5	17.8	16.8	19.3	13.6	31.9	22.5	7.9

续表

测点	桩间土				复合地基				天然地基
	52	45	38	31	52	45	38	31	
动剪变模量 C_d (MPa)	97.7	72.6	100.1	96.0	106.3	82.1	153.9	119.0	55.0
动弹性模量 E_d (MPa)	273.4	203.2	280.5	268.7	297.7	230.0	431.1	333.3	154.1
阻尼系数 C (MNS/m³)	2.40	2.07	2.43	2.38	2.50	2.19	3.01	2.65	1.79

地基水平阻力系数 τ **表 6**

测点号	桩			桩间土			压板面积 A (cm²)	垂直压力 P (N/cm²)	复合地基建议值 τ (N/cm³)
	T (N)	s (cm)	τ (N/cm³)	T (N)	s (cm)	τ (N/cm³)			
52	766	0.106	23.0	683	0.210	10.4	314	20	11.1
45	183	0.142	25.8	250	0.316	15.8	50	20	12.6
38	549	0.524	21.0	283	0.480	11.8	50	20	11.2
31	250	0.196	25.5	166	0.278	11.9	50	20	11.0
天然地基				199	0.542	7.3	50	20	4.9

四、设计与施工

根据复合地基试验结果，设计采用钻孔直径 400mm，成桩平均直径按 62.5cm 计算，桩间距采用 1.2m。孔内填料用 2∶8 灰土，夯锤重量 20kN，落距 1.2m～4.8m，夯击次数 4～5 击。布桩范围每边超出冷却塔环板基础外缘的宽度为 6m。处理面积 9496m²。布桩按正三角形布置，每座冷却塔桩数 7561 根，桩长 19～21m，见图 2。

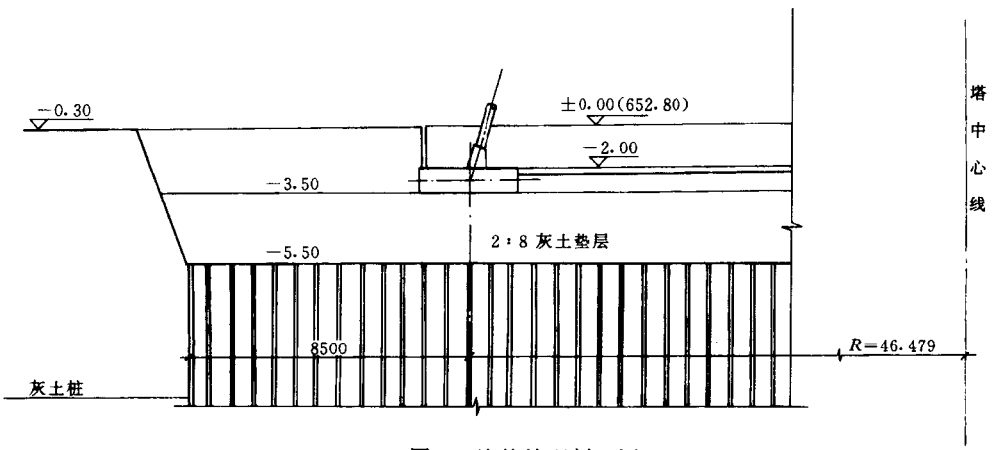


图 2 地基处理剖面图

施工按照设计布桩图和设计质量要求，采用隔行间孔的施工顺序，分四遍施打，集中

40 多台专用设备，分别用 128 天，118 天和 98 天的时间完成了 1#冷却塔、2#冷却塔和 3#冷却塔的施工任务。施工完成后进行了静荷载、标准贯入、轻便触探、剖桩、动力特性，瑞利波速等检测项目。检测结果，各项数据基本与试验数据相符，均满足设计要求。

五、前 景 展 望

孔内深层强夯是近年来发展起来新的地基处理方法，由于其夯击能量大，使桩体的刚度较大，故孔内深层强夯处理地基可以认为是属于半刚性桩的复合地基范畴。其复合地基的承载力一般受到天然地基承载力、桩体材料、置换率、施工方法等因素的影响。但影响最大的是桩土应力比 n。n 值主要决定于桩土刚度比。一般情况下桩土应力比越大，则复合地基承载力越高。即桩的刚度越大，则复合地基承载力就提高越多。但 n 值也不宜过高，在单桩承载力一定的情况下，n 值越高，则桩间土的承载力发挥程度越低，复合地基的承载力反而不高，故此 n 值的选用应使桩土能各自发挥自己的强度为宜，即桩承载力和桩间土的承载力能接近本身的承载力为宜。故此，要根据天然地基经挤密后的特性来选用合适的孔内填料。宝鸡第二发电厂冷却塔地基处理选用 2∶8 灰土为孔内填料。能达到消除湿陷性提高天然地基承载力 2 倍以上的效果。通过宝鸡第二发电厂冷却塔地基处理的成功经验，为在深厚湿陷性黄土的地基处理提供了新的出路；与其他方法相比具有造价低、速度快、效果好、应用广的特点，具有广阔的应用前景。

2.17 锤击沉管灌注桩工程事故的分析处理

阎春年
（济南市勘察测绘研究院，250013）

【提要】 本文分析了一例，锤击沉管灌注桩工程质量事故的原因，并且通过工程实例说明桩身完整性检测的重要性，同时提出了基桩上部普遍存在质量问题时的一处理方案，可供借鉴。

近年来，锤击沉管灌注桩因其施工速度快，单位体积桩费用低，承载力较高，桩的长、短可以及时调整等优点，在我国工程界越来越受到重视和被广泛应用。但是，该桩型也和其它灌注桩一样，存在一些不足和缺陷，诸如，桩身质量稳定性较差，易产生缩径、离析、蜂窝和断桩等。大家都知道，若基桩存在明显缺陷，就会给上部建筑物留下隐患。因此，设计、施工单位必须结合工程场地地层特征，严格按规范、成桩工艺设计与施工。之后，必须按规范规定，对工程桩进行完整性检测，否则，技术、设备和经验丰富的专业打桩公司，也会因各种因素影响而发生工程质量事故，鲁西某县办公综合楼的锤击沉管灌注桩质量事故就是一例。

一、工 程 概 况

鲁西某县办公综合楼为4层，局部5层，楼顶为高30m的通讯铁塔；楼长50m，宽15m。由某市设计院设计，基础选用锤击沉管灌注桩，设计桩长10m，桩径0.4m，总桩数197根；钢筋笼长10m，主筋6ϕ18，箍筋ϕ8，加劲箍筋ϕ12，设计混凝土等级为C20，单桩承载力要求420kN。桩顶标高为自然地坪。地层由上至下为杂、素填土，粉质粘土，粉土；桩端持力层为粉土；潜水面在桩端以下。由此可见，该工程场地具有好的地层地质条件。

基桩工程采用招标方式，选用技术、设备较强的专业施工公司。于1995年12月首先施工3组静载荷试桩，经静载荷试验满足设计要求，其后按原设计方案施工，工程基桩于1996年2月全部结束。

二、基 桩 试 验

1. 静载荷试验

该工程按照规范规定程序执行，首先进行了3组静载荷试验。静载荷试验采用慢速维持荷载法，油压千斤顶加荷，锚桩横梁反力装置，百分表观测试桩下沉量。经静载荷试验，3组试桩的荷载值和沉降量均满足设计要求，故工程桩均按原设计施工。

2. 低应变动测完整性检测试验

反射波法基桩完整性检测是在全部基桩竣工后，按20%抽检。首次抽检后，发现桩顶以下2m内存在蜂窝、空洞的基桩可达30%，显然这是工程所不允许的。其典型的实测曲线图详见图1、图2。在完整性检测时，对已进行了静载荷试验的3根桩也做了检测，检测结果发现其中一根桩在1.2m处存在蜂窝缺陷，其实测曲线图详见图3。

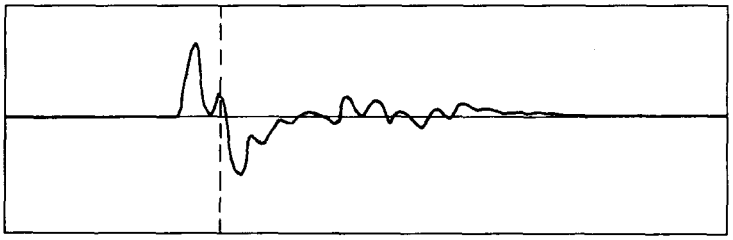


图 1　桩号：174，桩径：0.4m，桩长：10m
开挖验证：1.5m 处呈局部蜂窝状。

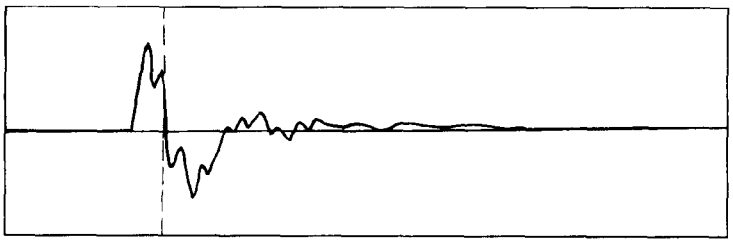


图 2　桩号：94，桩径：0.4m，桩长：10m
开挖验证：1.3m 处，桩身为 0.25m 蜂窝状。

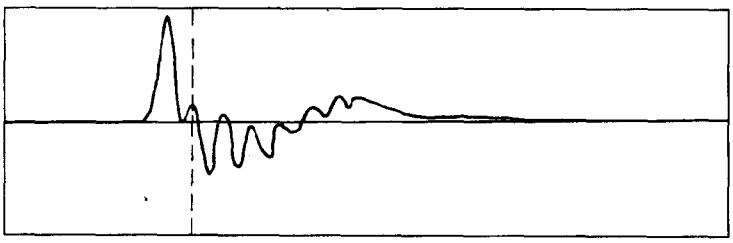


图 3　静载荷试桩，桩径：0.4m，桩长：10m
开挖验证：1.4m 处局部呈 10cm×10cm×10cm 空洞。

对检测分析推断的缺陷基桩进行了开挖，从开挖结果看，凡是开挖的基桩均在 2.0m 内存在一段或局部呈蜂窝状夹空洞缺陷，特征是仅有石子相互接触，石子间未被水泥砂子充填。其中一根静载荷试验合格的基桩在 1.4m 处外观局部呈蜂窝状，用手锤击打发现在桩身内有 10cm×10cm×10cm 的空洞。

根据检测及开挖情况，检测、设计和建设方决定，将全部基桩周土下挖 2m，将有缺陷的基桩截掉。为了解下部桩身质量，重新对全部基桩进行完整性检测。此次检测表明，桩顶以下除个别基桩在 1m 左右有缺陷外，其余基桩合格。

三、工程事故分析

根据试桩资料与开挖观察缺陷部位特征，造成本次工程质量事故的因素有以下几方面。

1. 基桩的混凝土级配不太合理，粗骨料偏大，且极不均匀，混凝土和易性差，是造成桩身一段或局部呈蜂窝状，空洞缺陷的主要因素。

2. 根据《建筑桩基技术规范》,当桩身直径为300～2000mm时,截面配筋率可取0.65%～0.2%的规定。而本工程的主筋为6φ18,其配筋率为1.2%,明显高于规定,致使主筋净距减小,其部分粗骨料大于钢筋间最净距的1/3,使得粗骨料通过困难,也是造成桩身缺陷的原因之一。

3. 混凝土搅拌不均匀,塌落度小,上部混凝土自重减轻又缺少压力及振捣,同样是锤击沉管灌注桩易产生浅部缺陷的原因。

4. 施工人员的责任心不强,在材料的选配,混凝土的搅拌及灌注中,缺乏力度管理。

四、处 理 措 施

为确保建筑物的安全,在截掉桩身缺陷后,对全部基桩进行了完整性检测,检测结果表明,该桩顶以下,桩身完整,无明显缺陷。依据上述结论,对该项基桩工程质量事故做了如下处理。

根据建筑物的安全度及当地建筑材料,采用了将桩周土全部开挖,在截掉的桩身部位支模,重新浇灌混凝土至设计标高,其开挖基坑全部回填中砂并夯实。工程于1996年底交付使用,未发现不良现象。

五、结 束 语

通过该项锤击沉管灌注桩工程事故的实例分析,可见在较好的场地地层条件下,施工单位也必须抓好以下几方面的工作:

1. 首先必须对场地地层、桩位图和桩身结构图进行认真分析,针对其特征和要求,选择相适宜的混凝土级配和施工方法。例如,本工程含筋高,若选择低一级别的粗骨料,其效果可能就好。

2. 锤击沉管灌注桩必须严格按规范规程中的有关规定精心施工;在混凝土的搅拌时间和塌落度的控制方面往往忽视,应引起施工单位的高度重视,采用有力的管理手段。

3. 基桩竣工后的完整性检测,必须加以重视,否则,就如本工程的静载荷试桩虽满足设计要求,而在其桩身上部存在明显缺陷,一旦长期承受建筑物荷载,会给建筑物留下不安全因素。

4. 在基桩上部普遍存在缺陷时,本工程所采用的处理方法,可供参考。

2.18 东港市沉管灌注桩事故原因分析

林立岩　李瑞林
（辽宁省建筑设计研究院，110005）

【提要】 本文通过现场调研，具体分析了二个工程的事故原因。

东港市地处黄海与鸭绿江交汇处，地层为滨海沉积层，地表下有 20m 左右的软弱土层，一般为淤泥质粉质粘土，呈软塑-流塑状态，孔隙比 $e>1.0$，地表以下约 20m 处才出现粉砂-粗砂层，33m 以下才进入岩层。东港自撤县建市以来，建筑业有所发展，建筑高度由过去的 3～5 层发展到开始修建 10 层左右的高层建筑，地基处理亦开始采用桩基。

东港市的打桩条件非常好，只要将桩打至地下 24m 左右达到砂层，即可获得很高的承载能力，这正是其它沿海软土城市所没有的得天独厚条件。加上当地环保部门对打桩时的噪音扰民问题没有限制，于是打入式沉管灌注桩应运而生，在当地的建设主管部门极力推荐下成了当地人工地基的首选施工方法。不料，自 1995 年以来，这种以二段接管施工工艺为代表的沉管灌注桩却接连发生重大工程质量事故。其中比较典型的有中国银行东港市分行综合楼和中国工商银行东港市营业大楼（以下分别简称为中行大楼和工行大楼），前者局部高 10 层，框剪结构，为东港最高建筑，后者主楼高 11 层，是框剪结构，与前者相距不足 200m，事故发生后，笔者到现场进行了调查研究，现具体分析这二个工程的事故原因。

一、中行大楼的桩基事故分析

中行大楼主体框架完工后（约占总荷载 50%～60%），柱下桩基即开始下沉，经实测观察，从 1 月 12 日至 3 月 20 日共 69 天实测下沉量达 20.5mm，平均每天下沉 0.29mm，各个柱的下沉量和下沉速度都接近一样，整个高层部分，呈匀速均匀下沉状态，这实际上是在进行实际荷载试桩呈现出桩端刺入破坏的特征，且所有的桩都同时进入破坏状态，到 6 月 28 日高层部分整体下沉 239.5mm，由于各个桩下沉值都差不多，故主体框架本身仍保持完整状态未发现裂缝现象，而主体框架与裙房之间的连系梁，由于裙房下沉的少，两者的沉降差远远超过允许沉降差 2‰的要求，则普遍产生较大裂缝，有的梁的剪切裂缝接近贯通。

中行大楼的地质情况如图 1 所示，地表以下 19.60m 以上为软塑-流塑状态的淤泥质粉质粘土，该层土除表层稍硬外，愈往下愈软，在地表下 10m 至 19m 之间是最软弱的流塑层。

沉管灌注桩的桩径为 377mm，端部支承于粉细砂层上，设计单桩承载力标准值为 490kN，其中端阻为 180kN，摩阻力为 310kN。

中行大楼施工时采取二段接管工艺，下段桩管长 15m，上段桩管长 9m，施工步骤如图 2 示，具体过程依次为：

（1）将下段桩管（$L=15$m）打入；

（2）将上段桩管（$L=9$m）连接并打入，上段露出地面 1m；

（3）在下段桩内浇灌混凝土浆；浆面距下段管顶（连接处）1m；

（4）提升桩管并卸去上段桩管，这时下段桩管露出地面 0.4～0.5m，沉入地表以下 14.5

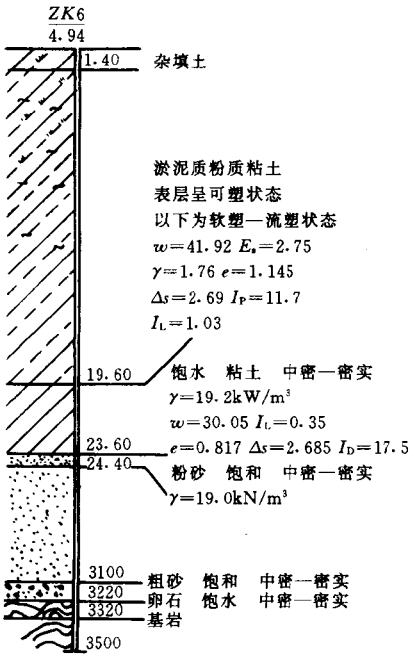


图 1　中行大楼地质剖面

～14.6m；

(5)插入钢筋笼，笼长 7.5m(原设计为 10.05m，施工时减为 7.5m，包括锚固长 0.4m)，此外上端还须留出承台高度 1m，则桩管内净剩混凝土高度为 5.5～6.0m；

(6) 灌注上段混凝土浆至桩台底标高；

(7) 将桩管全部提升出地面完成成桩作业。

由该工艺过程可知，从步骤 (4) 开始，至步骤 (5)结束这个期间是引发桩身混凝土缩颈和断桩(水土挤入混凝土身)的最危险时间。这时桩管的下端处于距地面以下 14.5～14.6m 处，周围正是流塑状的淤泥质粉质粘土，桩管内的流态混凝土高度为 5.5～6m，由于桩管内外的混凝土和淤泥土均处于流塑状态，故可用流塑力学的方法来判断桩管下端的内外压力差 (图 3)。

p_1 为桩端 1 断面上桩管外水土的压强，可采取水土分算或合算的方法计算，如用分算法：

$$p_1 = \gamma_{水} \cdot h_{水} + \gamma'_{土} \cdot h'_{土} + \gamma''_{土} \cdot h''_{土} \quad (1)$$

本工程水头最小值 $h_{水}$ 为 13m，则地下水位产生

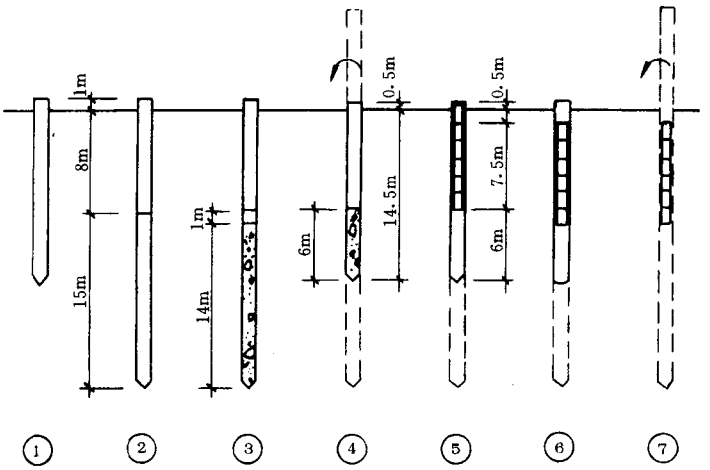


图 2　中行大楼施工工艺过程示意图

的水压强度为 130kN/m²。

土层分地下水位以上及以下两部分，今取枯水位以上厚度 $h'_{土}=1.5$m，容量 $\gamma'_{土}=17.6$kN/m³，水下厚度 $h''_{土}=13$m，水中土的浮重 $\gamma''_{土}=7.8$kN/m³，代入 (1) 式得。

$$p_1 = 10 \times 13 + 17.6 \times 1.5 + 7.8 \times 13$$
$$= 130 + 26.4 + 101.4 = 257.8\text{kN/m}^2$$

p_2 为 1-1 断面上桩管内的混凝土压强，应区分三种情况：

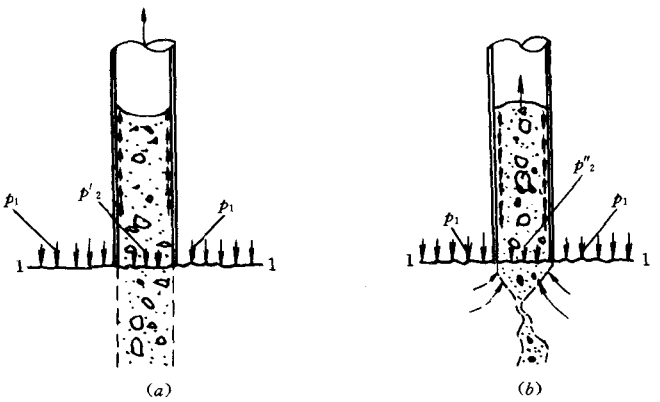


图 3

(1) 桩管及管内混凝土浆均处于静止状态时，仅由混凝土浆柱体的自重压力产生：

$$p_2 = \gamma_{混凝土} \cdot h_{混凝土} \tag{2}$$

式中 $\gamma_{混凝土}$ 为混凝土浆容重，取 24kN/m³；$h_{混凝土}$ 为桩内混凝土柱体高度，本工程在步骤 (4) 完成时 $h_{混凝土}=6$m，则 $p_2=6\times24=144$kN/m²；

(2) 桩管处于上拔状态，1-1 断面处的混凝土压强应减去桩壁的摩阻力（图 3 (*a*)）。

$$p_2 = \gamma_{混凝土} \cdot h_{混凝土} - \frac{\pi D h_{混凝土} \cdot f_s}{\frac{\pi D^2}{4}} = \gamma_{混凝土} \cdot h_{混凝土} - \frac{4h_{混凝土} \cdot f_s}{D} \tag{3}$$

式中 D 为桩管内径，本工程取 0.377m，f_s 为平均单位摩阻力，“建筑施工手册”中规定混凝土与钢壁间的摩阻力为 1.5～3.0kN/m²，今取小值 1.5kN/m²，代入 (3) 得 $p'_2=144-95=49$kN/m²；

(3) 桩管处于静止状态而桩内混凝土由于桩端流土涌入处于上顶状态，1-1 断面处的混凝土压强应增加桩壁摩阻力（图 3 (*b*)）；

$$p''_2 = \gamma_{混凝土} \cdot h_{混凝土} + \frac{4h_{混凝土} \cdot f_s}{D} \tag{4}$$

将本工程数据代入得 $p''_2=144+95=239$kN/m²。

本工程 1-1 断面处，外部水土压强 p_1 均大于 p_2、p'_2 和 p''_2，特别是 $p_1>p''_2$，将发生外部水土涌入桩内切断混凝土浆的现象。当步骤 (4) 完成（桩拔至－14.5m）时，施工停留的时间较长（要卸除上段桩管并安装钢筋笼等均需耗时），给流土的蠕变塑流创造时间，使流土不断挤进桩身。事实上，在桩拔至－14.5m 之前，由于上拔作用使桩内混凝土的压强减小，p_2 远小于 p_1，早已发生断桩，说明该桩的断桩区不是一个点，而是一个区段，约在－14.5～16m 之间。其下是缩颈段。

一般判断是否缩颈的断桩，还和土的流塑性、拔管的速度、混凝土浆的稠度等因素有关。施工时若按规范要求严格限制拔管速度的前提下，一般当 $p_1=1.3p_2$ 时开始出现缩颈现象，对于流塑状土，当 $p_1>1.5p_2$ 时，对于软塑状土当 $p_1>1.8p_2$ 时由缩颈发展成断桩，本工程在人土－16m 处，$p_1=10\times14.5+26.4+7.8\times14.5=284.5$kN/m²，$p_2=24\times7.5=180$kN/m，$p_1=1.58p_2$，大于 1.5，故开始断桩。

本工程由于所有的桩都按同一方法施工，加上地质条件一致，所以几乎所有桩都在同

一位置发生断桩现象。所有桩都仍能保持相同的承载力（由上段 14.5m 摩阻力构成）和破坏特征（在相同的荷载下保持相同的沉降速度和沉陷量）。

当实际桩长为 14.5m 时，这时几乎没有端阻，极限摩阻力 236kN，主体结构建成时的实际单桩荷载已达 294kN，已超过桩的极限摩阻，故已进入极限破坏状态（刺入破坏），造成沉降不止。由于主体框架下的所有桩都在同一位置断掉，所以仍能保持整体均匀下沉。这时桩端下软土中的梨形塑性区（抗剪强度＝0 区）不断扩大，当某一柱下各桩下的塑性区扩大并连成一起后，会产生整个柱下群桩的刺入破坏，该柱将发生急剧沉降，引起不均匀沉降以致整个框架的倒塌破坏。

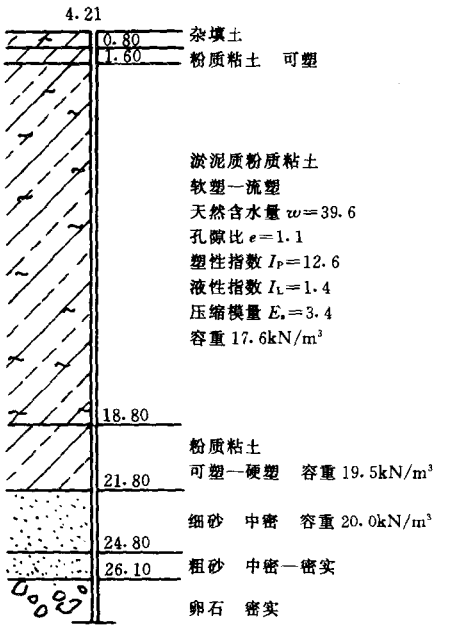


图 4

混凝土灌注时的充盈系数数值，是判断是否缩颈和断桩的重要依据，本工程桩的充盈系数仅 0.9，达不到施工规范规定的 1.2 的数值，也足以说明缩颈和断桩现象的存在。几乎每根桩的实际充盈系数都是 0.9，也说明每个桩的破坏状况是几乎一样的。

二、工行大楼的桩基事故分析

工行大楼距中行大楼约 200m 左右，地质剖面见图 4，和中行大楼很相似，整个东港市的地质情况都较相似。工行大楼主楼 11 层，配楼 4 层，配楼高 15m，采取框架结构，柱下作群桩基础，桩径 377mm，仍然采用打入式沉管灌注桩，桩长 25m，桩端打入粗砂层，设计单桩承载力标准值为 600kN，其中端阻 250kN，摩阻 350kN，这次换了一个施工单位施工，但仍然采取二次接管的施工工艺。只是将上段桩管的长度由 9m 增加为 15m，以求增加桩长。

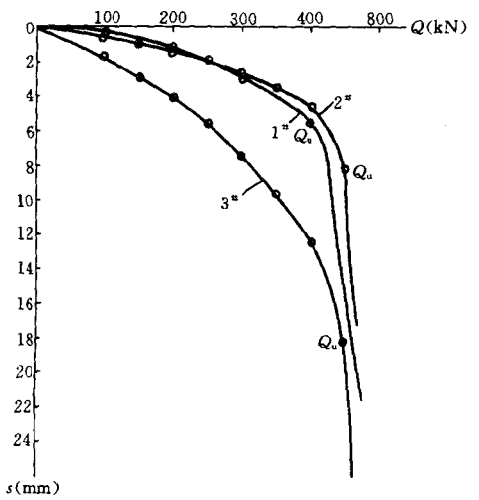


图 5

工行大楼的施工晚于中行大楼，因此“吸取”了中行大楼的经验教训，当地认为中行大楼桩基事故主要是桩端持力层不可靠，端阻力不够，没有认识到二次接管工艺引起的断桩现象。所以这次桩长增加后使桩端穿过了厚的细砂层，打入更加可靠的粗砂层，施工单位也更加认真地打桩，并事先做了三根桩的静载试验。可是事与愿违，静载试验表明，这三根桩都不合格，其承载力分别为只有计算值的 37.5%左右，试桩曲线如图 5 所示，其极限状态是典型的摩擦桩刺入破坏形态，根据该曲线确定的单桩承载

力为 223kN，只相当于 $L=15$m 桩的极限摩阻力，端承力哪里去了？试桩报告认为：三根试桩都是断桩所致。既然试桩不合格，整个工程桩也都报废了。

工行大楼桩基施工工艺过程如图 6 所示和中行大楼一样，由于下段桩管长度都是 15m，接管位置也在－14.5m 处，周围的土质也是呈流塑状的淤泥质粉质粘土，因此，根据流塑力学的压力平衡理论，断桩的位置亦在－14.5～16m 区段。三根试桩的极限承载力接近，正好说明三根桩断桩后的实际桩长（摩阻力）是接近的。而极限承载力值也正好等于极限摩阻力值，说明这三个试桩都没有端阻力，的确是断桩了。

工行大楼的试桩，也可以认为就是中行大楼的试桩（移位 200m）。中行大楼的整体急剧下沉，也可以认为是工行大楼主体框架建成后的沉陷预演。这二个大楼的桩基，在当地具有典型的代表性。

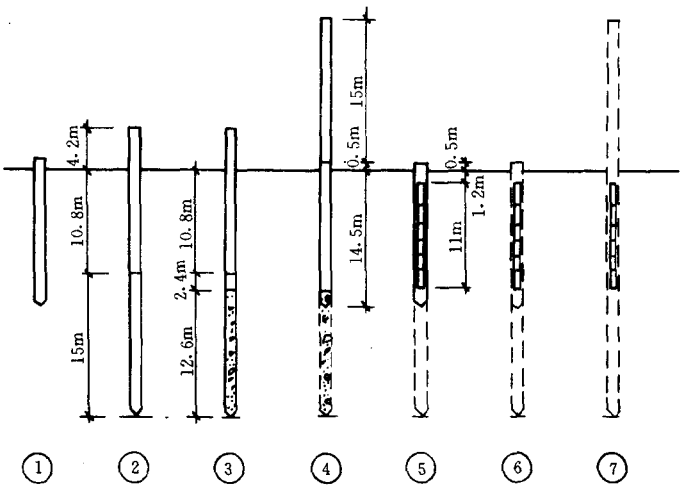


图 6

三、结　论

中行大楼和工行大楼的打桩工程都是采取二段接管工艺施工的。这二段接管法，必然造成混凝土灌入脱节，在上段桩管卸除之前后，下段桩管中的混凝土高度不够，不足以抵消四周流塑状土的流变压力，致使水土涌入混凝土，挤断混凝土桩并涌入桩管，造成断桩现象。所以在东港市应及早废止二次接管沉桩工艺，改用长桩架，单管沉灌，加长钢筋笼（按规范要求钢筋笼长应超过软土层），并严格监测控制混凝土的灌入情况（充盈系数）采取必要的反插、复打等措施，沉管灌注桩在东港市仍然是有生命力的。

2.19 某工程夯扩桩质量事故分析

陈祥洲
（宜昌市建筑工程质量检测站，443000）

【摘要】 本文通过对夯扩桩的施工工艺、基桩动力检测基本原理的介绍，分析讨论某工程夯扩桩质量事故的原因，并谈谈对类似情况处理的看法。

一、概　况

该工程为某房地产公司开发的安居工程，工程总建筑面积近6000m²，住宅楼设计七层，砖混结构，基础采用夯扩桩，桩径φ377mm，有效桩长7～9m（视持力层深度而变化），设计混凝土强度等级C20，单桩设计承载力500kN，设计总桩数293根。

该工程为堰塘近期回填区，其地质情况如下：

①杂填土：厚度0.40～5.90m，灰黄-灰色，主要为粘性土、砂卵石和少量砖块、砂浆等构成，结构松散。

②粉质粘土：厚度0～3.85m，灰褐、灰色，砂感明显，含大量黑、褐色铁锰质、少量有机质和5%砾卵石。在垂直方向上有上硬下软的特点，呈可塑-软塑状态。

③基岩：岩性为白垩系下统五龙组泥质粉砂岩。灰红、砖红色，夹薄层泥质条带，碎屑结构，厚层构造，在控制范围内划分为三个风化带。

a. 强风化带：厚度0.2～2.6m，埋深0.4～9.10m，似土状，普遍具塑性。

b. 中风化带：控制厚度0～1.9m，埋深2.6～9.8m，原岩结构清晰。

c. 微风化带：最大控制厚度3.3m，埋深3.9～10m，岩质新鲜，岩体完整。

工程基桩施工完毕后，由煤炭部门某检测单位进行了基桩检测。共检测72根桩，其中58根为低应变基桩砼质量和完整性检测，14根为高应变承载力检测。检测结果如表1。综合评定结论为："Ⅲ类桩，主要表现在桩身上部约3～3.5m左右不同程度存在缩径和离析等缺陷，单桩承载力达不到设计要求"。由于三类桩较多，按设计和工程质量监督部门意见，采用补桩的办法对工程桩进行处理，增加费用十多万元，耽误工期近10个月。

表1

分　类	低应变	高应变	占检测总数（%）	评　价
Ⅰ	14	3	23.6	桩身完整，混凝土质量较好
Ⅱ	27	1	38.9	桩身基本完整或混凝土一般
Ⅲ	17	10	37.5	桩身存在缺陷

二、夯扩桩施工情况

该工程基桩设计为夯扩桩，设计桩端持力层为砂岩，桩身上部为钢筋混凝土结构，配置钢筋为6φ12，下部为素混凝土。夯扩桩的成桩过程是：(1) 在桩位处按要求放置干混凝

土；（2）将内外管套叠对准桩位；（3）通过柴油锤将双管打入地基中至设计持力层深度；（4）拔出内夯管；（5）向外管内灌入高度为 H 的混凝土；（6）内管放入外管内压在混凝土面上，并将外管拔出一定高度 h；（7）通过柴油锤与内夯管夯打外管内混凝土；（8）继续夯打管下混凝土直至外管底端深度略小于设计桩底深度（其差值为 C），重复（4）～（8）步骤进行二次夯扩；（9）拔出内夯管；（10）在外管内灌入桩身所需的混凝土，并在上部放入钢筋龙；（11）将内夯管压在外管内混凝土面上，边压边缓慢起拔外管；（12）将内外管同时拔出地面，则成桩过程完毕。

三、基桩检测方法

该工程的基桩质量检测，检测单位使用的是低应变应力波反射法和高应变凯斯法。现把其基本原理介绍如下；

1. 反射波法

在桩顶施加一脉冲激励力，桩顶将产生振动。不同的激振力量级和激振脉冲力的频谱成分将产生三种主要振动模式：①桩身内及桩周土层的质点振动；②当桩可视为一维杆件时的纵向多阶共振；③桩土体系共振。振动以应力波的形式在桩身中传播。由应力波理论知，桩身横截面积的变化、混凝土的质量缺陷（如离析、夹砂、裂纹等）、桩底介质的变化等都会使波阻抗发生变化。在波阻抗变化处将产生波的反射与透射。同时还会产生折射，波动由桩身折射扩散到桩周土层，即产生能量的折射损失。反射波与入射波均被置于桩顶的传感器接收，由桩基动测仪采样并转换为数字量，然后送入计算机进行处理分析，显示并打印出波形曲线及有关数据。根据直达波、缺陷反射波、桩底反射波的相位、振幅、频率三个判据进行缺陷类型的分析，再借助成桩工艺、施工记录、岩土工程资料等综合分析判断，分析可能出现那些缺陷和缺陷部位。由 $E=\rho C^2$ 得知，波速也是反应混凝土质量好坏的一个参数。大量实验表明，波速越大，混凝土抗压强度越高，质量越好；反之则较差。

2. 高应变法

高应变动力试桩，是用很高的锤击力施加于桩顶，使土体中产生强烈的非弹性变形，桩-土之间发生相对移动。应力波沿着桩身传播时，桩可看作一根弹性杆件。伴随着应力波的传播，同时产生了力的传播和速度传播，杆件的每个截面都将产生轴向运动（位移、速度、加速度）和轴向力（应力、应变）的作用。在检测截面（一般桩顶下 1～2 倍桩径）安装力传感器和加速度计，测得桩身该截面的力 F（t）和运动速度 V（t）。在 F-V 图上表现为桩身阻抗和土阻力随时间的变化。桩身阻抗的变化表现为：阻抗减小将产生上行的拉力波，到达检测截面时引起力值的减小和速度值的增大；阻抗增大将产生上行的压力波，到达检测截面时引起力值的增大和速度值的减小。土阻力的变化表现为：设在桩身下深度为 x 处某截面受一土阻力的作用，对处于该截面以上的桩段，将产生一个上行的压力波；而处在该截面以下的桩段，将产生一个下行的拉力波。基桩的极限承载力，可以用凯斯法（Case）、波形拟合分析法等计算分析得出。

四、工程基桩质量事故分析

本工程的工程质量事故，施工过程中没能严格按照有关施工程序进行，造成基桩局部混凝土质量较差、存在桩身缺陷是一个原因，而检测方法的局限性也是不容忽视的一个因

素。

1. 施工质量存在着问题

我们发现很多超长钢筋外露较长，有的外露钢筋由于内夯管的挤压还发生了弯曲变形，这是夯扩桩施工工艺所不允许的。夯扩桩施工时钢筋龙的埋设一般应使其顶端稍低于超灌混凝土面。以使内夯管下压过程中将混凝土压密实，拔管时应将内夯管连同桩锤压在超灌的混凝土面上，随外管缓慢均匀地上拔，内夯管徐徐下压，直至同步终止于施工要求的桩顶标高。钢筋外露，内夯管只能压在超长的钢筋上，桩身的塑态混凝土顶面与内夯管之间将形成一段空隙，拔管时夯管就可能由于摩擦而带动混凝土上移。一旦拔管速度过快，再加上没能很好地振捣，桩身就会出现离析、缩径甚至断桩。

2. 应力波反射法只是定性地反映桩身阻抗的变化

当桩身阻抗发生变化时，将产生应力波的反射。而阻抗的变化是多方面的，产生信号反射的原因也很多。所以，从一条曲线分析桩身情况，必须综合考虑桩身结构、材质、施工工艺和桩周土层的地质情况，才能正确判定基桩质量和完整性。本工程基桩桩身结构为：上段是钢筋混凝土结构，钢筋龙长度为 4.0m 左右；下段为素混凝土结构；这样在上下段之间将产生一个由高阻抗到低阻抗的变化界面。应力波到达该界面时即会产生一个同相位的信号反射。对于正常施工的桩也可能误判为缺陷。

3. 桩身结构和施工工艺特性的综合影响

前面已经比较详细地介绍了该工程桩的施工工艺。施工是先浇灌下面的素混凝土桩段再安装钢筋龙浇灌上面的桩段，这就会造成上下段在施工中的不连续。我们知道，组成混凝土的成分是粗骨料、砂、水泥，它们加水混合后，形成塑态混凝土。在基桩浇灌时，就会出现各组成成分、粗细骨料甚至水泥浆自身的上下分离现象——即离析（这种现象，在 $15\times15\times15cm^3$ 的混凝土试块中也会出现，因此在进行试块的抗压强度试验时，避免竖向加压而压其侧面以得到强度均值）。对两根三类桩开挖验证，在素混凝土与钢筋混凝土的交接处，卵石含量较少，甚至无卵石，只是水泥砂浆或水泥浆，混凝土质量较差。因此，在素混凝土段的顶面（即上下段之间的交接处）混凝土质量将会相对稍差。

4. 高应变使桩身损坏

我们对进行过高应变的两根试桩进行了低应变完整性检测，检测结果（图 1）为断桩，而开挖验证桩身并看不出施工造成的断桩现象，只是素混凝土与钢筋混凝土的交接处，卵石含量较少，甚至无卵石，只有水泥砂浆或水泥浆，混凝土质量稍差。因此，断桩波形很有可能是高应变测试时使桩损坏。高应变使桩身损坏的原因有以下几种：

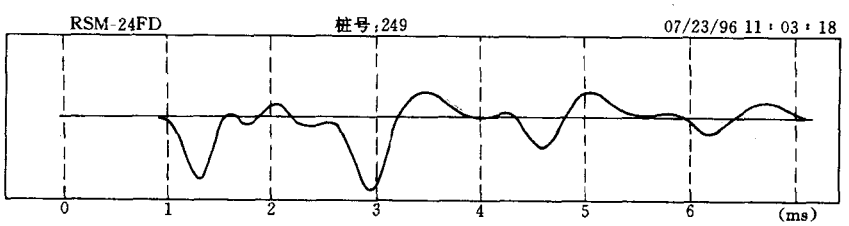


图 1　实测波形

（1）拉应力使桩拉裂

工程桩设计单桩竖向极限承载力 1000kN，高应变动力试桩采用设计极限承载力 1%的

重锤，即锤重 10kN。为了充分激发基桩的承载力，重锤必须提高到一定的高度锤击桩顶。锤击应力波到达桩端后，由于桩端持力层为基岩，将产生压力波自桩端向上反射到桩头。若此时力锤与桩接触，则反射到桩顶的压力波，又一次以压力波的形式向下反射，如此反复不停，由此而传给重锤的力可达到使重锤反跳的程度（实际工程检测中，出现这种情况是很少的。因为重锤锤击桩顶后都有一定的反跳，而对于比较短的桩其反跳时间一般大于应力波反射到桩顶的时间）；若此时重锤不再和桩顶接触，则自桩端反射到桩头的压力波，将以拉力波的形式又向下传播，即在桩头产生拉应力，如同在桩头施加一个拉力。而该场地上部土质大部分松软，拉力在上部土层中逸散的能量较少，其大部分能量将向桩的下部分传播。基桩的上段为钢筋混凝土桩，下段为素混凝土桩，上下段之间可能出现一个强度相对较弱的段或面。上部的钢筋混凝土承受的拉力较大，被拉断的可能性较小；而下部素混凝土的抗拉强度很低，拉应力到达素混凝土界面时，由于其强度相对较低，首先被拉断的可能性极大。

（2）压应力使桩压损

上段钢筋混凝土可承受的压应力大于下段的素混凝土可承受的压应力；由于上下段交接处的混凝土质量稍差，高应变动力试桩锤击力一般在 1000～1500kN。上部土质松软，逸散的能量较少，在上下段之间的薄弱处被压坏的可能性很大。

（3）锤击偏心使桩损坏

高应变试桩时，重锤提升 1000 毫米左右的高度，很难保证重锤重心与试桩严格对中。而桩身上部周围的土质松散，对桩的约束力较小，上段的钢筋混凝土桩强度和刚度都较大，不易损坏，一旦偏心，上下段交接部位很容易被破坏。

五、几 点 看 法

从以上的检测结果和理论分析，本人提出以下几点看法，供同行们讨论：

1. 夯扩桩的施工必须按照有关施工技术标准和规程进行。对于非通长配筋的桩，应严格控制混凝土的工作性，使下部素混凝土不至于产生较严重的离析。上下段之间应连续施工，浇灌上段混凝土时，对上下交接处应加强振捣。同时按有关要求制作钢筋龙，安装钢筋龙时必须保证其就位准确，特别是与下部素混凝土接触处要防止钢筋发生变形，以免影响混凝土与下部的胶结。

2. 桩基检测时，应收集有关岩土工程、基桩结构设计、施工记录等资料。在现场检测过程中，应多观察、了解施工情况。对于信号的分析，不能只局限于波形的判读，应综合多方面的情况、采用不同的检测方法做出正确的判断。

3. 工程设计、施工和质量管理人员，应了解各种基桩检测方法的基本原理及其适用条件。对于不同的桩基，采用不同的检测方法。对于本工程，持力层为基岩，因此，作为持力层的地基承载力是能满足设计需要的，只要桩身强度能够满足要求，单桩极限承载力是完全可以达到设计要求的。所以，应采用低应变反射波法检测桩身质量和完整性，由于目前的低应变检测水平，对桩身质量和完整性评价是定性的，因此，可有代表性地对部分有怀疑的桩进行开挖检验以查明缺陷的程度和桩身混凝土强度，确定是否满足工程需要。并与动测结果取得对应关系，对整个工程桩进行评价。必要时采用静载荷试验，以检验单桩竖向极限承载力。因为高应变动力试桩关于桩身的基本假定是：①桩是一个时刻不变的系

统，即桩的基本特性在测试所涉及的时间内可以看成是固定不变的。②桩是一个线性系统，即桩在总体上是弹性的。③桩是一个一维杆件，即桩身每个截面上的应力应变都是均匀的。④破坏发生在桩土界面，可以只把桩身取作隔离体来进行波动计算，桩周土的影响都以作用于桩侧和桩端的力来取代而参加计算。高应变动力检测承载力时，该工程基桩的上下段阻抗变化较大，并不完全满足其基本假定，其检测的结果也是可疑的。况且，若仅检测桩身质量，高应变并没有低应变测试的精度高。

六、结 束 语

动力试桩具有设备轻便、检测速度快、费用低，并具有检测桩身结构完整性和桩混凝土质量，有些方法在一定条件下还可以测试单桩承载力。但是，动力试桩是一门较复杂的技术，它涉及到振动理论、应力波和行波理论、计算机技术、传感器特性和二次仪表匹配技术，还要求测试人员了解各种桩基施工工艺，具有岩土工程经验和波形分析判断经验。动测技术发展历史尚短，不少问题还处在研究探索和完善之中，基桩的模型化不一定切合实际。因此，各地区应加强检测队伍的管理，积累本地区的动-静对比经验。最后要强调的是：就目前的动测技术水平，动力试桩只能作为静力试桩的补充，不能代替静载荷试验。

2.20 某高层建筑倾斜事故桩基失稳分析

茜平一　陈晓平　王桂钦
（武汉水利电力大学水利学院，430072）

【提要】 由于桩基失稳，某高层建筑在即将竣工时突发整体倾斜而被爆破拆除。本文根据该建筑的场地条件，通过数值模拟该楼桩基在基坑开挖和承受建筑物荷载过程中的性状，对该楼桩基失稳的原因进行了分析。

一、引　　言

某高层建筑为十八层全剪力墙结构，总建筑面积 1.46 万 m^2，高度 56.6m。在该建筑物即将竣工时，由于其桩基整体失稳，导致建筑物整体倾斜 51‰，上端水平位移 2.884m，重心偏移 1.442m，且倾斜难以控制。为保证大楼周边建筑物和住户人员安全，建设单位不得不采取上部结构减层控爆拆除。该事故造成了重大的经济损失和不良社会效应，教训是深刻的和多方面的。本文仅对该工程桩基失稳的成因进行探讨和分析。

二、工　程　概　况

该工程场地地质条件为地表浅层为厚约 3m 的人工填土，其下为厚 14～17m 的淤泥和淤泥质粘土，再下为粉细砂层，主要土层的物理力学指标见表 1。

地基土的物理力学指标　　表 1

土名	w (%)	γ (kN/m^3)	e	S_r (%)	w_L (%)	w_P (%)	I_P	I_L	a_{1-2} $(MPa)^{-1}$	E_s (MPa)	c_{cu} (kPa)	φ_{cu} (度)	N 修正值	p_s (kPa)	K_V 10^{-8} (cm/s)	K_H 10^{-8} (cm/s)
淤泥	54.3	16.7	1.56	96	51.8	29.2	22.6	1.11	1.28	2.1	9	3.9		340	2.3	2.49
淤泥质粘土	47.7	17.0	1.30	94	45.9	26.5	19.4	1.10	0.98	2.6				940		
粉细砂													15.6	3280		

该工程采用桩筏基础，底板厚 1.6m，埋深原设计为 5m，ϕ480 夯扩桩满堂布置，总桩数 336 根，主筋 6ϕ16，持力层为粉细砂层，桩长 20.5m，有效桩长 15.5m，混凝土强度等级为 C30，单桩承载力标准值 R_k 为 1000kN。

该工程场地极其软弱，基坑开挖时，理应严格按要求进行基坑支护。但该工程在无封闭支护措施的情况下，采用 5m 宽条状连续顺序开挖，挖深一次到位，基坑内形成 5m 高的陡坡，引起坑内软土流动，致使大量工程桩倾斜。据查，基坑内歪桩 172 根，占总桩数的 51.2%，歪桩最大偏位达 1.70m。通过抽取 63 根工程桩进行动测，发现其中 13 根桩为Ⅲ

类桩，有 4 根为深层缺陷，9 根为浅层机械开挖损伤。

由于基坑开挖后淤泥流动，造成基桩歪斜，开挖困难，故修改设计为将地下室底板抬高 2m，埋深减为 3m，使先期打入的 190 根桩（含歪桩）必须接桩 2m。基坑开挖完毕后，在未对大量歪桩状况作任何补强处理情况下，即进行底板浇筑，并在半个月内完成地下室施工，不到四个月即主体结构封顶。结构封顶后三个月即将竣工时大楼突发倾斜，其倾斜速率难以稳定，很快达 51‰的倾斜量，不得不控爆拆除。

三、桩基稳定性分析模型

该工程的桩基失稳过程可初步定性为是由于软土基坑一次性开挖过深，开挖形成的陡边坡荷载引起坑内软土运动，致使坑底工程桩大量受弯形成曲桩，在建筑物的竖向荷载作用下，桩的弯曲应力进一步恶化，最终导致基桩大量弯断，桩基承载力严重丧失，造成建筑物突发倾斜。根据此定性分析，建立以下计算模型，进行进一步的定量分析。

1. 计算模型

（1）边坡荷载对软土基坑中桩的影响

边坡荷载使坑底软土产生水平运动，当桩位于产生水平运动的软土层时，桩土之间的水平压力将使桩产生弯矩和挠曲变形。根据运动土中桩-土位移协调原理和桩的挠曲微分方程，可建立以下计算模型[1]。

设桩的宽度为 d，长度为 L，且具有刚度为 E_pI_p。将桩沿长度方向等分成 n 个单元，由桩的挠曲微分方程可得下式：

$$[D]\{\rho_p\}=-\frac{dL^4}{n^4E_pI_p}\{p\} \tag{1}$$

式中 $[D]$——差分系数矩阵；

$\{\rho_p\}$——桩挠度列向量；

$\{p\}$——桩位移方向土压力差列向量。

土位移是由外荷载和桩土相互作用引起的压力而产生的，其合成结果如下式：

$$\{\rho_s\}=d\{1/E_s\}[I]\{p\}+\{\rho_e\} \tag{2}$$

式中 $\{\rho_s\}$——土体位移列向量；

E_s——各分段土的变形模量；

$[I]$——土体位移影响矩阵，由 Mindlin 方程确定；

$\{\rho_e\}$——外荷载引起的软土水平位移列向量。

桩土位移协调条件为：

$$\{\rho_p\}=\{\rho_s\}$$

补充边界条件及静力平衡条件，解方程组即可求得桩身各单元的水平土压力和水平位移。

（2）曲桩受荷分析模型

Bowles[2]提出了将桩视为弹性地基内梁单元的有限元矩阵分析方法。对于前述弯曲桩，承受竖向荷载后，通过求解下列矩阵方程即可求出各桩单元的内力和位移[3]。

$$P=AF \tag{3}$$

$$e=A^TX \tag{4}$$

$$F = Se \tag{5}$$

$$F = SA^{T}X \tag{6}$$

$$P = ASA^{T}X \tag{7}$$

$$X = [ASA^{T}]^{-1} \cdot P \tag{8}$$

式中 P——外荷载矩阵；

F——内力矩阵；

A——联系矩阵；

S——刚度矩阵；

X——位移矩阵；

e——内力位移矩阵。

上述方程求得的内力和位移实际上是桩在边坡荷载作用下弯曲后，再承受竖向荷载时的内力和位移增量值，将求得的增量值与曲桩受竖向荷载前的内力和位移值叠加，即可得曲桩受竖向荷载后的桩身内力和位移。

2. 地基反力模型

对于软土，在剪应力作用下将产生一定的蠕变。前述计算模型中均视地基为弹性介质，采用 Winkler 地基模型，这在计算基坑开挖荷载对坑中桩的影响时对于立即建地下室情况来说是近似合适的。但在计算长期竖向荷载作用下曲桩的进一步弯曲变形时，则必须考虑地基蠕变的影响。Kuppusamy 等[4]提出了水平荷载桩的一维粘弹性蠕变模型，即认为桩的水平变位是由桩的弹性变位与粘性变位两部分之和组成，其中桩的弹性变位按式（3）～式（8）由 Winkler 模型计算，而粘弹性变位则按式（3）～式（8）由以下方法得到的蠕变地基反力系数计算。

当地基极限水平反力为 p_u 且荷载作用时间足够长时，地基土蠕变反力系数 k_{cr} 可近似表达为[3]：

$$k_{cr} = k_{\infty}\left(1 - \frac{p}{p_u}\right) \tag{9}$$

式中 k_{∞}——低反力水平时软土地基的极限蠕变反力系数；

p——某桩单元的地基土水平反力。

四、桩基失稳分析

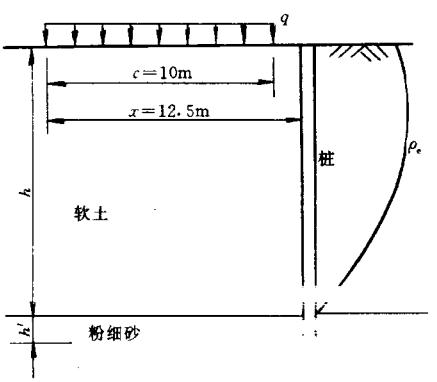


图 1 计算简图

1. 基坑开挖过程中桩的分析

（1）计算参数

1）边坡荷载引起的坑底软土水平位移分布

设在基坑开挖中，土坡自重荷载为 q，如图 1。软土水平位移 ρ_e 可近似按 Begemann[5]推荐的弹性力学方法计算。代入边界条件可解得：

$$\rho_e = \rho'_e \frac{qh}{E} \tag{10}$$

式中 ρ'_e 为土的水平位移系数，见表 2；h 为软土层总厚度；E 为土的弹性模量，近似取 $E=$

E_y，本分析中 E_y 为淤泥层和淤泥质粘土层变形模量的平均值，根据 Poulos 的建议[6]，取 $E_y=20c_u$，并根据地质资料近似取软土的不排水抗剪强度 $c_u=10$kPa。

土的水平位移系数　　表 2

z/h	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
ρ'_e	0.275	0.321	0.315	0.260	0.159	0

注：z 为地表以下深度。

2）桩周土的极限土反力

当按弹性理论求得的桩周某点土反力 p 超过极限土反力 p_y 时，应进行塑性状态应力重分配，使 $p=p_y$。p_y 可按下式确定：

$$p_y = k_c c_u \tag{11}$$

式中，k_c 为桩周极限土反力系数，可按有关文献[7]偏安全地取 $k_c=4.5$。

3）桩身抗弯刚度

桩身抗弯刚度 E_pI_p 根据《混凝土结构设计规范》GBJ10—89 规定，取为：

$$E_pI_p = 0.85E_hI_p \tag{12}$$

式中　E_h——混凝土的弹性模量，C30 混凝土 $E_h=3.0\times10^4$MPa；

I_p——桩的截面惯性矩。

4）桩的受弯承载力

根据前述桩材质和尺寸，可计算得该工程单桩截面受弯承载力设计值 $M_p=49$kN·m；相应于材料强度标准值（即钢筋强度为屈服极限）的单桩截面受弯承载力极限值 $M_u=56$ kN·m。

（2）计算结果

当桩顶自由，边坡荷载 $q=70$kPa 时，算得在软土层总厚度 h 分别为 10m 和 15m、桩尖进入持力层深度 h' 分别为 1m、3m 和 5m 情况下，桩身最大弯矩 M_{max}、桩身最大弯矩点深度 z_{max} 和桩顶水平位移 ρ_{p0} 见表 3。

M_{max}、z_{max}、ρ_{p0} 计算值　　表 3

h（m）	10			15		
h'（m）	1	3	5	1	3	5
M_{max}（kN·m）	28.08	118.96	148.72	38.00	145.00	179.87
z_{max}（m）	10	10	11	15	15	16
ρ_{p0}（cm）	14.01	12.54	11.98	19.55	19.35	19.19

从该工程地质报告和桩基施工情况看，桩尖持力层顶面在建筑物中西部以下较为平坦，桩身穿过软土层长度为 15m～16m，桩尖进入持力层 1m 左右；建筑物东部以下持力层渐浅，桩身穿越软土层长度为 10m～12m，桩尖进入粉细砂持力层 5m 以上。对比表 3 可知，中西部桩基在坑底软土挤动下虽有一定的偏位，但被弯断的可能性不大；而东部桩基由于其进入粉细砂层的长度较大，虽然计算桩顶偏位稍小，但深部弯断的可能性极大。如果桩基弯断，断点将成为塑性铰，则断点以上的桩身水平偏位将增加，桩身内力也将重新分配。表 4 为弯断点在 10m 深度处计算的桩身弯矩 M_0 和水平偏位 ρ_0。

M_0 和 ρ_0 计算值　　表 4

深度 z（m）	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M_0（kN·m）	0	1.86	7.96	16.16	24.24	29.63	32.06	30.36	35.34	17.46	0
ρ_0（cm）	14.26	13.02	11.77	10.51	9.23	7.91	6.54	5.13	3.68	2.18	0.48

由表 4 可见，桩身最大弯矩深度在 6m 左右，其值小于容许弯矩 M_p，因而不会进一步形成浅部断桩。由此可以断定，基坑开挖后发现的浅层断桩和特大偏位桩均为开挖施工机械形成的损伤或桩尚未达到龄期、桩刚度还未形成即进行开挖施工所至。

2. 曲桩承受竖向荷载的分析

（1）计算参数

计算时考虑桩单元在竖向荷载作用下的水平位移 u 为：

$$u = u_{el} + u_p + u_{cr} \tag{13}$$

式中，u_{el}为桩周土在弹性状态时桩单元的水平位移；u_p 为桩周土出现塑性屈服时桩单元的水平位移；u_{cr}为长期竖向荷载作用下桩周土产生蠕变时桩单元的水平位移。

u_{el}按式（3）～式（8）计算。根据场地地质条件，取软土层弹性地基土反力系数为 $k_s=2000+200z$（kN/m³），其中 z 为桩顶以下深度。当某单元计算的土反力 p 大于土的屈服压力 p_y 时，根据理想弹塑性模型假设，可令该单元土的 k_s 为无穷小和 $p=p_y$，而将多余土反力转移到相邻单元，迭代计算至无一单元出现 p 大于 p_y，此时算得的桩单元的水平位移为 $u_{el}+u_p$。

总位移 $u=u_{el}+u_p+u_{cr}$仍按式（3）～式（8）计算，蠕变土反力系数按式（9）确定，k_∞ 近似取为相应深度处的 k_s 值。

根据该工程单桩承载力设计值为 1000kN 的情况，取计算竖向荷载为 800kN。

（2）竖向荷载作用下东侧桩基分析

竖向荷载作用下建筑物东侧以下曲桩按前述模型和参数进行分析。计算时曲桩的初始偏位移按表 4 中的 ρ_0 取值，假定桩在 10m 深度处已弯断形成塑性铰，桩顶与地下室底板固端连接，计算结果见表 5。

桩最大弯矩 M_{max}和桩顶水平位移 y_0　　表 5

工　况	弹性情况下			蠕变情况下		
桩顶约束	M_{max}（kN·m）	z_{max}（m）	y_0（cm）	M_{max}（kN·m）	z_{max}（m）	y_0（cm）
固端	35.41	6.0	14.50	−52.38	0	14.88
铰接	—	—	—	65.79	4	15.98

表 5 结果表明，桩顶固端情况下考虑蠕变后桩顶处弯矩最大，该处弯矩值已超过桩的受弯承载力设计值而接近桩的受弯承载力极限值。一旦桩在顶端屈服而成为桩与底板铰接，很快将在桩顶以下 4m 处达到最大正弯矩，其值超过桩的受弯承载力极限值 M_u，将导致桩在该处断裂。铰接情况下桩顶的计算水平位移量 y_0 仅比桩顶初始偏位置 ρ_0 大 1.72cm，也即在曲桩上修建建筑物后，在竖向荷载作用下，桩基弯断时建筑物的水平位移并不大。一旦桩基浅层断裂，将导致桩的竖向承载力显著降低。在较多桩基浅层弯断后，由于桩基承载力的严重丧失，建筑物将产生较大的水平位移和沉降，致使建筑物失稳。这种桩基失稳破坏不是采用一般的地基处理方法所能控制的。

此外，从表5可以看出，在短期荷载作用下（即土在弹性变形情况下），桩顶固接时桩的最大弯矩值远小于桩的受弯承载力设计值，此时桩还是稳定的。只是在荷载作用一定时间后，地基中的较高应力水平使桩周土产生蠕变，才使桩内力进一步恶化，导致基桩最终断裂，这就是该高层建筑在主要荷载上去一段时间后才突发整体失稳的原因。

（3）竖向荷载作用下中、西侧桩基分析

建筑物以下中、西侧桩基计算时其它条件均与前述相同，仅穿越软土的桩段长取为15m，桩尖进入粉细砂持力层取为1m。桩周土在弹性变形情况下计算得到桩身最大弯矩M_{max}为47.8kN·m，最大弯矩深度为9m。在竖向荷载为800kN情况下，因计算所得的桩周地基土反力p值较低，桩周土蠕变量较小，求得的长期荷载情况下的桩身最大弯矩M_{max}仅为49.3kN·m，比短期荷载情况下的M_{max}大得不多，且仅略超过桩的受弯承载力设计值，一般不会使桩弯断。

综合以上计算结果可以得出结论，该工程由于在软土中开挖基坑的开挖方式不当，基坑内形成的高陡边坡引起坑内软土流动导致大量工程桩倾斜。倾斜曲桩在一定时间的建筑物荷载作用下，在其下西侧基桩虽已接近屈服但尚未弯断时，东侧基桩由于桩周土的累积蠕变，基桩在浅层大量弯断，桩承载力严重丧失，致使建筑物突发向东侧方向倾斜，酿成重大的工程事故。

五、结　　语

在软土地区开挖深基坑时，由于施工组织或开挖方式不当，往往造成坑内基桩大量偏位歪斜，国内外在这方面的教训是多而严重的。如果已经发现基坑内基桩偏斜，应该进行认真分析和计算，正确评价偏斜桩在设计荷载作用下的承载力和变形，采取可靠的增桩补强措施，确保工程安全。本文介绍的某高层建筑的失事是一次深刻的教训。

参　考　文　献

1. 茜平一，冯国栋，张路．软弱地基深挖基坑中桩的受力分析．岩土工程学报，1993，(1)
2. Bowles J E著，胡人礼等译．基础工程结构分析及程序．北京：中国铁道出版社，1982
3. 王桂钦，茜平一．软土中承受竖向荷载被动曲桩的粘弹塑性分析．武汉水利电力大学学报，1998(2)
4. Kuppusamy T, Buslov A. Elastic-creep Analysis of Laterally Loaded Piles, J. Geot. Eng., ASCE, Vol. 113, No. 4, 1987
5. Begemann H K S Ph, Deleeuw E H. Horizontal Earth Pressures on Foundation Piles as a Result of Nearby Soil Fills, Proc. 5th Eur. Conf. SMFE, Vol1, 1972
6. Poulos H G. Behavior of Laterally Loaded Piles: I -Single Piles, J. SMF. Div., ASCE, Vol. 97, No. SM5, 1971
7. 茜平一，刘祖德．粘性土中水平荷载桩的地基极限水平反力研究．土木工程学报，No. 2，1996

2.21 南京某工程斜桩处理设计

陈德文

（南京市民用建筑设计研究院，210004）

【提要】 本文分析了某工程斜桩产生的原因，提出处理斜桩的措施。实验证明：通过加固桩间土以提高桩的摩擦力和桩间土分担一定承载力来弥补因斜桩而造成的承载力损失是行之有效而又经济合理的处理方法。

南京某工程位于市中心的新街口广场附近，占地 6000m^2，建筑面积 7.41 万 m^2，主楼位于东南部，31 层，总高度 108.8m（不计塔楼）裙楼 14～18 层，由西向东逐层升高。结构体系为框架-剪力墙结构（在楼电梯间围合成筒）。大楼设地下室二层，地下室底为桩-筏基础，埋深 10.85m（h/10），建筑平面示于图 1。

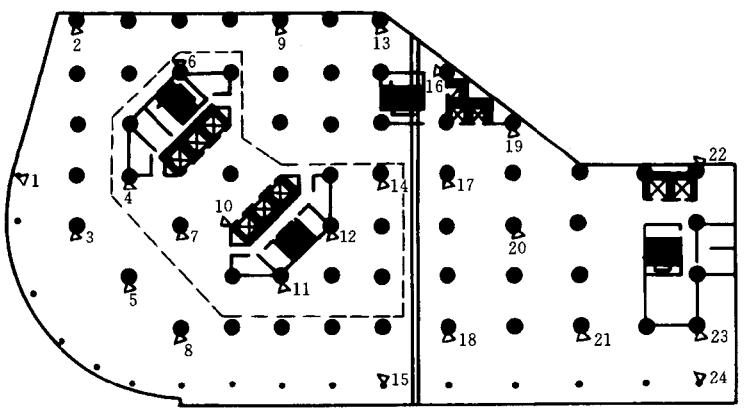


图 1 地下室平面图及沉降观测点位置图

一、地质概况和桩基设计

该建筑场地位于南京古河道漫滩之上。场地地面吴淞高程 10.00m 左右，场地地势平坦，第四系复盖土层厚约 36m～39.0m，为上更新统上段至全新统上段的松软沉积土层。基岩为上白垩统赤山组泥质粉砂岩夹泥岩。岩土从上至下划分为五个层次十二个亚层。各土层结构如表 1 所述。工程地质剖面图详见图 2。

从表 1 和图 2 可知，地面下 15.0m～18.0m 以上主要是杂填土、素填土和淤泥质粉质粘土等软弱土壤，状态为流塑和软可塑，其下是可塑状的粉质粘土。32.0m 以下为中粗砂和卵砾石，36m～39.0m 以下为基岩。

桩基设计采用预制混凝土方桩，断面 450mm×450mm 以④-1 层中粗砂和④-2 层卵砾石为持力层，桩长分别为 26m、27m、28m 三种，单桩承载力为 R_k=2400kN[1][2]，这在南京地区同类桩型中其承载力取值是很高的，施工用静压工艺成桩，也是南京以非岩石地基作持力层用静压成桩工艺施工而兴建的最高建筑物。

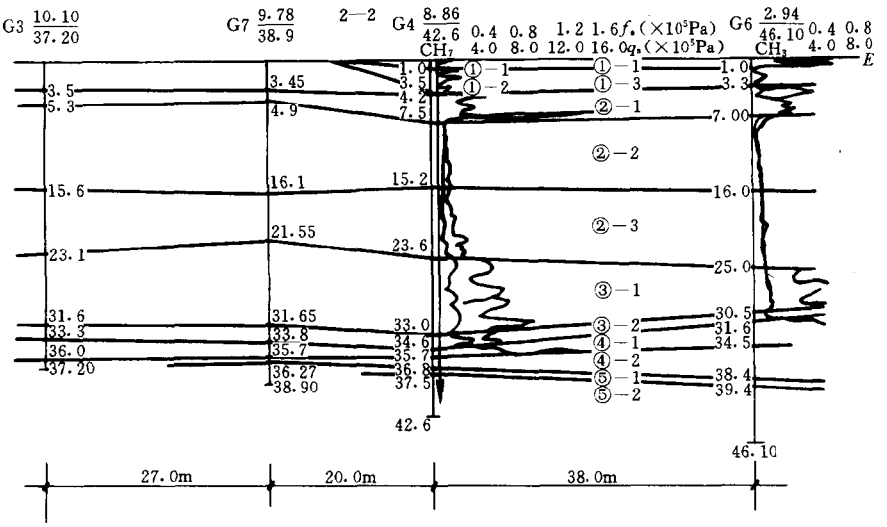


图 2　工程地质剖面图（纵向）

二、斜桩产生及原因分析

本工程地下工程的施工及土方施工单位采取了分区施工的方案，即先西区后东区（以⑧—⑨轴间的后浇带为分界线），先开挖西部土方，再开挖东部土方，先浇西部底板，再浇东部底板的施工顺序进行施工。当开挖东部土方过程中以及开挖之后对桩位进行检测时，发现东部核心筒部位即③～⑧轴和Ⓑ～Ⓕ轴范围内的桩出现不同程度的倾斜，其倾斜方向大多由东向西。据统计，倾斜桩数占总桩数 38.4%，占东部区域桩数 54.8%，所以该工程桩基倾斜的特点是：倾斜数量多，倾斜程度高（2°～12°），区域集中，倾斜方向基本一致。因桩的倾斜使单桩承载力显著降低，根据现场单桩动测资料与静载荷试验资料比较分析，偏斜在 2°～7°范围内的桩，其单桩承载力标准值降低 27%～30%，严重影响了设计承载能力。

桩倾斜的原因：

1. 土方开挖顺序不当使桩位移和倾斜

深基坑土方开挖使土体形成新的临空面，使原本处于平衡状态的土体应力将随着临空面而释放，土体应力出现新的不平衡，随着应力释放方向，将使基坑底部土体和工程桩以及坑壁土体和支护桩产生位移。而本工程采用了由西向东单方向挖土、从支撑水平面下一挖到底的作业方式，这就使土体应力释放过急过快，因此，必然造成土和桩的位移和倾斜，且倾斜方向基本一致，这是原因之一。

2. 静压预制桩的特点是挤土效应特别明显

在压桩过程中和压桩之后的一段时间内将使孔隙水压力和土体应力增大积聚，开挖土方则使这种过分积聚的应力能量迅速释放致使土体位移加快，桩则随之偏斜，这是原因之二。

3. 布桩过密

东部主楼核心筒部位由于垂直荷载大，桩数多，尽管布桩时已减少了一定的桩量，但布桩仍然密集，桩距仅有 $4d$，而东部平均桩距也只有 $5d$。由于布桩密而集中，使东部核心

筒部位的土壤应力积累更加集中，随着土方开挖，其应力释放也更加迅激，土体位移和倾斜也就更大，这是原因之三，也是倾斜桩大多集中在东部核心区域的重要原因。

场地岩土层结构　　表 1

层次	土层类别	埋深（m）	层厚（m）	岩性描述
①～1	杂填土		0～2.3	褐灰色，稍密夹 大量碎瓦砖
①～2	淤泥质填土	0.6～1.35	0～3.3	灰黑色，流塑（局部分布）
①～3	素填土	0.5～3.5	0～4.0	褐灰～灰黄色，软可塑，夹少量碎砖等
②～1	粉土	2.3～5.0	0.55～4.3	灰黄色、稍密
②～2	淤泥质粉质粘土	4.5～7.3	8.3～15.0	灰色，流塑
②～3	粉质粘土	15.8～18.0	0～10.0	灰色、软可塑
③～1	粉质粘土	20.6～26.2	5～10.0	灰黄色、可塑
③～2	粉质粘土夹粉细砂	28.2～33.0	1.1～5.1	灰黄色，可塑
④～1	中粗砂	31.6～34.0	0.7～4.0	黄色，中密，夹薄层粉质粘土及少量砾石
④～2	卵砾石	33.8～30.0	0.65～5.9	灰黄色，砾径 2～15cm 左右，含量 40%～50%左右
⑤～1	基岩强风化层	36.2～39.7	0.25～5.1	棕红色砂岩，风化成块状

三、斜桩处理设计

1. 对单桩承载力损失的分析

根据现场对斜桩进行的动静载试验结果分析，倾斜桩的单桩垂直承载力比设计值 R_K=2400kN 损失约 27%～30%。由于设计布桩比计算桩数有所增加，东部区域的平均单桩承载力仅有 R=2100kN，按此计算，实际单桩垂直承载力损失约为 17%～20%。

由于桩倾斜所增加的水平分力对筏板基础设计影响不大。因桩倾斜而产生的偏心弯矩与原桩群重心所产生的偏心弯矩正好相反（对整个基础范围而言，桩群重心偏向东边，现在增加的偏心弯矩是偏于西边），因此增加偏心弯矩亦不会对基础设计产生不利影响。

2. 处理措施　对斜桩采取了如下几条处理措施

（1）用高压注浆加固桩间土。在桩倾斜部位即③～⑧轴和Ⓑ～Ⓖ轴范围的桩间土进行高压注浆加固（详见图 1 中虚线所示范围），加固土层为地下室底板下的②—2 层粉土和②—3 层淤泥质粉质粘土，平均加固深度为 14m～15m，根据测试，注浆加固使土的 c_k、φ_k 值提高了 1.5 倍，若以摩阻力提高 0.5 倍计，可使单桩承载力提高 12.9%。

（2）利用基坑支护的支撑立柱桩。在上述区域内，由于基坑支护的需要，在钢支撑的下面设置了 38 根钢筋混凝土立柱桩，截面为 400mm×400mm，地下室底板下的有效桩长为 13m，根据静载荷试验其单桩承载力为 R=900kN，施工后，此桩不拔除，且与工程桩一样锚固于基础底板内，考虑此桩的作用，并扣除群桩效应的影响，可补偿区域内工程桩承载力损失 5%。

（3）考虑桩—承台—土共同作用的影响[3],[4]。原设计未计桩间土的承载力。由于沉降将使桩间土发挥作用，可以分担一部分承载力。图 1 中虚线所示范围的承台面积有 820m²，若土承压力以 50kPa 计（后来的土压力测试证实该分析符合实际）可补偿桩承载力损失 7.6%（未加固的部分未计）。

（4）补桩：在该区域内，在排桩比较稀疏处，增补 8 根 ϕ600 钢套管钻孔灌注桩，桩长与预制桩相同，这样可弥补损失 2%。

（5）在底板内增设连梁。该建筑物的核心筒部位和门厅处的柱轴力较大，其中最大柱轴力达到 40000kN 以上。同时桩的布桩系数不同，边部桩数较多，为了使边部桩能分担中部的垂直荷载，使各桩能均匀共同受力，拟在后浇带以东的①～⑧轴和Ⓑ～Ⓗ轴的底板中增加十五道 900mm×2100mm 的连梁（暗梁），以增加底板的整体刚度。

通过以上这些措施，不仅补偿了因桩倾斜产生的承载力损失，而且加强了地基和筏基的整体刚度。

四、监测结果及分析

在施工过程中，对建筑物进行了水平位移、垂直沉降和底板下的土压力测试。在东区范围内底板下埋设了 18 只土压力盒，在整幢建筑物内设置了 24 个沉降观测点，其中东区有 15 个。

从完成地面建筑一层开始进行观测到主楼封顶（31 层）的观测结果及分析如下。

1. 沉降观测

（1）沉降量　主楼封顶后一周，东部最大沉降量为 45mm（详见图 1，12 点，下同），最小沉降量为 5mm（5 点），西部最大沉降量为 38.7mm（16 点），最小沉降量为 2.5mm（21 点）。总的来说该工程沉降量在允许范围之内，尤其是在倾斜桩范围沉降量未出现异常。

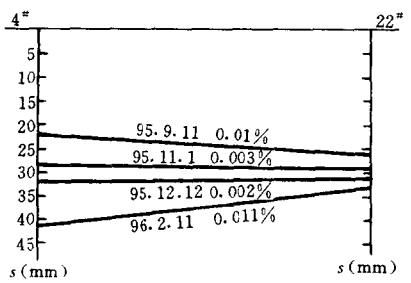


图 3　纵向沉降倾斜图

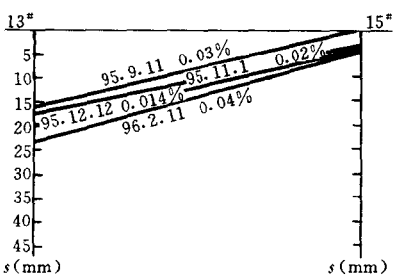


图 4　横向沉降倾斜图

（2）沉降差　根据有代表性点位的实际沉降量给出纵向和横向沉降差曲线如图 3 和图 4。从图中可见，该工程沉降差较小，倾斜度较低，远远小于规范规定的整体倾斜允许值 0.15%，这在一定程度上反应出上部结构、桩—筏基础与土的共同工作性能及倾斜桩的加固处理效果。

由于主楼部位有两个核心筒，上有塔楼，荷载较大。因此结构整体弯曲无论是纵向还是横向都是中部下凹，但实际弯曲值较小，且较均匀，说明地基应力变化比较均匀。从图 5 可见位于后绕带两侧的 14#点与 17#点的差异沉降量较小，这为后浇带的提前封堵提供了依据。

从建筑物的水平位移测量与垂直度测量均在 2～6mm 之间。未出现任何异常情况。

2. 地基土反力监测及分析

基坑挖土卸掉自重压力 0.17MPa，局部区域压密注浆引起地基回弹，经过地下室和上部结构施工，地基产生再压缩，直到地面以上二层楼时，基底反力为 0.169MPa，此时沉降量不大，这期间仅是基坑回弹隆起和再压缩的过程。随着施工速度的加快和结构荷载的增加，沉降也随之加快，到上部完成 6 层楼时，基底的反力已达到 0.55MPa，以后一直在此范围内上下波动。主体施工完毕时，地基最大沉降点位于结构重力平面近中心处，相应的最大沉降量为 45mm，基底平均反力为 0.57MPa，主楼下平均基底反力为 0.735MPa，且基本处于稳定状态。基底反力分布均匀。

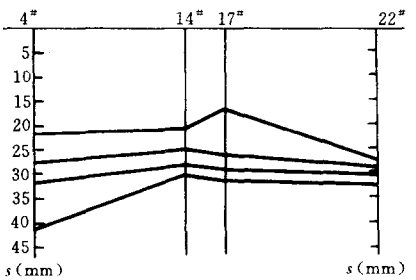


图 5　纵向整体弯曲

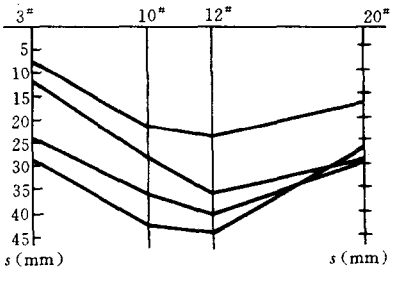


图 6　纵向整体弯曲

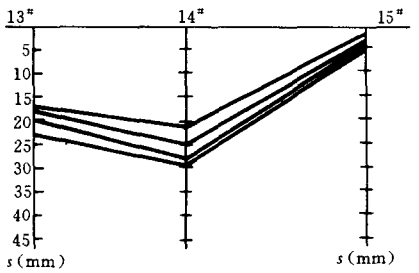


图 7　横向整体弯曲

根据基底反力和桩群反力的对比，当施工至六层楼时，基底反力为 0.55MPa，而单桩承载力仅有 305.8kN，由此推测地基土承载力占施加荷载的 48%，而桩仅占 52%，桩和土几乎各承担一半。随着施工荷载的增加，基底反力在 0.55～0.57MPa 间波动，而桩的反力逐渐增强。到主楼完成 26 层时，平均单桩反力为 938.7kN，群桩承载力占到施加荷载的 78%。此时主楼部位基底反力增至 0.735MPa，以后一直保持稳定状态。由此可见，对于摩擦型群桩十厚筏基础，其受力情况首先是桩间土发挥作用，随着荷载的增加，逐渐向桩转移。从整个转移过程和最终测试分析，桩间土可承担全部荷载的 15%～20%。

五、结　　语

从以上分析可得如下结论

1. 在软土地区的摩擦型桩或摩擦端承型桩产生斜桩的主要原因是基坑土方开挖作业顺序不当；其次是布桩较密；挤压成桩（如锤击、静压等）的挤土效应明显，致使土内应力集中，而随着土方开挖，土中应力随挖土方向释放过快，致使桩产生位移和倾斜。

2. 对斜桩的处理应详细分析其承载力损失和对工程产生的影响，由此因地制宜地提出切实可行的加固方案和措施，以弥补因斜桩而产生的不利影响。

3. 本文提出的以高压注浆加固桩间土的方法来弥补因斜桩损失的承载力，是有效的、合理的、简便易行的方法，其经济性也较好。

4. 实测数据证明对于桩筏或桩箱基础，桩间土能分担一定的承载力，本工程测得其分担比约为15%～20%。

参 考 文 献

1. 建筑地基基础设计规范（GBJ7—89）
2. 建筑桩基技术规范（JGJ94—94）
3. 刘金砺，黄强，李华，胡文龙. “软土中群桩承载性能的试验研究”. 中国土木工程学会第六届土力学及基础工程学术会议论文集. 同济大学出版社、中国建筑工业出版社，1991
4. 刘金砺编著. 桩基础设计与计算. 北京：中国建筑工业出版社，1993

3 检 测 技 术

3.1 双曲线法预测钻孔灌注桩单桩承载力

王为民
（河北省建筑科学研究院，050021）
顾晓鲁
（天津大学土木系，300072）

【提要】 近几年来，由于大直径及超长灌注桩的发展，试桩单位对这些桩进行静载试验，要求达到极限状态已相当困难，寻求一种确定极限承载力的方法就显得很有必要，本文结合《天津市岩土工程技术研究及技术规范》编制大课题所收集的试桩资料，在数理统计的基础上提出了双曲线法预测单桩极限承载力。

一、引 言

桩基础作为最古老的基础形式，有着悠久的历史，它随着人类文明史的发展而不断变化。建筑材料和施工技术的提高，改变了木桩的单一型式。钢筋混凝土和钢材的利用，对桩的施工设计和广泛采用产生了巨大的影响。改革开放使我国建筑行业迅速发展，超高层和重工业厂房等建筑物的兴建，对地基基础的要求越来越高，桩基础作为大家所熟悉的地基处理手段，无论在桩型还是在施工工艺方面都得到了进一步的发展。

近几年在天津市地区对预制桩而言，由于桩长不易控制，造价较高而在应用上得到了一定的限制。对沉管灌注桩，由于施工时产生的噪音或振动而产生的扰民现象，以及施工质量难以保证而逐渐被淘汰。而钻孔灌注桩一般可适用于任何土层，而且无挤土效应、无震害、无噪音、施工机具简单、操作方便，其单桩承载力较高，桩长又不受严格限制等优点，在天津地区广泛应用。

随着桩径和桩长的发展，单桩承载力越来越高。由于试桩单位的试桩能力以及业主的要求，使得很多工程的试桩未达到极限状态，从而无法确定单桩极限承载力而造成极大的浪费。寻求简单而实用的预测单桩承载力的方法，以使设计达到经济合理的要求，并在实际工程中积累经验就显得很有必要。

二、双曲线法的提出

对于因各种情况未能加载至破坏状态的试桩，如何充分利用已有的试桩数据，进行极限承载力的预测，现在常用的方法有指数方程法、双曲线法、抛物线法，这些方法都是外推求未压坏桩的极限承载力。近期国内许多学者在这方面也作了大量工作，如修朝英、李大展在《单桩静载试验 P-s 曲线的数学描述和极限荷载的预测》一文中，P-s 曲线采用指数

方程 $p=p_{max}(I-e^{-\alpha s})$，利用最优化方法，逐次迭代，控制最小误差，以求出桩的极限承载力。另一方面的热点是灰色理论，如周国林的《单桩极限承载力的灰色预测》，利用灰色理论进行残差修正，直到满足所需要的精度要求为止。这两种方法的建立都与指数方程 $p=p_{max}(I-e^{-\alpha s})$ 有关系，在误差评定方面有一定的处理方法。考虑到天津地区的特点，地基土是以粘土和粉土为主的软土，桩基础以摩擦端承桩为主，提出了处理未压坏桩的双曲线法。

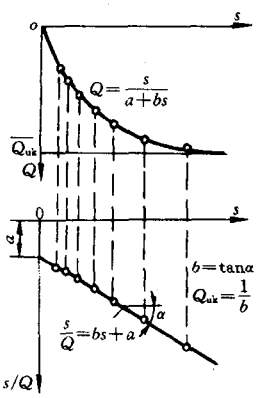


图 1　双曲线示意图

首先假定试桩曲线为双曲线形式，并写成如下方程：

$$Q=\frac{s}{a+bs} \qquad (1)$$

式中，a 和 b 均为常数。

由（1）式可知：$\overline{Q_{uk}}=\lim\limits_{s\to\infty}\left(\frac{s}{a+bs}\right)=\frac{1}{b}$

把（1）式变换为：

$$\frac{s}{Q}=bs+a \qquad (2)$$

于是，$\frac{s}{Q}$ 和 s 的关系曲线则成为一条直线，此直线的逆斜率等于 $\frac{1}{b}$，即为单桩准极限荷载 $\overline{Q_{uk}}$，如图 1 所示。考虑到实际工程中的单桩极限荷载并非是 $s\to\infty$，只能比物理极限荷载小，因此，对准极限荷载加以修正，即：

$$Q_{uk}=\lambda\overline{Q_{uk}} \qquad (3)$$

式中　Q_{uk}——极限荷载；

$\overline{Q_{uk}}$——准极限荷载（物理极限荷载）；

λ——修正系数。

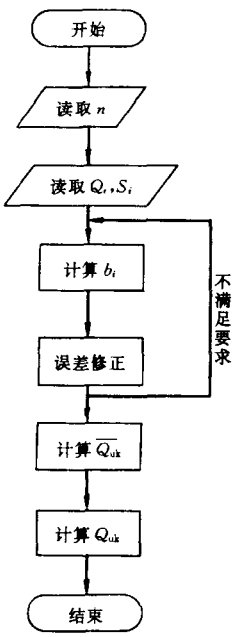


图 2　程序框图

这样，利用实测的 (Q_i, s_i)，用最小二乘法求出 $\frac{1}{b}$，这是进行误差修正，把偏离直线较远的点剔除，直到误差满足要求为止，在利用（3）式求出极限荷载，此时的极限荷载即为所求的极限承载力。

三、实测资料对比

本文利用以上方法，用 FORTRAN 语言编制成 PSP 程序，框图见图 2。利用自编 PSP 程序将收到的 43 根压至极限状态的试桩进行反分析，得出 $\lambda=0.81$，为了对比，将 43 根试桩用 PSP 程序得到的极限承载力与原试桩资料所给极限承载力列在表 1 中。

对 比 数 据 表　　表 1

工 程 名 称	桩径 (mm)	桩长 (m)	实测极限承载力 (kPa)	计算极限承载力 (kPa)	误差（%）
泰达大厦	800	60	9000	8461	−5.9
泰达大厦	800	60	9000	9142	+1.5

续表

工 程 名 称	桩径 (mm)	桩长 (m)	实测极限承载力 (kPa)	计算极限承载力 (kPa)	误差（%）
泰达大厦	800	60	9800	8832	−9.9
人艺高层	800	48.72	8500	7716	−9.2
人艺高层	800	48.84	8700	7882	−9.4
滨江商厦二期工程	800	30.23	5000	4464	−10.7
九川大厦	800	50	4000	3921	−2.0
九川大厦	800	50	5800	5631	−2.9
九川大厦	800	50	6200	5523	−10.9
九川大厦	800	50	7000	6714	−4.1
咸水沽电话局机房楼	800	25.72	3000	2888	−3.7
咸水沽电话局机房楼	800	25.34	3600	3260	−9.4
万科中心大厦	800	43.50	7700	6851	−11.0
万科中心大厦	800	43.50	6300	6108	−3.0
万科中心大厦	800	43.50	7000	6309	−9.9
707 所 052 工程	600	24	2000	1604	−19.8
707 所 052 工程	600	24	1900	1656	−12.8
707 所 052 工程	600	24	1400	1189	−15.1
中国人民银行天津分行营业办工楼工程	1000	50	8000	7692	−3.9
工人医院	600	38	3600	3806	−5.7
香格里拉饭店	800	39.2	5000	4587	−8.3
欧加华国贸大厦	800	62	9000	7469	−17.0
青年文化培训中心	800	42	5500	4771	−13.3
房信大厦	800	31.5	5200	5261	+1.2
南大道北 2# 高层住宅	800	43.33	7000	6600	−5.7
南大道北 3# 高层住宅	800	41.13	6000	6329	−5.5
南大道北 3# 高层住宅	800	41.45	6800	5815	−14.5
时代广场花苑公寓	800	40.5	7000	6872	−1.8
时代广场花苑公寓	800	40.5	7500	7480	−0.3
时代广场花苑公寓	800	40.5	7000	6720	−4.0
中山大厦	800	35	4800	4653	−3.1
中山大厦	800	35	5400	5321	−1.5
中山大厦	800	35	5400	5180	−4.1
中山大厦	800	47	7200	6971	−3.3
中山大厦	800	47	7200	6754	−6.2
中山大厦	800	47	5600	5521	−1.4

续表

工 程 名 称	桩径 (mm)	桩长 (m)	实测极限承载力 (kPa)	计算极限承载力 (kPa)	误差（%）
大昌兴商住楼	600	30	4400	4053	−7.9
三义庄银行大厦	800	50	7800	7727	−0.9
今晚报大厦	800	43	8800	8107	−7.9
今晚报大厦	800	43	7400	7215	−2.5
今晚报大厦	800	43	9600	9536	−0.7
谦德庄危改小区	800	28	4000	3784	−5.4
谦德庄危改小区	800	28	4200	4125	−1.8

由表1可以看出，利用本文提供的双曲线法进行单桩极限承载力的预测，误差控制在20%以内，有一定的安全度，而且可以满足工程需要，结合实测资料能得到满意的结果。

四、结　论

1. 利用本文建议的方法对天津地区进行单桩承载力的预测，可以满足工程需要，为设计人员提供依据，以达到经济合理的要求，同时，也给测试单位提供了一种简单可行的预测单桩极限承载力的方法。

2. 根据地区特点发展区域性方法是可能的，也是必要的，本文就是一种尝试。

参 考 文 献

1. 卢世深等. 桥梁地基基础试验. 北京：中国铁道出版社，1984
2. 修朝英、李大展. 单桩垂直静载试验 P-s 曲线的数学描述和极阴荷载的预测，岩土工程学报，Vol. 10，No. 6
3. 周国林（1991）. 单桩极限承载力的灰色预测，岩土力学，Vol. 12，No. 1
4. 沈保汉. 静载试验确定单桩承载力综述
5. 顾晓鲁等. 地基与基础. 北京：中国建筑工业出版社，1995
6. 王为民. 钻孔灌注桩承载力研究. 天津大学硕士研究生论文，1997

3.2 上海地区钻孔灌注桩应用统计分析及其极限承载力确定

张燕平　方正昌　戴广海　张　希
（上海市建筑科学研究院，200032）

【提要】 本文通过对360多根上海市区钻孔灌注桩试桩资料的统计和分析，总结十多年来钻孔灌注桩在高层建筑中的应用情况，为工程界提供有益的参考。在实际桩基试验中，由于种种原因，试桩往往达不到极限状态，本文用双曲线数学模型拟合试桩的 Q-s 曲线，预估单桩的极限承载力。

一、前　言

80年代以来，随着钻孔灌注桩施工技术的不断改善，钻孔灌注桩以其施工噪音低、对周围建筑物影响小和施工成本相对较低的优点，在上海市区得到广泛应用。

目前检验钻孔灌注桩在荷载作用下工作特性的直接和可靠的方法仍然是单桩静载荷试验，静载荷试验结果能综合反映桩土体系的荷载传递、侧阻和端阻发挥程度等工作性能。

本文根据多年来在上海地区从事钻孔灌注桩工程试验资料，统计和分析了钻孔灌注桩在上海地区的使用经验，并用双曲线数学模型对钻孔灌注桩试桩的 Q-s 曲线进行拟合，探求估算未达极限状态的钻孔灌注桩的极限承载力的方法。

二、上海地区钻孔灌注桩使用情况

通过对收集到的360多根上海地区钻孔灌注桩静载荷试验资料的统计和分析，可知上海地区钻孔灌注桩有以下几方面的特点：

1. 上海地区钻孔灌注桩主要选择第⑦层粉细砂层作为持力层、也有少量选⑥层暗绿、褐黄色粘性土层及第⑧层灰黄粉质粘土夹粉砂层和第⑨层细砂层作为持力层，其中选择第⑦层作为持力层的桩超过60%以上，其分布情况见图1。

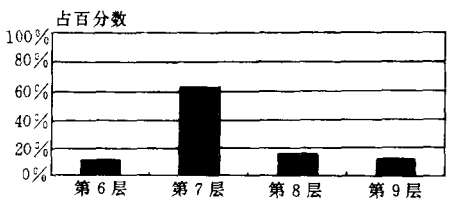


图1　桩端持力层分布柱状图

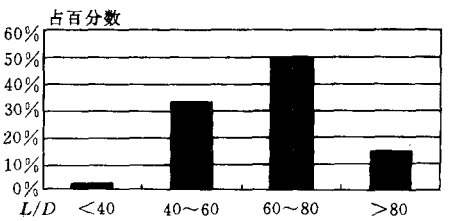


图2　桩长径比分布柱状图

2. 钻孔灌注桩桩径、桩长和设计容许承载力分布情况如表1。桩径最常用的主要是 ϕ600mm、ϕ650mm 和 ϕ800mm 三种，三种桩之和占总桩数的78%。

3. 桩的长径比是影响总侧阻力与总端阻力的比值、端阻力的发挥程度及单桩承载力的主要因素之一。上海地区，钻孔灌注桩的设计长径比分布情况见图2所示，长径比 L/D 在

40～80 之间的中长桩占 83%，设计长径比 L/D 在 80～100 之间的细长桩占 14%。

表 1

桩径	φ600	φ650	φ700	φ750	φ800	φ850
占百分数（%）	21	23	10	2	34	10
持力层	⑥⑦	⑦	⑦⑧	⑦⑧	⑦⑧	⑦⑧⑨
桩长（mm）	30～50	30～50	40～55	40～55	45～75	50～85
设计容许承载力（kN）	1000～2000		1500～2500	1500～2500	2500～4000	3500～5000

上海地区的钻孔灌注桩是以摩擦型为主的桩，主要靠桩周土体提供承载力性能，在极限荷载作用下，桩端阻力占极限承载力的比重较小，尤其是细长桩中，其比重就更小。表 2 为上海地区 10 根埋有测力计的工程桩试桩情况，桩的长径比为 54～89，桩端阻力在总荷载中所占的比例在 6%～11%之间。

表 2

工程编号	桩长（m）	桩径（mm）	L/D	持力层	桩顶加荷（kN）	桩端阻力（kN）	桩端阻力/桩顶加荷（%）	桩顶沉降量（mm）	备注
1	76	850	89	9-1	10900	1080	10	38.98	
2	76	850	89	9-1	10800	871	8	34.69	
3	76	850	89	9-1	9600	846	8.8	30.23	
4	76	850	89	9-1	10800	1030	9.5	47.39	
5	58	700	83	7-2	8500	966	11.1	46.07	
6	58	700	83	7-2	8500	922	11	46.77	
7	58	700	83	7-2	7650	630	8	33.31	
8	58	700	83	7-2	4250	319	7.5	12.2	
9	43	800	54		4800	317	6.6	43.51	
10	43	800	54		4600	343	7.5	40.62	

4. 钻孔灌注桩桩顶沉降（s）和沉降量与桩径比的分布情况见图 3、图 4 所示。可以看出上海地区钻孔灌注桩在达到设计要求的极限荷载时，桩顶沉降量大部分小于 30mm，其中桩顶沉降在 10～20mm 之间的桩接近 50%；桩顶沉降量与桩径比大部分小于 0.03。

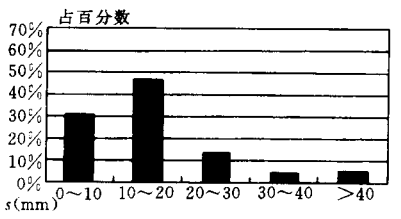


图 3　桩顶沉降分布柱状图

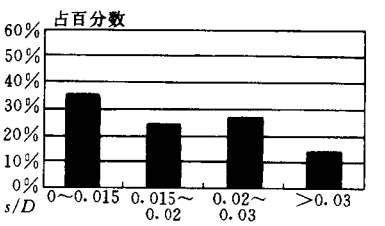


图 4　桩顶沉降与桩径比分布柱状图

三、确定极限承载力

1. 钻孔灌注桩的破坏状态是指桩开始剧烈的或不停滞下沉状态，这时桩周土体摩阻力达到极限值，桩尖土体开始发生塑性变形。钻孔灌注桩破坏主要分为两种形式，一种为渐变型桩，其典型 Q-s 曲线如图 5 所示；另一种为突变陡降型，桩在某级荷载作用下的主要表现为桩体突然下滑，其典型 Q-s 曲线如图 6 所示。在工程实例中，突变型桩其承载力往往达不到设计要求，这往往由于桩端未进入持力层、桩端虚土或沉渣过大或桩身严重缺陷等原因所致，这些影响因素一般都可以通过改进施工工艺、加强施工质量管理等措施加以避免。根据上述 360 多根试桩资料的统计结果，这种呈突变型而未达到设计要求的桩占年总试桩数比例的分布情况见图 7，1993 年、1994 年的比例都在 13%左右，近几年，随着施工工艺的改善、施工管理的加强以及工程监理的全面实施，钻孔灌注桩的施工质量有所提高，突变桩占年总试桩数的比例逐渐下降。尽管收集到的资料有限，但这也可以从一个侧面反映了近 5 年来上海地区钻孔灌注桩的质量分布情况。

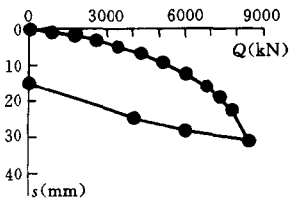


图 5　渐变型桩的 Q-s 曲线

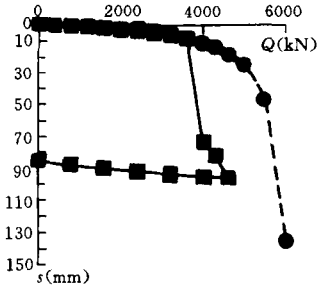


图 6　突变型桩的 Q-s 曲线
实线为实测的 Q-s 曲线；虚线为正常的 Q-s 曲线

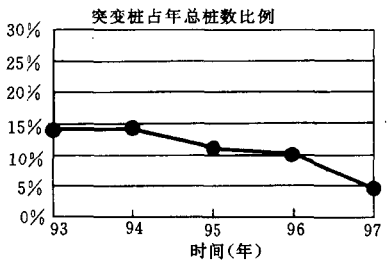


图 7　突变桩占年总桩数比例的示意图

2. 在实际试桩过程中，由于受试桩的目的、试验设备、试验费用等客观因素的影响，大部分的试桩未做到极限状态，此时如何确定基桩极限承载力，最大限度地合理利用工程桩的承载能力一直为工程技术人员所关注。

为了探求未达极限状态试桩的极限荷载估算方法，对所收集的钻孔灌注桩试桩 Q-s 曲线分别采用双曲线数学模型进行拟合计算，发现 Q-s 曲线与双曲线数学模型相关性较好，相关系数在 0.9 以上的占总检测桩数的 90%左右，相关系数在 0.95 以上的占总检测桩数的 82%左右。

其基本公式如下：

$$P = \frac{s}{(As + B)} \tag{1}$$

式中　P——试桩时所施加的桩顶竖向荷载；

　　s——某级竖向荷载作用下的桩顶沉降；

A、B——双曲线参数。

令 $Y=\frac{s}{P}$，$X=s$，则

$$Y = AX + B \tag{2}$$

根据已测桩的 P、s 值，用一维线性回归确定 A、B 参数。

根据最小二乘法原理：

$$\overline{X} = \Sigma X_i/n, \quad \overline{Y} = \Sigma Y_i/n$$
$$s_{xy} = \Sigma(X_i - \overline{X})(Y_i - \overline{Y})$$
$$s_{xx} = \Sigma(X_i - \overline{X})^2$$
$$s_{yy} = \Sigma(Y_i - \overline{Y})^2$$

则有：

$$B = S_{xy}/S_{xx} \tag{3}$$
$$A = \overline{Y} - B\overline{X} \tag{4}$$

曲线模拟相关系数：

$$R = \frac{s_{xy}}{(s_{xx}s_{yy})^{1/2}} \tag{5}$$

五、工 程 实 例

1. 对 20 根达极限状态渐变型桩用以上双曲线数学模型进行拟合计算，拟合后的曲线与实测曲线比较接近。

计算出双曲线参数 A 和参数 B 后，再用两种方法计算桩的极限承载力

方法 1：最大曲率法

双曲线数学模型最大曲率计算[5]

取
$$P_U = 0.85\times (1-B^{0.5}) /A \tag{6}$$

方法 2：沉降控制法

大量常规直径桩的测试结果表明，发挥侧阻力所需的相对位移一般不超过 20mm，先于端阻力发挥出来，国内外通常取 $s=(3\%\sim6\%)D$ 对应的荷载为单桩的极限荷载。基于前述上海地区钻孔灌注桩极限状态下的沉降一般在 30mm～40mm 的试验事实，考虑到影响钻孔灌注桩工程质量的因素较多以及桩体本身压缩变形的影响，建议极限承载力对应的沉降控制值取法如下：

桩长　　$L\leqslant 40$ (m)　　$s=30$ (mm)

　　$L>40$ (m)　　$s=30+(L-40)/2$ (mm)

式中 L 单位为 m。

将桩的沉降控制值 s 代入公式 (1) 估算桩的极限荷载。

两种方法计算结果见表 3。通过对 20 根达到极限状态的渐变型试桩对比计算发现，采用最大曲率法确定的极限荷载与实测的极限荷载有时相差较大，而采用沉降控制法

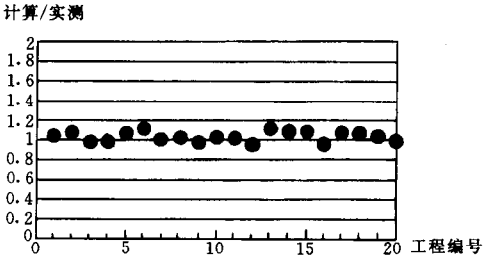


图 8　计算值与实测值比较图

计算的极限荷载与实测的极限荷载比较接近，计算值与实测值最大相差为11%（如图8所示），可以满足工程精度要求。

表3

工程编号	桩长(m)	桩径(mm)	持力层	试验承载力(kN)	最终沉降量(mm)	计算方法1(kN)	计算方法1/实测	计算方法2(kN)	计算方法2/实测	双曲线参数B	双曲线参数A	相关系数R
1	37.50	800	7.2	6825	24.68	7153	1.05	7101	1.04	0.00075797	0.000115556	0.997
2	66.35	800	7.2	8500	30.97	9444	1.11	9143	1.08	0.00095631	8.72214E-05	0.997
3	47.00	800	7.2	7200	39.81	6905	1.04	6963	0.97	0.000804814	0.000119599	0.996
4	37.90	800	7.2	5800	37.47	5345	1.08	5719	0.99	0.00059098	0.000155156	0.999
5	45.10	650	5.4	3600	25.81	3709	1.03	3798	1.06	0.001387966	0.00022063	0.999
6	58.00	800		7000	28.98	9924	1.42	7778	1.11	0.001815926	8.19984E-05	0.988
8	40.13	600	5	3750	28.51	3727	1.01	3821	1.02	0.001249451	0.000220031	0.999
9	40.10	650	7.2	3850	33.65	3455	1.1	3709	0.96	0.000934977	0.00023848	0.998
10	49	800	7.2	8000	24.48	7804	1.02	8160	1.02	0.000558993	0.000106348	0.998
11	48.15	700	8.1	4370	25.33	3980	1.09	4361	1.0	0.000734155	0.000207757	1.000
12	48.15	700	8.1	4370	39.01	3810	1.13	4107	0.94	0.00092642	0.000216306	0.994
13	76.75	850	9	10000	29.07	11789	1.18	11034	1.1	0.001006612	6.98165E-05	0.980
14	72.00	800		9600	33.99	12353	1.29	10411	1.08	0.001370583	6.62598E-05	0.987
15	23.05	650	7.1	1800	17.79	1716	1.05	1922	1.07	0.001284838	0.000477532	0.997
16	45.70	600		4760	44.04	4249	1.11	4515	0.95	0.000902147	0.00019403	0.999
17	25.05	600	7	2400	19.19	2540	1.06	2579	1.07	0.002048415	0.00031952	0.984
18	25.05	600	7	2200	18.37	2209	1.0	2338	1.06	0.001775225	0.000368497	0.998
19	25.05	600	7	2200	19.52	2107	1.04	2294	1.04	0.001437856	0.000388042	0.997
20	25.05	600	7	2400	42.16	2237	1.07	2359	0.98	0.00179962	0.00036385	0.998

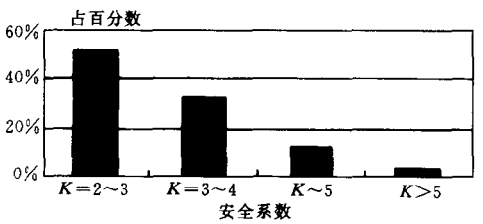


图9　估算极限值与设计容许荷载比较柱状图

2. 现将260多根未达极限状态的钻孔灌注桩用双曲线数学模型进行拟合，计算双曲线模型参数A和参数B，再将沉降控制值代入公式（1），估算桩的极限承载力。估算极限承载力与设计容许承载力比较见图9。可以看出估算极限值与设计容许值之比（安全系数K）在2～3之间占50%左右，另有50%左右桩的安全系数K大于3。

六、结　论

1. 在桩基工程设计中，大多数工程桩在达到荷载设计值时工程桩未达极限状态，且相应桩顶沉降在30mm以下，钻孔灌注桩的承载能力潜能未充分发挥；

2. 目前上海规范中提出对渐变型钻孔灌注桩的极限沉降控制值偏大，根据实际工程沉降值分析，沉降控制值按本文推荐的值较为合适；

3. 对未达极限状态的试桩，可用双曲线模型拟合试桩的 Q-s 曲线，再根据沉降控制法外推钻孔灌注桩的极限承载力，估算公式简单，精度较高，可满足工程要求。

参 考 文 献

1. 桩基工程手册，中国建筑工程出版社，1995
2. 赵明华，胡志清. 预估试桩极限承载力的调整双曲线法，建筑结构，1995，3
3. 徐顺兴. 桩在垂直荷载作用下的变化规律
4. 洪毓康，陈强华. 钻孔灌注桩的荷载传递性能，岩土工程学报，1985
5. 黄强，曲率法计算及推算试桩极限荷载的探讨，建筑结构，1988，5
6. 宰金珉等. 高层建筑基础分析与设计，中国建筑工业出版社
7. 建筑桩基技术规范（JGJ94—94），中国建筑科学研究院主编，中国建筑工业出版社，1995
8. 上海市标准地基基础设计规范（DBJ08—11—89），上海市工程建设标准化办公室出版

3.3 PHC 桩结构强度的计算与试验

姚诗伟

（交通部三航局科研所，200032）

【提要】 本文简要地介绍了 PHC 桩结构强度的计算与试验方法。

Pretensioned Spun High Strength Concrete Piles（PHC 桩）是三航局从日本引进生产设备和工艺，并结合国产原材料试制和生产的高强混凝土桩。现在在港口工程及工民建、桥梁工程中已经广泛应用 PHC 桩。

作者在试制阶段多次承担各种类型规格的 PHC 桩的本体及接头的抗弯结构试验。提交试验报告后按 JISA5337 提供的方法对各类 PHC 桩的结构强度进行分析与计算。现在介绍如下，希望得到同行的批评与指正。

首先计算 PHC 桩的有效预应力和开裂弯矩 M_{cr}：

$$\sigma_{pi} = 0.7\sigma_{pu} \tag{1}$$

σ_{pi}为主筋的控制张拉应力；σ_{pu}为主筋能承受的极限拉应力，取 $\sigma_{pu}=145000\text{kgf/cm}^2$。

$$\sigma_{pt} = \frac{\sigma_{pi}}{1 + n' \dfrac{A_p}{A_0}} \tag{2}$$

σ_{pt}为主筋的初始预应力值；

$$n' = E_p/E'_c \tag{3}$$

E_p 为钢筋的弹性模量，取 $E_p=20\times10^5\text{kgf/cm}^2$；

E'_c 为放张后预应力主筋传递给混凝土的弹性模量，取 $E'_c=3\times10^5\text{kgf/cm}^2$；

A_p 为预应力主筋的横截面积；

A_0 的 PHC 桩的横截面积，

$$A_0 = \frac{\pi}{4}(D_0^2 - D_i^2) \tag{4}$$

D_0、D_i 分别为 PHC 桩的外径和内径，

$$D_i = D_0 - 2t \tag{5}$$

t 为 PHC 桩的壁厚。

$$\sigma_{cpt} = \sigma_{pt} \cdot \frac{A_p}{A_0} \tag{6}$$

σ_{cpt}为 PHC 桩混凝土的初始预应力值。

$$\Delta\sigma_{p\varphi} = \frac{n\varphi\sigma_{cpt} + E_p \cdot \varepsilon_s}{1 + n\dfrac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}}\left(1 + \dfrac{\varphi}{2}\right)} \tag{7}$$

$\Delta\sigma_{p\varphi}$为混凝土徐变和收缩后的预应力损失值。

$$n = E_p/E_c \tag{8}$$

E_c 为混凝土的工作弹性模量，取 $E_c=4\times10^5\text{kgf/cm}^2$；

φ为混凝土徐变系数，取$\varphi=2$；

ε_s为混凝土收缩系数，取$\varepsilon_s=15\times10^{-5}$

$$\Delta\sigma_{pr}=\gamma(\sigma_{pt}-2\Delta\sigma_{p\varphi}) \tag{9}$$

式中 $\Delta\sigma_{pr}$——钢筋松弛的预应力损失值；

γ——钢筋的松弛系数，取$\gamma=0.15$。

$$\sigma_{pe}=\sigma_{pt}-(\Delta\sigma_{p\varphi}+\Delta\sigma_{pr}) \tag{10}$$

式中 σ_{pe}——钢筋的有效预应力值。

$$\sigma_{ce}=\sigma_{pe}\cdot\frac{A_p}{A_0} \tag{11}$$

式中 σ_{ce}——混凝土的有效预应力值。

以上这些步骤是进行PHC桩的有效预应力计算，为了计算PHC桩的开裂弯矩M_{cr}，还要计算其截面模量Z_e：

$$I=\frac{\pi}{4}(r_0^4-r_i^4)+\frac{n}{2}A_pr_p^2 \tag{12}$$

$$Z_e=I/r_0 \tag{13}$$

式中 I——PHC桩的截面惯性矩；

Z_e——PHC桩的截面模量；

r_0——PHC桩的外半径；

r_i——PHC桩的内半径；

r_p——预应力筋的中心至PHC桩中心的距离。

现在所要求的PHC桩的开裂弯矩M_{cr}为：

$$M_{cr}=Z_e(\sigma_{ce}+\sigma_{bu}) \tag{14}$$

式中 M_{cr}——PHC桩开裂弯矩的计算值；

σ_{bu}——弯曲拉应力，取$\sigma_{bu}=75\text{kgf/cm}^2$。

作者也根据上海市地基基础规范(DBJ08—11—89)计算了PHC桩的轴向允许承载力：

$$[N]=(0.25R-0.27\sigma_{ce})A_0 \tag{15}$$

式中 R——混凝土抗压强度，取$R=800\text{kgf/cm}^2$。

这些PHC桩的强度计算值列于表1之中，表1中同时还列出某些类型PHC桩结构试验时实测的M_{cr}值，大多数桩的实测M_{cr}值略高于$[M_{cr}]$(规范规定值)，但有相当一部分没有达到计算的M_{cr}值。作者又根据JISA5337的解说表3全应力损失率以另一种方法计算M_{cr}之值：

在高温高压蒸气养护下：A型桩的全应力损失率为22%～30%；B型桩为27%～35%；C型桩为30%～40%；AB型桩为25%～33%（插值假设）。

$$\sigma_{pe}=\sigma_{pt}\times\text{全应力损失率}(\%) \tag{16}$$

$$\sigma_{ce}=\sigma_{pe}\times\frac{A_p}{A_0} \tag{17}$$

式中 σ_{pt}——PHC桩钢筋的初始预应力值；

σ_{pe}——钢筋的有效预应力值；

σ_{ce}——混凝土的有效预应力值。

$$M_{cr} = Z_e(\sigma_{ce} + \sigma_{bu}) \tag{18}$$

式中 Z_e——PHC 桩的截面模量；

$\sigma_{bu}=75\text{kgf/cm}^2$，混凝土弯曲拉应力。

计算出的 M_{cr}值也列于表 1 中，这些 M_{cr}值与 $[M_{cr}]$ 比较接近。从表 1 可看出，实际生产中还可挖掘潜力以提高 PHC 桩的实际开裂弯矩 M_{cr}。

为了对引进的 PHC 桩的生产技术进行吸收、消化、改造和国产化，我们受三航局预制厂的委托对其生产的 PHC 桩管节本体进行抗弯结构试验。试验场所在局预制厂分厂的室外结构试验台座。试验得到了预制厂技术科和中心试验室的大力协助和密切配合。

试验分别按日本工业标准 JISA5337—1982 规定和我国的国家标准 GB13476—92 规定执行。

试验的项目为测定管节的开裂弯矩 M_{cr}和破坏弯矩；测试管节的受弯挠曲线和管节跨中的最大挠度。

结构试验的图式为：管节均按两端悬臂的简支梁，中间两点等量集中力作用的试验图式进行试验。简支跨距为 $3/5L$，L 为管节长度。跨中一集中力 P 由一过梁平分为两力作用于管节。两力作用点距离为 100cm，对称于跨中线。结构试验示意图 1：

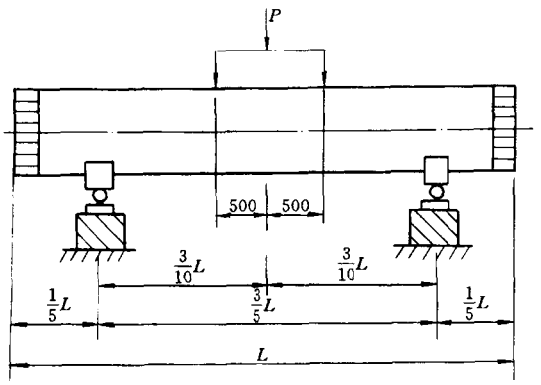


图 1

根据荷载试验图式，跨中弯矩 M 的计算为：

$$M = \frac{1}{40}GL + \frac{P}{4}\left(\frac{3}{5}L - 1\right) \tag{19}$$

式中 M——跨中弯矩（t·m）；

G——管节重量（t）；

L——管节长度（m）；

P——千斤顶加荷重（t）。

按日本工业标准 JISA5337 规定：当荷载加到开裂弯矩时，不应发生裂缝。破坏弯矩，日本标准规定 A 型桩的破坏弯矩是开裂弯矩的 1.5 倍，AB 型是开裂弯矩的 1.65 倍，B 型桩是开裂弯矩的 1.8 倍，C 型桩是开裂弯矩的 2 倍。

试验时，把实测破坏弯矩定为满足 TJ321—76 的强度检验的表 5 中构件破坏检验标志条件下的弯矩（$\delta \geqslant 1.5$mm，或挠度达到跨度的 1/50 或受压区混凝土破坏，或受拉主筋拉断）。

荷载分级和持续时间

（1）抗裂试验加荷程序

自重状态（外荷为零）→1/4M_{cr}→1/2M_{cr}→3/4M_{cr}→M_{cr}→自重状态。

（2）破坏试验加荷程序

自重状态（外荷为零）→1/4M_{cr}→1/2M_{cr}→3/4M_{cr}→M_{cr}→自重状态→M_{cr}→每级荷载递增 2t→破坏。

其中，M_{cr}为管节抗裂弯矩，见表 1 的［M_{cr}］（规范值）。

每级荷载加毕后，持续 10～15min，在开裂弯矩的荷载作用下，持续 30min。在持续时间内，仔细地观察裂缝的出现和开展。观察裂缝出现用精度为 0.05mm 的刻度放大镜进行观测。在持续时间结束时，观测各项读数。

管节挠度用电测位移计或百分表观测。

荷载 P 指千斤顶施加的外力，不包括管节自重及加载设备重量，跨中挠度 f 要扣除支座沉陷影响。

经试验，证明三航局预制厂采用国产Ⅳ级钢筋和高强钢筋作主筋生产的 PHC 桩管节试件符合 JISA5337 标准的规定。但在试验中发现抗裂弯矩的试验值大都比规范值稍大一些，有的刚达到规范值，但离计算值还差一些（见表 1）。

但是国产Ⅳ级钢筋的强度和冷拉率波动较大，所以给施工控制带来一定的困难。在管节的结构抗弯试验时也发生过抗裂弯矩达不到标准的情况。实际生产中还应该采取措施挖掘潜力以提高 PHC 桩的开裂弯矩 M_{cr}。

PHC 桩的结构强度的计算值与测试值 **表 1**

外径（mm）	型号	壁厚（mm）	主筋	计算的 M_{cr}（t·m）	［M_{cr}］（规范值）（t·m）	实测的 M_{cr}（t·m）	另一种方法的 M_{cr}（t·m）	结构承载力（t）	HUME 公司计算 M_{cr}（t·m）
600	A	100	12φ9.2	19.72	17.0	—	18.90～19.57	298	19.7
			9φ11	20.08	17.0	17.0；17.6；17.74	19.24～19.94	297	—
	AB	100	12φ11	22.36	20.4	24.72；24.89	21.02～21.95	292	22.3
	B		18φ11	26.72	25.0	—	24.72～26.12	282	26.7
	C		18φ13	31.48	29.0	M_{cr}>29.58	28.05～30.46	272	31.4
800	A	110	20φ9.2	43.59	40.0	—	41.75～43.32	450	43.5
			15φ11	44.44	40.0	—	42.53～44.19	449	—
	AB	110	20φ11	49.77	48.0	48.99	46.73～48.93	440	49.7
	B		30φ11	59.92	55.0	—	55.46～58.74	425	59.9
	C		30φ13	70.98	65.0	M_{cr}>66.33	63.34～69.00	408	70.9
1000	A	130	32φ9.2	84.58	75.0	—	80.93～84.12	670	82.7
	AB		32φ11	97.04	90.0	91.84	91.05～95.51	652	97.0
	B		32φ13	113.05	105.0	M_{cr}>107.15	104.62～110.79	633	113.0
800	B		30φ11	60.71	55.0	74.13	52.26～59.47	460	—

由于在某港口试桩工程中作为锚桩的 PHC 桩在静载试验中被拉断。断口发生在焊接接

头之处，从断口处摄下照片上可看出，接口环板已发生挠曲变形。为此，作者根据环板弯曲的弹性力学原理，仅考虑端板拉应力条件下计算 PHC 桩的抗拔承载力：

$$w=\begin{cases}-\dfrac{Fr^2}{D}k_3\dfrac{a^2-d^2}{a^2-b^2}\left[\dfrac{1}{2(1+\nu)}\left(\dfrac{d^2}{r^2}-1\right)+\dfrac{1}{1-\nu}\dfrac{b^2}{r^2}\ln\dfrac{d}{r}\right], r\in[b,d]\\ \dfrac{Fr^2}{D}\left\{f_1-kf_2-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\left[\dfrac{1}{2(1+\nu)}\left(1-\dfrac{d^2}{r^2}\right)\right.\right.\\ \left.\left.+\dfrac{1}{1-\nu}\dfrac{a^2}{r^2}\ln\dfrac{r}{d}\right]\right\}, r\in[d,e]\\ \dfrac{Fr^2}{D}\left\{k_1\left(\dfrac{1}{2(1+\nu)}+\dfrac{a^2}{r^2}\dfrac{1}{1-\nu}\ln\dfrac{r}{a}\right)+\dfrac{e^2}{r^2}k_2-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\left[\dfrac{1}{2(1+\nu)}\right.\right.\\ \left.\left.\times\left(1-\dfrac{d^2}{r^2}\right)+\dfrac{1}{1-\nu}\dfrac{a^2}{r^2}\ln\dfrac{r}{a}\right]\right\}, r\in[e,a]\end{cases}\tag{20}$$

$$\theta=\begin{cases}\dfrac{Fr}{D}\dfrac{a^2-d^2}{a^2-b^2}k_3\left(\dfrac{1}{1+\nu}+\dfrac{b^2}{r^2}\dfrac{1}{1-\nu}\right), r\in[b,d]\\ \dfrac{Fr}{D}\left[f_3-kf_4-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\left(\dfrac{1}{1+\nu}+\dfrac{a^2}{r^2}\dfrac{1}{1-\nu}\right)\right], r\in[d,e]\\ \dfrac{Fr}{D}\left(k_1-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\right)\left(\dfrac{1}{1+\nu}+\dfrac{a^2}{r^2}\dfrac{1}{1-\nu}\right), r\in[e,a]\end{cases}\tag{21}$$

$$M_r=\begin{cases}-F\dfrac{a^2-d^2}{a^2-b^2}k_3\left(1-\dfrac{b^2}{r^2}\right), r\in[b,d]\\ -\dfrac{F}{4\pi}\left\{(1+\nu)\left[\ln\dfrac{e}{r}+\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\left(1-\dfrac{e^2}{r^2}\right)\right]-k\left(1-\dfrac{d^2}{r^2}\right)\right.\\ \left.\times\left[\dfrac{1-\nu}{2}+(1+\nu)\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right]\right\}\\ +Fk_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\left(1-\dfrac{a^2}{r^2}\right), r\in[d,e]\\ F\left(k_1-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\right)\left(\dfrac{a^2}{r^2}-1\right), r\in[e,a]\end{cases}\tag{22}$$

$$M_\theta=\begin{cases}-F\dfrac{a^2-d^2}{a^2-b^2}k_3\left(1+\dfrac{b^2}{r^2}\right), r\in[b,d]\\ \dfrac{-F}{4\pi}\left\{(1+\nu)\left[\ln\dfrac{e}{r}+\dfrac{1-\nu}{1+\nu}+\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\left(1+\dfrac{e^2}{r^2}\right)\right]\right.\\ \left.-k\left(1+\dfrac{d^2}{r^2}\right)\left[\dfrac{1-\nu}{2}+(1+\nu)\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right]\right\}\\ +Fk_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\left(1+\dfrac{a^2}{r^2}\right), r\in[d,e]\\ -F\left(k_1-k_3\dfrac{d^2-b^2}{a^2-b^2}\right)\left(\dfrac{a^2}{r^2}+1\right)\quad r\in[e,a]\end{cases}\tag{23}$$

式中 w——板的挠度；

θ——板的斜度；

M_r——板的单位长度弯矩；

M_θ——板的单位长度环向力矩；

ν——泊松比；

$$D=\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \tag{24}$$

E——杨氏模量；

h——板厚；

a——板的外半径；

b——板的内半径；

$$k=\frac{a^2-e^2}{a^2-d^2} \tag{25}$$

r——板的半径；

e——板承受均布横向力处的半径；

d——板简支处的半径；

系数 f_1，f_2，f_3，f_4 为：

$$\begin{cases} f_1=\dfrac{1}{8\pi}\left[\ln\dfrac{e}{r}+\dfrac{3+\nu}{2(1+\nu)}\left(1-\dfrac{d^2}{r^2}\right)-\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right. \\ \left.\times\left(\dfrac{e^2}{r^2}-1+2\dfrac{1+\nu}{1-\nu}\dfrac{e^2}{r^2}\ln\dfrac{d}{r}\right)\right] \\ f_2=\dfrac{1}{8\pi}\left[\left(1-\dfrac{d^2}{r^2}\right)\left(\dfrac{1-\nu}{2(1+\nu)}+\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right)+\dfrac{d^2}{r^2}\ln\dfrac{r}{d}\right. \\ \left.\left(1+2\dfrac{1+\nu}{1-\nu}\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right)\right] \\ f_3=\dfrac{1}{4\pi}\left[\ln\dfrac{e}{r}+\dfrac{1}{1+\nu}+\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\left(1+\dfrac{1+\nu}{1-\nu}\dfrac{e^2}{r^2}\right)\right] \\ f_4=\dfrac{1}{4\pi}\left[\dfrac{1-\nu}{2(1+\nu)}+\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\left(1+\dfrac{1+\nu}{1-\nu}\dfrac{d^2}{r^2}\right)+\dfrac{d^2}{2r^2}\right] \end{cases} \tag{26}$$

系数 k_1，k_2，k_3 为：

$$\begin{cases} k_1=\dfrac{1}{4\pi}\left[\dfrac{1-\nu}{2}\dfrac{e^2-d^2}{a^2-d^2}+\dfrac{d^2}{a^2-d^2}(1+\nu)\ln\dfrac{e}{d}\right] \\ k_2=\dfrac{1}{2}(\beta_1-\beta_2\beta_3) \\ k_3=\dfrac{1}{8\pi}\left[\dfrac{2a^2}{a^2-d^2}(1+\nu)\ln\dfrac{e}{d}+(1-\nu)\dfrac{e^2-d^2}{a^2-d^2}\right] \end{cases} \tag{27}$$

其中 β_1，β_2，β_3 分别为：

$$\begin{cases} \beta_1=\dfrac{1}{4\pi}\left[\dfrac{3+\nu}{2(1+\nu)}\left(1-\dfrac{d^2}{e^2}\right)-\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\dfrac{2(1+\nu)}{1-\nu}\left(\ln\dfrac{e}{d}\right)^2\right] \\ \beta_2=\dfrac{1}{1+\nu}\dfrac{a^2}{a^2-d^2}+\dfrac{2}{1-\nu}\left(\dfrac{a^2}{a^2-d^2}\ln\dfrac{e}{a}+\dfrac{a^2-e^2}{a^2-d^2}\dfrac{d^2}{e^2-d^2}\ln\dfrac{e}{d}\right) \\ \beta_3=\dfrac{1}{4\pi}\left[\dfrac{1-\nu}{2}\left(1-\dfrac{d^2}{e^2}\right)+\dfrac{d^2}{e^2}(1+\nu)\ln\dfrac{e}{d}\right] \end{cases} \tag{28}$$

在 M_r 和 M_θ 求出后，再用下式求 σ_r，σ_θ：

$$\sigma_r = \partial M_r/h^2 ; \sigma_\theta = \partial M_\theta/h^2 \tag{29}$$

其中 σ_r 为弯曲应力；σ_θ 为环向应力。

最后以 $\sigma=\sqrt{\sigma_r^2+\sigma_\theta^2}\leqslant[\sigma]$ 来反算 PHC 桩的抗拔承载力，其计算结果见表 2。

PHC 桩（考虑端板拉应力）的抗拔承载力 **表 2**

钢筋	公称直径	型号	D_0	D_i	t_s	D_p	a	承受拉力（t） 380MPa=3878kgf/cm²
高强钢筋	600	A AB B	600	400	19	490	12	37.80≈38
		C	600	400	22	490	12	50.67≈51
	800	A AB B	800	580	19	690	14	40.25≈40
		C	800	580	22	690	14	53.96≈54
	1000	A AB	1000	740	19	880	15.5	43.35≈43
		B C	1000	740	22	880	15.5	58.13≈58
Ⅳ级钢筋	600	A AB	600	400	20	490	12	41.88≈42
	800	A AB	800	580	20	690	14	44.60≈45
	1000	A	1000	740	20	880	15.5	48.04≈48

参 考 文 献

1. JIS A 5337—1982 日本工业标准. Pretensioned Spun High Strength Concrete Piles
2. S. 铁摩辛柯，S. 沃诺斯基，板壳理论
3. J. J. Cao & A. J. Bell ,General Solutions for a Circular Flat Plate. with a Central Hole Loaded by Transverse Force or Bending Moment Uniformly Distributed Along a Circumference. Int. J. Pres. Ves. Piping 51 (1992) 155～173

3.4 H型钢桩承载力的动力试验分析

钟冬波

（冶金工业部建筑研究总院地基所，100088）

【提要】 本文通过对一百多根的H型钢桩的高应变动力测试，对承载力的歇后效应、承载力的持力层厚度效应及桩端阻力与标贯击数的关系作出了归纳总结和相应分析。

一、概　　述

某电厂位于填海区，由于工程地质条件复杂，经过各种桩基选型试验，最后确定选用HP360×410×176型钢桩。因厂区覆盖面积广，桩基持力层埋深及层厚变化很大，因此在具体的设计、施工时，面临承载力随入土深的变化情况、打桩结束后承载力随时间变化情况和桩端阻力与标贯击数的关系需要掌握，以此确定打桩收锤标准和控制桩顶标高。H型钢桩的承载力性能试验最直接的方法是通过沿桩身埋贴应变计，经静载试验获取相应数据。但试验数量往往只能局限极少数几根。本次试验是在2根静载试验的基础上，对一百多根H型钢桩采用了目前十分流行的高应变动力试桩方法测定承载力，试验桩长7～36m。场地工程地质情况自上而下简述为：

①层：素填土；人工填砂区，经振冲加密后达到中密，层厚11～16m

②层：淤泥；局部地方缺少此层；层厚0～3.2m

③层：粘土；可塑～软塑，层厚0.5～7.2m

④层：中、粗砂残积层；层厚及埋深变化较大，层厚0.75～7.1m

⑤层：强风化混合花岗岩；自上而下风化程度逐渐减弱，层厚及埋深变化较大，层厚4.2～32.6m，埋深15～24m

⑥层：中风化混合花岗岩；层厚0.5～2.0m，埋深24～54m

二、静载试验与高应变动力试验结果比较

1#、2#桩的静载试验均压至极限状态，其中2#桩沿桩身粘贴应变计测量桩身轴力的分布。两桩在打桩过程中进行了预打动力试验，并分别在打桩结束后7天和4天进行动力复打试验。在动力试验全部结束6天后，进行静载试验。试验结果如表1和图1。

静动试验结果对比　　**表1**

桩号	入土深（m）	试验极限承载力（kN）		误差（%）	静动试验间隔时间（天）	持力层土层情况
		动测	静载			
1	28.1	5370	5400	0.6	9	强风化岩
2	25.9	4550	4800	5.2	6	强风化岩

通过两组试验可以看出：

（1）动静试验的极限承载力误差在正常范围内。

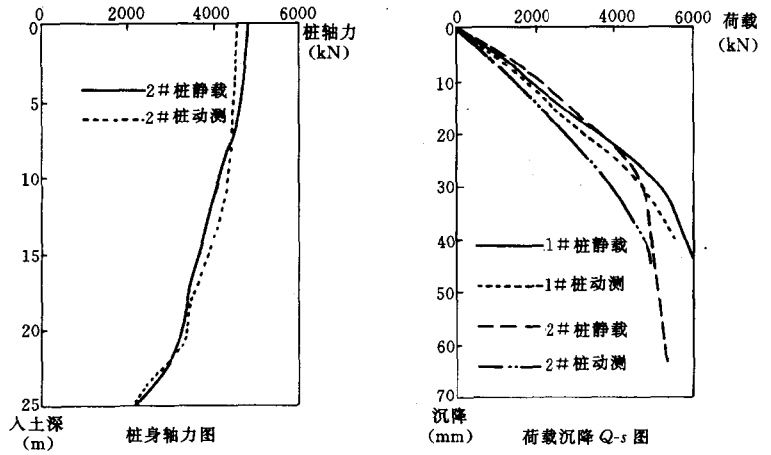


图 1　桩身轴力及荷载-沉降 Q-s 曲线图

（2）荷载沉降 Q-s 曲线及桩身轴力分布，虽局部有差别但总体上有良好的一致性。

三、打桩结束后承载力的歇后效应

打桩过程中，强烈的振动导致桩土之间的摩阻力损失及孔隙水压的升高，此时桩的承载力并非最终的承载力，只有经过一段时间，桩周阻力完全恢复后的承载力方为最终承载力。在具体的设计及施工中，往往要掌握打桩结束后承载力随时间的变化情况，来预估最终承载力，以指导后续的施工标准或设计更改。表 2 列出了在 4～23 天的间隔时间内，19 根桩经初打和复打试验后，所得的极限承载力恢复系数。承载力随时间的变化的趋势回归关系如图 2。

打桩后承载力在不同时间的恢复系数　　**表 2**

桩号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
天数	2	4	5	5	7	7	7	9	11	11
恢复系数	1.1	1.12	1.20	1.23	1.21	1.22	1.24	1.27	1.33	1.36
桩号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
天数	11	13	13	14	15	16	18	20	23	
恢复系数	1.38	1.35	1.42	1.42	1.4	1.45	1.44	1.46	1.45	

从图 2 中分析，前 7 天接近直线增长，之后增长速率放慢，15 天以后接近稳定状态。在砂性成分占主要的土质中，初打承载力到最终承载力的恢复系数约 1.4 倍。

四、桩侧、桩端阻力的持力层厚度效应

H 型钢桩的持力层为强风化混合花岗岩，其厚度的变化对桩侧、桩端的荷载分担起着明显的调配作用。

第一种情况：基桩入土深 20m，强风化持力层厚 7m。

桩端由持力层顶部进入中部，贯入度由 2.8cm/阵变为 1.3cm/阵，总承载力由 3500kN 增至 4600kN，桩侧单位阻力不增长，桩端显著地由 500kN 增至 2500kN。桩的总承载力主

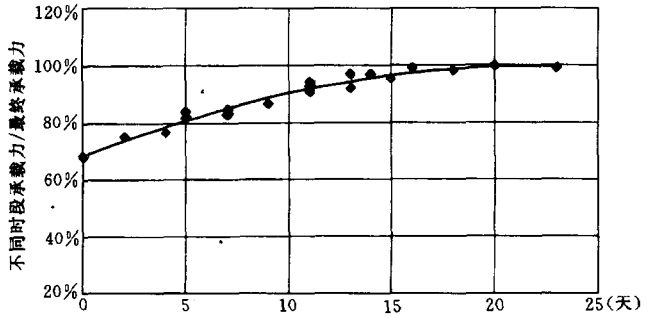


图 2　砂性土占主要成分的土层中承载力随时间变化关系

要取决于桩端。如图 3。

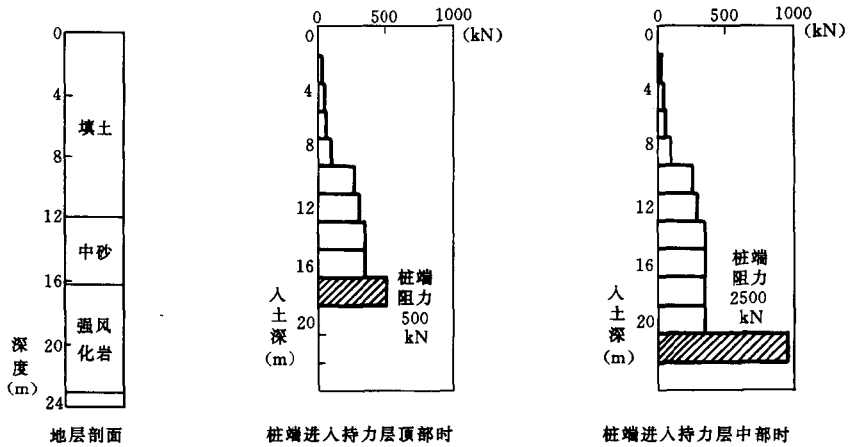


图 3　持力层较薄时的桩侧桩端承载力分布的变化情况

第二种情况：基桩入土深 36m，强风化持力层厚 20m。

桩端由持力层顶部进入中下部，贯入度始终为 2.8cm/阵，总承载力由 4200kN 增至 4500kN，桩侧单位阻力不增长，桩端阻力不增长。桩的总承载力主要取决于桩侧，如图 4。

从上看出，不同的桩端嵌入深度时，强风化持力层厚度对桩侧单位阻力影响较小，但对桩端阻力影响显著，从而决定桩的性质是摩擦桩还是端承桩。

五、桩端阻力与标贯击数的关系

经过对几十组桩端阻力与其相应处的标贯系数的统计分析，如图 5 所示 H 型钢桩在强风化层处的桩端承载力 R_{toe}与标贯系数 N 的呈线性关系趋势。

按 H 型钢桩横截面的包络面积 A_o=360mm×410mm 计算，桩端阻力 R_{toe}与标贯击数 N 的关系为：

$$R_{toe} = 45N \cdot A(\text{kPa})$$

六、结　　语

高应变动力试桩方法是国内外十分流行用于测定单桩承载力的方法。由于其方法本身

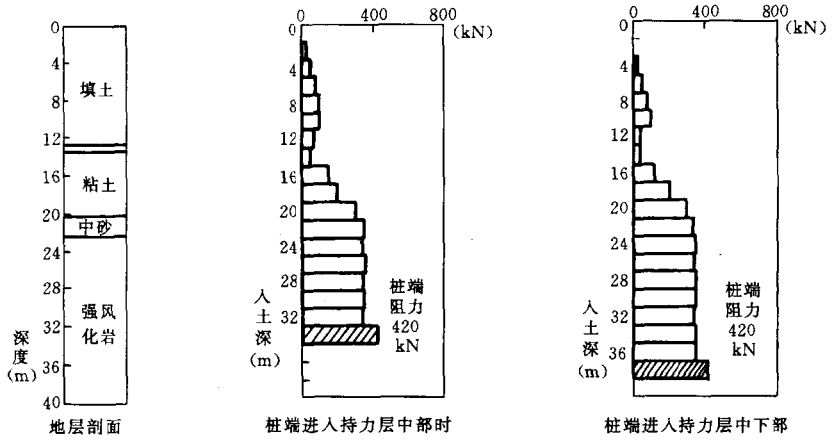


图 4　持力层较厚时的桩侧桩端承载力分布的变化情况

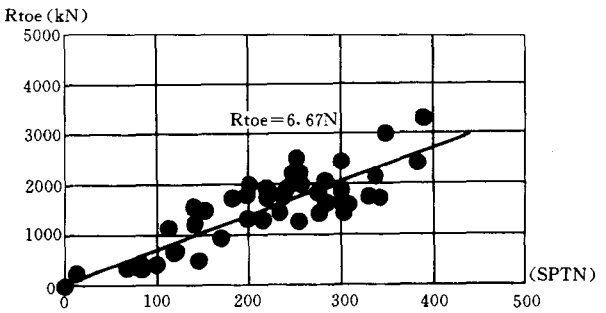


图 5　桩端阻力与相应处标贯击数的关系

的特点，在一些方面它的使用功能多于静载试验，因而为承载力性状的研究提供了新的手段。虽然试验的最终数据依赖特定的计算模型下的试算，承载力的测试仍存在一定的误差，但仍可利用其特点，找出桩的承载力随时间及地层情况的变化趋势。

3.5 深圳妈湾电厂H型钢桩打桩收锤标准控制

马 宏 钟冬波

（冶金工业部建筑研究总院地基所，100088）

【提要】 本文阐述了复杂地质条件下，如何根据实际情况利用PDA高应变动力测桩对承载力的跟踪测试手段，确定不同区域H型钢桩的施工的收锤标准来保证基桩的承载力。

一、前 言

地处深圳市西部的妈湾燃煤电厂一期工程主厂房区跨陆海两域，为开山填海区。其中，主厂房基础部分绝大部分布置在填海区。填海区经过几米到十几米填砂处理，其下淤泥大部分被清除。厂区地质条件比较复杂，选为持力层的强风化岩的风化程度、层厚及埋深变化相当大。按照设计要求，主厂房桩基础全部采用从卢森堡进口的Hcp型钢桩，总桩数近2000条，设计预估桩长从十几米到四十几米不等，设计荷载均为2250kN。在深圳地区当时采用Hcp型钢桩尚是首次，针对如此较为复杂的地质条件，在正式施工前7个月进行了Hcp型钢桩的静载试验及PDA高应变动载荷试验。尽管试验提供了十分详细的数据，然而由于厂区各建筑地段分布面较大，设计施工情况不一，因此，具体施工中便面临着不同建筑地段如何确定不同锤重桩机的打桩收锤标准。在层厚达十几米的强风化岩层中，收锤标准是采用标高控制，还是采用贯入度控制？这些便成为设计、施工、监理部门面临的主要问题。由于PDA高应变动载荷试验针对该项工程具有如下明显特点：

1. 准确迅速检测单桩的极限承载力及桩身质量情况。

2. 随打入桩过程中，作跟踪测试，观察承载力变化情况，迅速找出承载力与打桩贯入量的关系，从而确定收锤标准。

3. 不影响正常施工，随时进行抽查监测。

因此，PDA高应变动载荷试验方法便成为整个打桩施工的质量控制手段之一。

二、桩基础与地质条件

H型钢桩选用卢森堡钢铁集团（ARBED）HP360×410×176型号，主厂房总平面示意如图1。

主厂房总基桩数约2000条，其中烟囱区最外圈为垂直向倾角6°斜桩，其内为5圈直桩。从全厂区看，设计估算的桩长变化趋势为沿西方向东由十几米到四十几米，各建筑地段设计估算桩长如图1所示。

厂区地层岩性自上而下简述为：

Ⅰ层：素填土；人工填砂区，经振冲加密后达到中密，层厚11～16m；

Ⅱ层：淤泥；局部地方缺少此层，层厚0～3.2m。

Ⅲ层：粘性土；可塑～软塑，层厚0.5～7.2m。

Ⅳ层：中粗砂残积层；层厚及埋深变化较大，层厚0.75～7.1m。

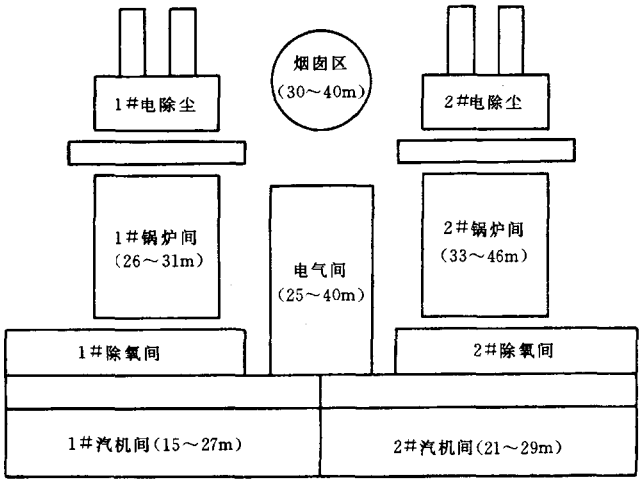


图 1　主厂房总平面及各区域预计桩长示意

Ⅴ层：强风化混合花岗岩；自上而下风化程度逐渐减弱，层厚及埋深变化较大，层厚 4.2～32.6m，顶面埋深 15～24m；

Ⅵ层：中风化混合花岗岩；层厚 0.5～2.0m；顶面埋深 24～54m；

桩尖持力层选为Ⅴ层的强风化花岗岩底部。因风化岩的层厚及埋深变化很大，Hcp 钢桩持力层不是一个十分稳定而规律明显的界面。个别地段分布有强风化“硬壳”层。

由于地层变化复杂，因此设计图中明确指出，实际桩长由现场沉桩决定。

三、施工监理面临的主要问题

1. 沉桩的可能性

从地质勘探报告提供的分析结果，Hcp 型钢桩持力层位于混合花岗岩底部或接近底部的位置（标贯 210 左右）。由于厂区强风化埋深及层厚变化很大，因此，Hcp 钢桩持力层的界面规律不明显。根据设计要求，工程桩全部采用桩端不削尖的平头桩。在试桩阶段，对平头桩采用锤重 39.2kN 的打桩机，在强风化层仅 4m 厚的区域打桩，其沉桩十分困难，桩尖到要求的持力层位置还相差约 2m。在具体施工中，根据试验结果得出 39.2kN 锤重不够，大部分地区拟采用经改装的上海 D50（锤重 49kN）。然而，主厂房有一大部分建筑地段强风化层厚为十几米到三十几米，那么用 D50 打桩机是否能使桩端达到很厚的强风化层底部或接近底部？若受打桩设备能力的限制，桩端到不了相应的强风化持力层底部位置，实际承载力是否满足要求？

2. 收锤标准

地质勘探报告分析结果表明，钢桩的收锤标准应以贯入度和标高双重控制，但设计中考虑到在很厚的强风化层中，标高可能达不到，提出实际桩长由现场沉桩决定，那么针对地质条件差别很大的建筑地段如何确定不同的收锤标准。

主厂房的最主要组成部分之一的烟囱区，强风化层埋深 20 多米，层厚 20～30m，圆形基座最外一圈斜桩，斜桩在强风化层行进的距离要比直桩长，收锤标准能否按打直桩的标准？

考虑到上海 D50 打桩机在强风化岩层较厚处打桩会十分困难，施工单位拟采用 P&H8（锤重 78.4kN）打桩机，由于锤重的变化，因此，又面临要确定 P&H8 打桩机在此建筑地段打桩的收锤标准问题。

3. 施工监测

由于受工期、场地的限制，施工中不可能采用静载试验进行监测。因此，如何准确快速对已打完的桩，甚至在没有休止歇后增长时间的时候进行抽样检查，以及对有怀疑的桩随时进行检测，也是监理部门面临要解决的监测问题。

四、用 PDA 试验进行施工监测

1. 静动荷载试验结果比较

在正式大规模施工前 7 个月，为了检验 PDA 试验的可靠性、及在具体施工监测的可操作性，同时寻求打桩结束时瞬间的承载力与最终承载力的关系，分别做了 3 组单桩静动荷载对比试验，考虑到试验对岩土影响而产生的歇后阻力增长效应，动载试验与静载试验前后间隔一星期。

通过 3 组试验，可得出如下结论：

（1）与静载荷试验相比，PDA 动载试验数据误差在正常范围，满足工程需要。

（2）由 PDA 试验本身具有快速，可随打桩作跟踪测试，且不影响正常施工等明显优越性，故 PDA 试验适合施工监测。

2. 检测方案

（1）试打桩的测试

根据不同建筑地段的地质条件选定几根典型的桩作为试打桩。试打桩随打桩过程进行跟踪测试，一段时间后再进行复打试验。由于打桩过程对岩土的扰动作用，跟踪试验所测试的承载力并不代表桩的最终承载力，最终承载力必须间隔一段时间使岩土阻力歇后增长后，通过复打试验来确定。预复打试验间隔天数 7～15 天以上，通过预复打试验，分别确定各建筑地段的岩土阻力恢复系数。

确定收锤标准的程序：预打试验随打桩过程作跟踪监测，在收锤时记录若干阵锤击数，并观察记录桩的承载力变化趋势，根据前期试验资料提供的恢复系数预估最终承载力，并初步确定相应的收锤标准。15 天后复打试验测定最终承载力，并求出相应的承载力恢复系数，以此系数乘以打桩结束时的初打承载力，从而求出对应不同贯入度的最终承载力。然后找出最终承载力恰好满足设计要求的对应贯入度，来确定收锤标准。

（2）工程桩抽查检测

针对抽样桩或值得怀疑桩进行：

1）复打时直接检查承载力是否满足要求。

2）掌握该建筑地段恢复系数后，在打桩过程刚一结束，进行抽查。

3. 控制标准及方案实施

（1）施工收锤标准

由于主厂区各建筑地段地质条件存在很大差别，而这个差别主要表现在作为持力层的强风化层，在较薄处，标贯击数由上至下增大十分显著，而在较厚处，标贯击数则变化缓慢。因而导致桩侧、桩端阻力所占承载力比率的变化，即决定是摩擦桩还是端承桩。在额

定的打桩机锤击能量情况下，要保持不论强风化层薄或层厚情况，桩的承载力均为2250kN，就必然要对不同建筑地段确定不同的收锤标准。

1）上海桩机 D50（锤重 49kN）收锤标准

D50 打桩机承担了厂区除烟囱地段以外的绝大部分工程桩施工收锤阶段的打桩任务，根据各地段试打桩 PDA 的测试结果，针对不同的地质条件及上部荷载情况，D50 打桩机的收锤标准分为三类：

A. 强风化层较薄，标贯击数变化迅速，上部荷载较大，如 1#锅炉间、1#汽机间，收锤标准为：满足一次测试贯入度≤20cm/100 击后，再连续测试三阵贯入度≤2.0cm/10 击。

B. 强风化层很厚，标贯击数变化缓慢，上部荷载较大，如 2#锅炉间，收锤标准为满足两条件之一即可：满足二次测试贯入度≤25cm/100 击后，再连续测试三阵贯入度≤2.0cm/10 击；或者按打桩标高停锤。

C. 强风化层很厚，标贯击数变化缓慢，上部荷载较轻，如电气间，收锤标准为满足两条件之一即可：满足一次测试贯入度≤25cm/100 击后，再连续测试三阵贯入度≤2.0cm/10 击；或者按打桩标高停锤。

按常规，打桩收锤标准一般以最后三阵贯入度满足要求即可，而以上的收锤标准都附加了一次或两次 100 击时的贯入度小于 20cm 或 25cm，其原因是由现场实际测试情况决定的，如下述情况。

属 A 类情况的 1#锅炉间施工为最初施工阶段，在正式采用以上收锤标准之前，部分桩按最后三阵击≤2cm 收锤，结果在复查中发现存在多根桩承载力不符要求。该区域在试打桩的跟踪测试中发现，接近收锤时，贯入度基本上在 2.0cm/阵左右变化，但承载力仍偏低，继续打几十击甚至上百击后，由 PDA 测试曲线所反映桩底密实程度才明显变实，相应承载力也满足要求。由于该区实际施工中，采用 D50 打桩机很难使桩打至设计估计的标高，从而也就无法用标高来控制收锤，而仅采用最后三阵来控制，又不能充分保证所有桩的承载力符合要求。因此，在最后三阵之前增加了上述前提条件，其目的在于：*a*）穿透硬夹层。*b*）消除由于锤跳高控制不严格而导致锤击能量不足所造成阵击锤击数假象情况。*c*）增加桩尖入岩深度。

下面抽查测试初阵实例说明这个问题，根据施工记录该桩按连续三阵 2cm/阵收锤标准停锤。复打测试的极限承载力为 3500kN，其中桩端阻力为 800kN，不符合设计要求。补打 100 击后桩端承载力增长到 1900kN，总承载力满足设计要求。该桩所处地质条件为：埋深 16.3～23.1m 为强风化层，23.1m 之下为中风化层，基桩入土深 20.2m。从测试分析，桩尖密实性在补打 100 击后变实，补打 100 击总沉降 21.9cm。以上结果表明，在强风化层较薄处，基桩承载力的大小主要取决桩底密实性，也就是桩端阻力大小。

属 B 类强风化层很厚的 2#锅炉间，其地质条件为埋深 22m 之下为强风化层，层厚 20m，桩的入土深 36m。PDA 从入土深 34m 处开始跟踪测试，打至 36m 时，贯入度始终在 2.8cm/阵之间，承载力增长缓慢。从承载力分布的测试结果看，入土深由 34m 至 36m，基桩承载力仅增加 300kN，其增长部分为桩侧摩阻力，桩端阻力并未增加。因此，该区域承载力高低取决于摩阻力大小，即嵌入强风化层的深度。因此，收锤条件按标高控制。

2）P&H8（78.4kN）打桩机收锤标准

P&H8 打桩机主要负担临海的烟囱建筑地段的打桩施工。烟囱基座桩基的最外圈直径

为 30.4m，烟囱高度达 300 多米，由最外圈 48 根斜桩及 5 层内圈共 84 根直桩支撑。由于烟囱地段持力层强风化岩层顶板埋深 22～25m，层厚 19.2～22.0m，经过 PDA 现场试验，采用下列标准收锤：

直桩满足一次测试贯入量≤30cm/100 击后，连续三阵≤2cm/10 击。

斜桩满足二次测试贯入量≤25cm/100 击后，连续三阵≤2cm/10 击。

事实上，烟囱地段收锤仍按打桩贯入度来控制，未依据设计提供的估计标高值。

(2) 承载力检测控制标准

复打测试是直接检测桩的最终承载力。但随打桩或间隔一、两天的抽查检测，则是间接检测最终承载力的方式，即需要在掌握各建筑地段的岩土阻力恢复系数后，由现场预打测试承载力乘以恢复系数来判断。恢复系数是通过对试打桩进行预、复打试验后确定的，各建筑地段 7～15 天恢复系数有明显的线性关系，7 天左右为 1.2、14 天左右为 1.4。

遵照以上标准，在初打检验和复打检验过程中，均发现有多根桩承载力不符合要求。由于及时发现和及时处理，因此部分消除了基桩承载力不足而带来的工程隐患。

五、结　　语

在复杂地层情况下，对大面积桩基础施工，应根据施工具体情况，来确定适合各区域打桩收锤标准。PDA 高应变动载试验，由于其本身的优越特点，可十分方便解决桩基础打桩施工面临的施工及质量控制的主要问题。

3.6 动测桩身缺陷模型桩模拟试验

黄理兴　姚　琦
（中科院武汉岩土力学所，430071）
陶海平
（开封市建筑工程质量监督站，475000）

【提要】 本文通过动测桩身完整性模型桩模拟试验，获得了桩身典型缺陷与波形特征的对应关系，完善了动测基桩完整性的理论依据，并对基桩完整性检测技术提出了几点意见。

一、前　言

据不完全统计，目前国内每年用桩量逾百万根，而由于地质情况与施工技术等诸多因素，存在各种缺陷的桩约占20%。也就是说，每年约有20万根缺陷桩隐含在桩基础中。为了确保建筑工程的安全，相应的动测桩技术应运而生。从目前几种动测桩基完整性方法中，锤击反射波法由于其理论依据可靠与测试技术简便，应用最广泛。但从近期几次重大动测桩资格考核与桩基检测技术比赛成绩来看[1][2]，目前动测桩技术水平还远不能满足工程实际需求。因此，完善动测桩理论依据，建立桩身缺陷与动测波形对应关系，提高我国基桩检测整体水平是当务之急。据此，我们在总结国内外几次重大考核结果的基础上，结合工程实践，开展了桩身典型缺陷模型桩模拟试验，从动测桩理论依据的完善到检测技术的规范，都作了大量的系列研究，获得了桩身典型缺陷与动测桩波形特征的对应关系，提出了一套较完整的动测桩身完整性的理论依据与检测技术，期望能促进我国动测桩基完整性技术的发展。

二、桩身典型缺陷与模型桩制作

国内桩基工程大多采用预制混凝土桩与灌注混凝土桩，后者常见缺陷多于前者。就桩的完整性而言，桩身缺陷可概括为：断裂（错位）、裂缝（裂纹、接缝、浇灌界面）、离析（松散、蜂窝、空洞）、缩颈、扩缩颈、夹泥（夹沙）、沉渣、浮浆等八大类。我们根据工程桩中常见缺陷与工程桩特点，设制了七根模型桩，分属完整桩、扩颈桩、扩缩颈桩、缩颈桩、离析蜂窝桩、空洞扩底桩、缩颈裂缝桩，模型桩外形尺寸与缺陷特征如图1所示。由于钻孔灌注模型桩缺陷制作的复杂性并很难达到设计要求，我们采用了预制模型桩。这样可以对桩身缺陷位置、缺陷形式、缺陷程度严加控制（为了研究弹性波在桩身中的传播与衰减规律，混凝土波速与混凝土强度的对应关系，我们在模型中还埋设了相应的传感器，这一研究成果将另文发表）。模型桩混凝土强度等级分两种即C20、C30，模型桩用料与配筋完全按工程桩设计要求制作。满龄期（28天）以后，在模型桩基地先钻孔再将预制模型桩植入，然后用细砂填满堵实。

三、模型桩模拟试验

本次模型桩模拟试验检测方法主要采用锤击反射波法。锤击方式垂直桩横截面。锤击工具分手锤、力锤与力捧等7种不同类型。拾振器有速度计与加速度计两种。速度计又分地震检波器与高阻尼、低阻尼传感器三种；加速度计又分通用型加速度计与高灵敏度加速度计两种。传感器粘接材料分别用口香糖、橡皮泥、黄油、石膏粉、502胶等五种。试验时间又分模型桩制作成桩后3天、7天、一个月，植入孔中后3天、7天、半月、一月、半年、一年等。并用声波仪对强度等级为C20、C30的桩分别作了超声试验，以比较超声波与弹性波波速的差异，以及研究桩周土对桩身中波的传播与能量耗散的机制。

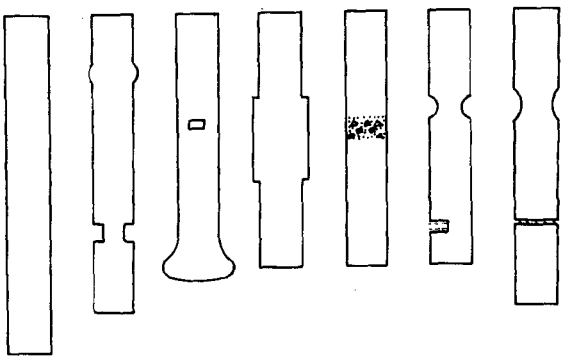


图1　模型桩外型与缺陷特征

（模型桩外形尺寸横截面400×400mm，桩长6～8m）

（缺陷程度：桩横截面减少$\frac{1}{2}$、$\frac{1}{3}$、$\frac{1}{4}$，扩大$\frac{1}{5}$、$\frac{1}{3}$、4倍，混凝土强度由C30降到C10）

四、桩身典型缺陷与波形特征分析

图2为同一根桩用三种不同锤击工具获得的波形特征图。显而易见，不同的初始入射波，桩将产生不同动力响应。正确的锤击方式，对获得真实的波形特征是相当重要的。

图3为口香糖、黄油两种不同的粘接材料对动测波形影响效果的对比。从图中可见，这两种粘接材料对动测波形影响不大。但从工程桩实测中知道，不同的粘接力、粘接厚度与桩头的平整度对动测波形均有影响。有的甚至会改变波形特征，造成结果误判。

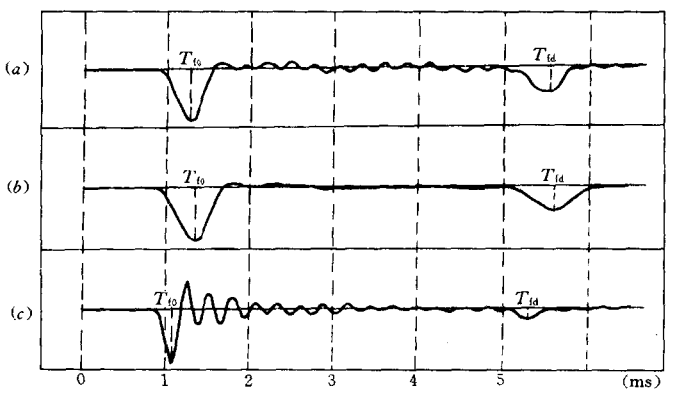


图2　不同的锤击工具引起的不同的动力响应

（a）手锤；（b）带尼龙头的力锤；（c）细金属杆

图4为速度计与加速度计的对比试验。从模型桩模拟试验结果分析，在判别完整桩或严重缺陷桩如断桩、严重缩颈桩时，均能从速度计或加速度计拾振的信号中获得满意的评

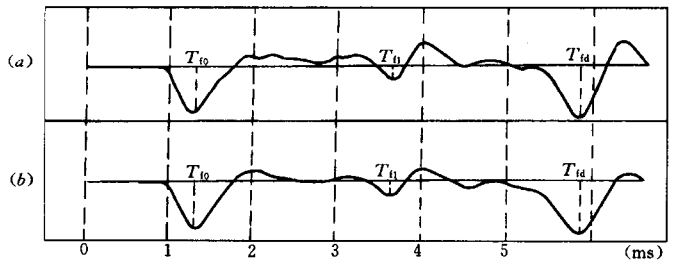


图 3　不同粘接材料对动测波形的影响

(a) 黄油；(b) 口香糖

判结果。但在区别扩缩颈桩或非贯穿性缺陷时，由于部分速度计的高频振荡波与反射波迭加后容易混淆相位变化特征，因此采用速度计来检测桩基完整性时，遇到有缺陷的桩，一定要采用变频与变打击能量反复检测，以便正确设别缺陷类型。

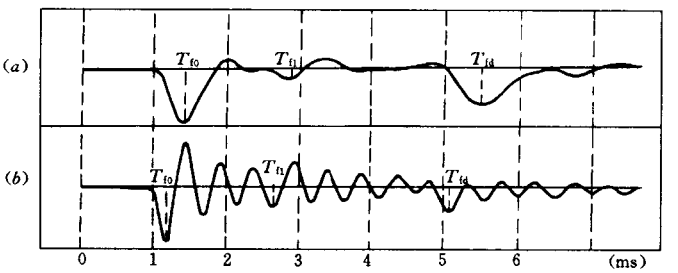


图 4　速度计与加速度计拾振信号的对比

(a) 加速度计；(b) 速度计

图 5 是本次模型桩采用带有尼龙头的力锤，垂直锤击桩头，用高灵敏度加速度计拾振，用口香糖粘接传感器获得的典型波形。从图中可见，广义波阻抗 ρCA 的变化与波形相位变化的特征关系是相当明显的，从中也说明采用一维杆波动理论来指导桩基完整性检测是完全正确的。当然，要想获得图 5 显示的桩身典型缺陷对应的动测波形特征，并不是随易而得的，这是我们经过一系列对比试验以后总结出来的结晶。如图 5 (a) 中的完整桩波形，在工程桩检测中，很难获得基线如此归零的结果。在图 5 (d) 中，显示的是变截面桩的实测波形，该桩的外形特征完全类同于 1993 年在荷兰动测桩比赛用的 3# 桩，该桩当时考试结果正确率最低，仅 20%。从实测波形图上，虽然在扩颈处波形显示反相反射，但在扩颈结束处显示同相反射，波形特征类似于缩颈状，在工程桩实测中很易将此类桩判为扩缩颈桩，这与事实不符。模型桩与大量工程桩实测表明，桩身先扩后缩，在波形特征上反相与同相反射伴生。图 5 (b) (f) 均为缩颈类桩。图 5 (b) 为先扩后缩，由于扩变截面是渐变状，扩颈反射特征不明显，仅显缩颈特征。图 5 (c) 是一根类似于夯扩桩或人工挖孔扩底桩，在波形上显示扩底特征明显。但要准确判别桩身扩颈多少，目前还难以实现。图 5 (e) 是一根离析（峰窝）桩，在离析段桩身混凝土强度由 C30 降到 C10，区段长 50cm。从外表看蜂窝麻面明显，浇灌时不加振捣，估计桩身内部也是蜂窝状。模型桩实测波形在此区段特征显缩颈状。值得提出的是，50cm 长的离析段，对桩身质量已属严重缺陷，但对桩底反射时

间相差却无几。我们测算过，完整桩区段混凝土波速为 4000m/s，离析区段波速约 2000 m/s。而当波透过 50cm 长的离析段，从桩底反射到桩头时，其反射时间仅增加 0.25ms，桩身混凝土平均波速仍高达 3733m/s。这根桩的模拟试验结果告诉我们，当工程桩混凝土平均波速从 4000m/s 降到 3000m/s 时，对于 7m 长的桩，将有超过 2m 长的区段混凝土波速低于 2000m/s，这足以引起我们的注意。图 5（g）是模拟断桩的波形图。在模型桩制作时，我们在第二缺陷处用一厚 10mm 的硬泡沫塑料板隔绝两段桩身。在实测波形中，桩底反射信号仍清晰可见（某省考核原型桩中，曾用 50mm 厚的泡沫板隔绝桩身模拟断桩，实测时 5m 长的桩桩底反射仍可辨）。从这根模型桩结果说明两个问题：一是若桩长小于 10m，混凝土强度等级设计在 C25 以上，若桩底反射不清，说明桩缺陷肯定严重；二是对于工程桩桩身中若含有小于 50mm 厚度的夹泥夹沙层，实测短于 10m 长的桩，一般桩底反射也可辨（夹泥与夹沙的程度可根据波速与波幅的变化来确定）。

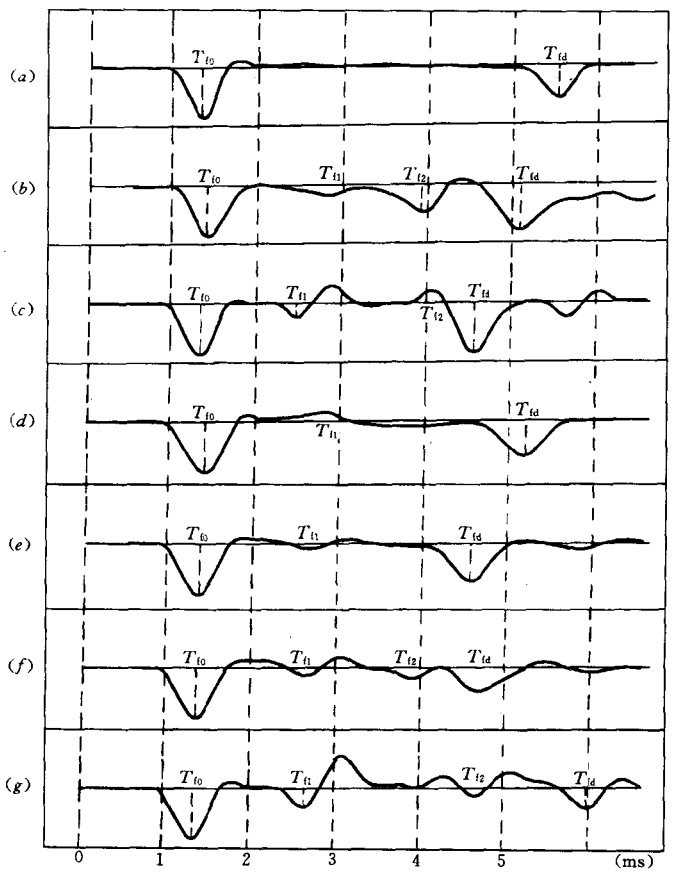


图 5　桩身典型缺陷与动测波形特征

五、桩身完整性检测理论依据的完善

通过这次模型桩模拟试验，我们认为动测桩基完整性应该用多个理论作依据。

在采用锤击反射波法检测桩基完整性时，传感器的设置与锤击点在同一平面上，也就是说传播器拾振的信号是由一个冲击力产生的质点振动信号，见图 6 所示，此信号的特征

与冲击力的方式、能量大小、作用时间长短以及桩头砼材料对冲击力的响应等因素有关。因此在分析桩头打击响应或分析入射波特征时，应该应用振动理论的知识。

当桩头质点受锤击产生扰动并以波的形式向桩底传播时，一维杆波动理论充分发挥其作用。

当波与桩身缺陷相互作用时，特别对于那些非贯穿性缺陷或不规则裂缝、离析、蜂窝、局部夹泥、夹沙现象，缺陷处的反射波并非以单个波而是以一系列的波形式发（反）射的。若我们认为桩头受锤击的冲击函数为主波，那么缺陷处的反射波就是一系列的子波。子波与主波相互干扰与作用后，返回到桩头被传感器拾振，这就是我们获得的波形图或实测时程曲线。我们若定义入射主波函数为 $F(x, t)$，反射子波函数为 $G(x, t)$，实测时程曲线为 $H(x, t)$，就有下列的关系式

$$F(x,t) + G(x,t) = H(x,t)$$

主波＋子波＝实测时程曲线（波形）

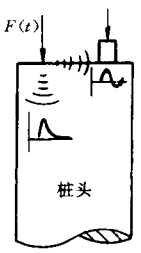


图 6　桩头受锤击力的传递示意图

$G(x, t)$ 是桩身缺陷对应的子波函数，在我们实测获得的时程曲线 $H(x, t)$ 函数中，若设法分离出主波函数 $F(x, t)$，那么我们就能获得子波函数与其波形特征关系，也即就能建立桩身缺陷与动测波形的对应关系，这就是我们提出的所谓“子波效应理论”。它无疑给动测桩身缺陷类型与缺陷程度增添了理论依据。

当桩头附近存在缺陷时，缺陷形成的反射波将多次产生，有时并能产生低频迭加信号。因此，在分析桩头附近缺陷时，需应用反复反射理论，这样特别是对桩头断裂的波形特征可以解释。

综上所述，我们在检测桩基完整性时，分析桩头的响应信号应该应用振动理论；分析波在桩身中传播与衰减规律应用波动理论；分析桩身缺陷形式与缺陷程度应用子波效应理论；检测浅部桩身缺陷应用反复反射理论。我们并称用这种综合理论作依据来检测桩基完整性的方法为“锤击波动法”。

六、结　　语

通过模型桩模拟试验，基本上达到了预期的试验目的。除了获得图 5 所示的动测桩身典型缺陷的标准波形外，还有以下几点体会：

1. 在检测桩身缺陷时，采用变频、变能量的力锤是恰当的。在检测桩基完整性时，任何“一锤到底”、“一锤定音”的作法，均会给检测结果带来偏差。

2. 速度计与加速度计均是检测桩基完整性的可用传感器。速度计一般用于工程桩的质量普查，而加速度计用于桩身缺陷的再分析。

3. 用速度计来拾振信号，探头设置固定式优于手持式。特别是检测灌注桩的完整性，建议采用钻孔打眼插杆固定式。用加速度计拾振，粘性强的胶姆糖粘接效果最佳。国产带粘手的橡皮泥优于进口带油性的橡皮泥。采用黄油作粘合剂时，注意粘接强度。用 502 胶粘接，注意平面接触。各种粘接效果一般每锤击一下需检查一次，或根据采集到的波形情况确定是否需要重新粘接。

4. 采用综合理论作依据来判别桩身的完整性是必要的。本文提出需四种理论作依据，是经过多次原型桩考核、模型桩试验、上万根工程桩测试验证过的，同时也供同行们参考。

5. 目前对于检测完整桩或桩身有无缺陷在技术上基本成熟。但对于缺陷形式的分类，缺陷程度的评定，离工程需求相差甚远。从本次模型桩模拟试验得知，桩身离析肯定降低桩身混凝土的平均波速，但要评判离析程度，还需结合波幅的衰减与频散来综合分析。扩颈桩在动测波形上存在先反相反射后同相反射的特征，这与缩颈桩先同相反射后反相反射正好相反，这是区别这两种类型桩的关键所在。另外，扩、缩颈桩不会引起波速的变化，这又是扩缩颈桩与离析、蜂窝桩的区别所在。

6. 桩周土对混凝土中波的传播有耗能与频散作用，这需与离析桩自身的衰减区别开来。扩底桩在波形特征上反应明显，但就目前检测技术，评判扩底桩的效果只能采用类比法进行。

参 考 文 献

1. 刘兴录. 全国桩动测单位资历考核结果和初步评价. 桩基工程技术. 北京：中国建材工业出版社，1996
2. 陈云敏. 荷兰的桩基工程测试技术. 福州桩基动测技术研讨会，1995
3. 黄理兴. 桩身缺陷与动测波形典型特征. 岩石力学与工程学报，Vol. 15. p605～609，1996
4. Huang Lixing et al. The Wavelet effect theory and the waveshape character of dynamic pile tests. Fifth International Conference of the Application of Stress-wave theory to piles. STRESSWAVE 96, USA

3.7 反射波法基桩质量检测实践

陈祥洲　陈　荣　向云龙
（宜昌市建筑工程质量检测站，443000）

【提要】 本文通过十个检测实例的分析，对反射波法的应用给予了肯定，同时由于实际工程桩的复杂性和本方法的局限性，提出从事基桩检测的人员，必须加强理论知识的学习并不断积累实践经验。

一、概　　述

宜昌市地处长江三峡西陵峡口，随着改革开放的深入和三峡工程的兴建，工程建设迅速发展。由于一些建筑地基的地质条件较差，高层及大部分多层建筑不得不采用桩基础，将建筑物荷载传递到地下一定深度的较好持力层。桩基础属隐蔽工程，施工难度大，有时还要在水下浇灌混凝土，因此，桩基质量难以控制，往往造成成桩质量缺陷，如缩颈、离析、蜂窝、空洞、夹泥、夹砂甚至断桩。传统的检测方法已难以适应桩基工程发展的需要，动力测桩以其轻便、快捷、费用低并可以对基桩质量进行普查而越来越受到人们的欢迎。本文介绍的反射波法已列入《基桩低应变动力检测规程》(JGJ/T93—95)。

二、反射波法测桩的基本原理

反射波法动力测桩的基本原理就是测试桩身阻抗 Z（$=\rho CA$）的变化。应力波在桩身中传播，当桩身阻抗 Z 发生变化时，就会产生波的反射与透射。按平面波考虑，在垂直入射时，振速反射系数为：

$$R_V = \frac{\rho_1 C_1 A_1 - \rho_2 C_2 A_2}{\rho_1 C_1 A_1 + \rho_2 C_2 A_2} = (Z_1 - Z_2)/(Z_1 + Z_2) \tag{1}$$

当桩身某处存在扩颈时：取 $\rho_1 C_1 = \rho_2 C_2$，因 $A_1 < A_2$，由（1）式 $R_V < 0$，即入射波 D 与缺陷（扩颈为良性缺陷）反射波 R' 反相。

当桩身某处存在缩颈时，取 $\rho_1 C_1 = \rho_2 C_2$，因 $A_1 > A_2$，由（1）式 $R_V > 0$，即入射波 D 与缺陷反射波 R' 同相。

当桩身某处存在离析（蜂窝、夹泥）时：取 $A_1 = A_2$，因 $\rho_1 C_1 > \rho_2 C_2$，由（1）式 $R_V > 0$，即入射波 D 与缺陷反射波 R' 同相。

当桩身某处全断时，$Z_2 = 0$，$R_V = 1$，D 与 R' 同相，将产生全反射。

桩顶受到力的作用，其应力状态可用声压反射系数表示为：

$$R_P = (Z_2 - Z_1)/(Z_1 + Z_2) \tag{2}$$

当桩身某处存在扩颈时，$Z_2 > Z_1$，$R_P > 0$，反射波 R' 与入射波 D 应力特性相同。若锤击作用力为压应力，其反射波也为压力波，反之亦然。

当桩身某处存在缩颈（含离析、夹泥、夹砂、微裂）或断桩时，$Z_2 < Z_1$，$R_P < 0$，此时反射波 R' 与入射波 D 应力特性相反。若锤击作用力为压应力，其反射波为拉力波，而桩顶作用拉应力时缺陷反射为压应力。

三、实 例 分 析

例 1：为了掌握反射波法的测试技术和基本原理，在实践中更好地得到应用，我们制作了一根 4.0m×0.4m×0.4m 的模型桩。图 1 是完整模型桩的实测曲线。模型桩平卧于地面，两端自由，反射波 R 幅值近似为入射波 D 幅值的两倍。由于桩长较短（仅 4.0m），能量损失较少，可以看到桩底清晰的多次反射 R_1、R_2……。若实际工程桩在桩顶下不远处断裂，也会出现同样的情况。图 2 是模型桩人为造成缺陷的实测曲线。在距锤击点 3.0m 处用钢钎打孔以缩小截面，曲线上 R' 为截面缩小处的反射。

例 2：扩颈桩的情况

宜昌市微波传输中心，基础采用人工挖孔灌注桩，图 3 是 10 号桩实测曲线，委方提供桩长 6.6m，桩径 0.9m。检测时无论传感器安装在何处，如何改变激振方式和激振力的大小，都无法测到桩底反射信号，从实测曲线可以看出第一次同相反射 R''是第一次反相反射 R'的两倍时差，且奇次反射与入射波反相，偶次反射与入射波同相，呈周期性衰减。结合其他工程桩平均波速判断，该桩在 2.5m 左右扩颈。后经调查证实，在施工过程中，2.5m 处严重塌方而填充了大量混凝土。测不到桩底反射的原因是扩颈太大，传到桩底的能量太小。

例 3：桩底遇到大孤石及嵌岩桩的情形

图 4 是三峡工程搬迁的秭归县一中 4 号住宅楼 25 号桩实测曲线，其桩长 5.97m，桩径 1.2m，设计持力层为强风化花岗岩，根据该地区地质情况及多年的检测经验，一般情况下，桩底反射是相当强烈的（图 5 是同一工程 15 号桩的实测曲线，桩长 8.15m）。从图中可以看到，对应于桩底反射的 R_1 与直达波 D 的相位相反，而第一个同相反射 R_2 恰好是第一次反相反射 R_1 的两倍时差。因此判定该桩扩底较大或嵌入坚硬的大孤石（因为根据地质资料不可能进入新鲜花岗岩）。后经查实，挖孔 5.9m 时遇大孤石（新鲜花岗岩岩块），因无法打穿和排除，就在其上浇灌成桩。尽管该桩没有嵌入新鲜基岩，但由于孤石较大，其情形也是嵌岩桩较好的例证。

例 4：桩顶直径大于桩身直径及缩颈情形

图 6 是宜昌市电池厂综合楼 B/12 桩的实测波形。该桩桩长 9.07m。桩周土从上到下是：填土、淤泥质土、流砂及泥质粉砂岩。原设计桩径为 1.0m 的人工挖孔桩，由于淤泥层和流砂层成孔困难，后来就在人工挖孔之下钻孔成桩，桩径 0.80m。图中 R'是桩径变化处的反射，R 为桩底反射。本例也是缩颈桩的典型例子。

例 5：桩身局部夹劣质混凝土的情形

康鑫花园基础为机械钻孔灌注桩，图 8 是 83 号桩的实测波形，桩长为 22.72m，桩径 0.8m。从波形可以看出在 4.1m 左右存在缺陷，且桩底反射不明显。根据施工工艺和地质情况（见例 9），判断该处混凝土质量较差，即存在劣质混凝土。经调查核实，当灌注到该处时突然停电，造成停灌达 50 多分钟。不难想象，当继续浇灌时，由于隔水层混凝土已经凝结，要冲破隔水层已相当困难，若加大压力冲破隔水层或是上拔导管必然在此处留下劣质混凝土夹层。

例 6：桩身断裂夹泥的情形

宜昌市土地局综合楼，基础为夯扩桩。图 7*a* 和图 7*b* 分别为 241 号与 242 号桩实测波形。桩长分别是 9.37m 和 9.87m，桩径均为 ϕ377。根据该工程基桩平均波速，判断两根桩

在3.5m处存在严重缺陷。缺陷位置与钢筋笼的配置长度相当，很容易与桩身阻抗变化混淆，参考地质情况（桩周土基本上都是粉土）和施工工艺及布桩间距较密的事实，判断该处混凝土质量较差、断裂或夹泥。后经开挖检验得到证实。

例7：桩身阻抗变化及高应变对桩身结构的影响

图9为某工程夯扩桩实测曲线，桩长9.8m，桩径为ϕ377。钢筋笼长度为3.8m。分析计算得知图中R'为钢筋笼反射，R为桩底反射。

图10是某房地产公司综合楼249号夯扩桩高应变检测后的反射波法测试曲线，很显然这是一根断桩。该桩桩长8.0m，桩径为ϕ377，某测试单位高应变结果为Ⅲ类桩（严重离析）。后经开挖检验，断裂处刚好在钢筋笼的末端，但没有发现施工造成的缩颈、断桩现象，只是卵石含量减少。笔者认为，造成断桩的原因是由于基桩座落在基岩上，重锤锤击的压力波到达桩底后，桩底阻力以压力波的形式向桩顶反射，而桩顶为自由端，反射波又以拉力波的形式向下传播，到达钢筋笼末端时将桩拉断。因此，高应变检测前后都应该进行低应变完整性检测。

例8：施工单位虚报桩长的情况

宜昌市电信枢纽大楼，基础采用人工挖孔灌注桩。图11是27号桩实测曲线，委托单位提供基桩资料中桩长9.7m，从实测波形可以得到桩底反射波的到时为4.08ms，计算波速为4755m/s。由于该桩波速异常，根据设计混凝土强度等级和其它工程桩情况，判断本桩在6.7m处混凝土质量较差或断桩。后经监理单位复查，实际桩长为6.6m。

例9：桩周土侧阻力对反射波的影响

反射波法动力测桩，用力锤敲击桩顶时，将主要产生三种振动模式：1.桩身内及桩周地层的质点振动；2.桩可以视为一维杆件时的纵向多阶共振；3.桩-土体系的共振。因此，安装在桩顶的传感器所接收到的反射信号，既有桩身内部的阻抗变化，也有桩周地层土质变化。图12是宜昌康鑫花园75号钻孔灌注桩的实测波形，该桩桩长15.05m，桩径0.80m。从图中看出6.0m左右有反相反射，且桩底反射不明显。该工程桩为钻孔灌注桩，地质情况从上到下为粉质粘土、稍密粘土夹卵砾石、密实卵石层、砾岩、砂岩。我们检查施工记录，并向施工人员和建设、监理单位有关人员了解到，75号桩在成孔和灌注过程中均无塌孔、停灌、超灌等异常情况，6.0m左右刚好是密实卵石层的位置。因此我们分析认为，该桩不存在扩颈，反相反射是由于密实卵石层侧阻力较大造成，桩底反射不明显，是由于桩侧阻力较大，应力波能量损失较多造成。

例10：反射波法在实际应用中的局限性。

在实际工程基桩检测过程中，情况是相当复杂的，有时候也是我们基桩检测人员难以解决的。下面两个工程的检测实例就说明反射波法基桩检测在有些方面是做不到的。

例10-*a*：钢筋笼外露

宜昌盐业大厦工程位于长江一级阶地，地质情况从上到下依次为：填土层（基桩施工时已挖除）、粉土层、流砂层、卵石层。原设计为人工挖孔桩，施工一半之后，由于地下水位上升，流砂层无法施工，就把另一半桩基改为钻孔灌注桩。施工完毕后，我们对该工程钻孔灌注桩进行了检测，图13是其中39号桩的实测曲线，根据曲线和地质情况可判其为完整桩且在6.3m左右有扩颈。然而事情并非这样简单，在基坑开挖施工时，发现大部分桩钢筋笼外露。这样一来，虽然静载荷试验和高应变试桩其单桩竖向承载力基本满足设计要

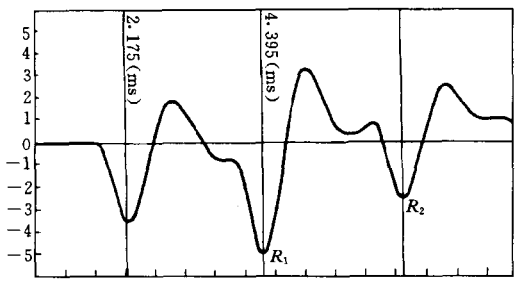


图 1

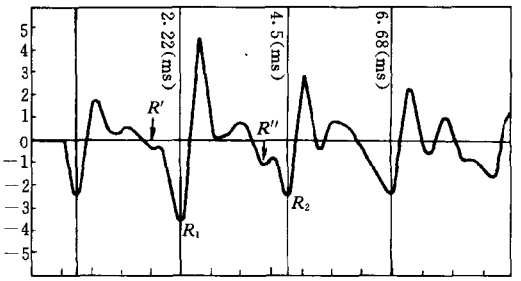


图 2

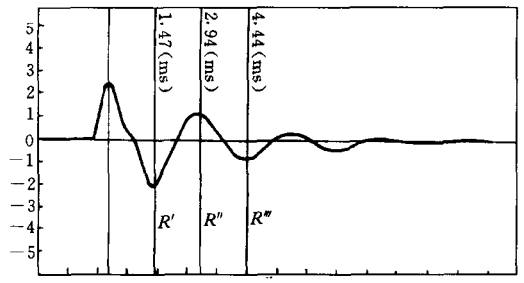


图 3

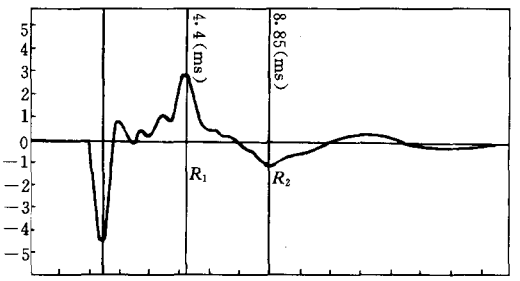


图 4

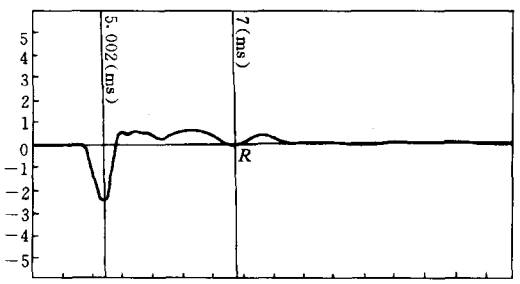


图 5

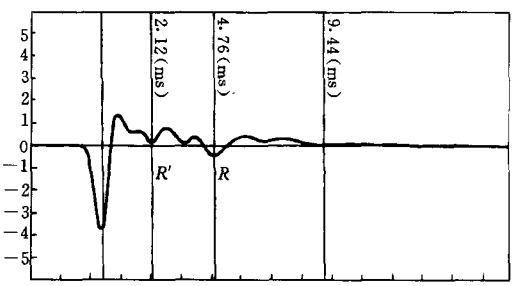


图 6

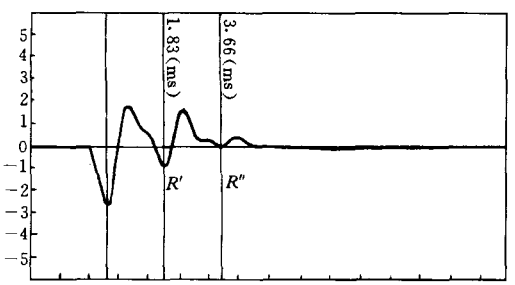


图 7（*a*）

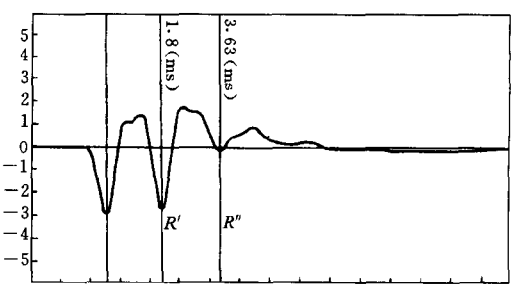


图 7（*b*）

求，但由于水平承载力、抗弯能力得不到保证以及钢筋无保护层而不得不作为事故桩进行处理。

例 10-*b*：浅部缺陷

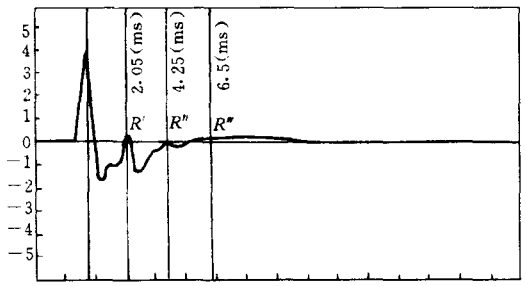


图 8

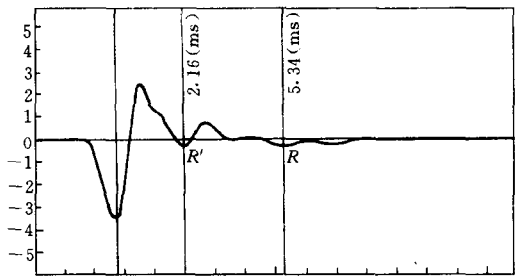


图 9

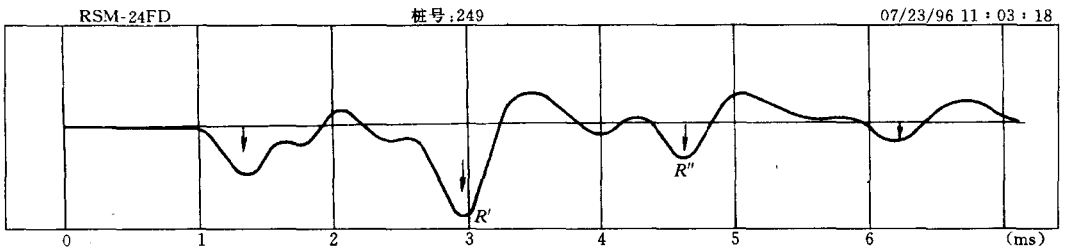


图 10

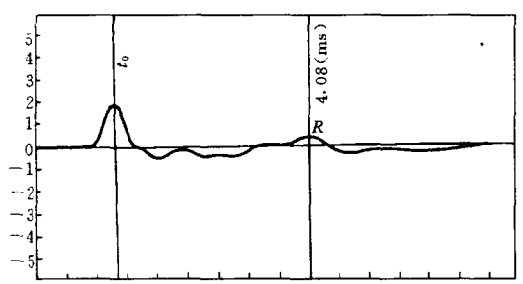


图 11

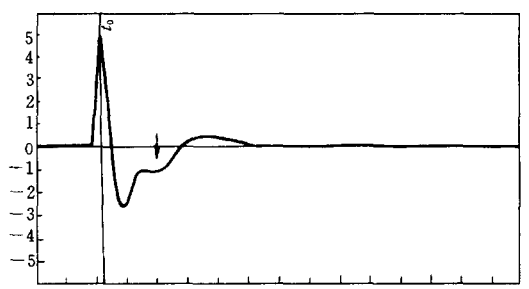


图 12

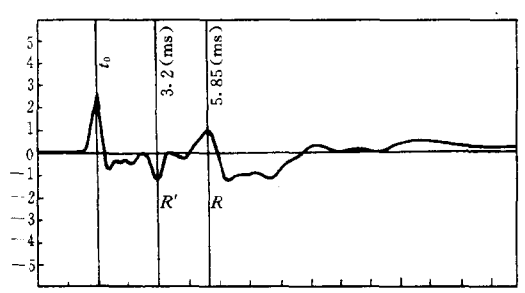


图 13

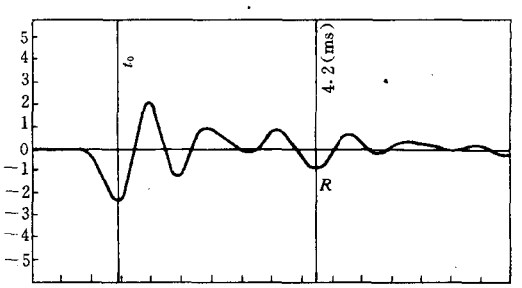


图 14

反射波法检测基桩完整性时，用力锤敲击桩顶，力的作用面呈球面，在 1～2 倍桩径范围内，应力波的传播是相当复杂的，且由于现有传感器频响范围的限制，桩顶下 1～2 倍桩径内将会出现无法准确判断或测试不出来的所谓“盲区”。图 14 是秭归县邮电局综合楼工程 62 号桩的实测曲线，该桩为人工挖孔桩，桩长 8.1m，桩径 1.25m，波速 3340m/s，判

定其桩身基本完整，混凝土质量较好。可是在基础开挖施工时，发现桩顶下 0.5m 范围保护层出现蜂窝，且有一个约 12cm 深的孔洞（呈锥形，外大内小）。

四、结 束 语

基桩动测是一门新兴的高新技术，它涉及建筑工程、地质学、材料力学、土动力学、声学以及电子技术、计算机技术、传感器技术等多门学科；桩顶在动态力作用下，作用能量以应力波形式沿桩土传播，桩土各处的响应随时间而变化，动力响应不仅仅反映桩土特性，还和动态力的作用强度、频谱成份及持续时间密切相关，因此，动力试桩是一门相当复杂的技术工作。本文列举的十个例子，仅仅是作者在多年测桩过程中遇到的部分情况，实际工作中遇到的情况远不止这些。而且作者所遇到的情况也不可能把动力试桩的各种复杂因素涵盖进去。建设部已委托国家建筑工程质量监督检验测试中心进行了两期工程桩动测单位资质考核工作，然而两次考核是无法把我国各地区不同地质条件下的各种桩型全部包括进去的，更不能把实际工程中出现的各种因素下的各种情况面面俱到。所以说动测资质考核的目的只是为了提高动力测桩人员的技术水平，如果认为考核合格就掌握了动力测桩的全部技术，那是大错而特错的。作者撰文的目的就是想与各地的动力测桩人员一起相互探讨，共同提高，更好地为工程建设服务。

3.8 夯扩桩施工的振动与挤土效应测试实例

朱英椿

（机械工业部第三勘察研究院，430030）

【提要】 本文通过夯扩桩施工时对周边邻近建筑物的振动影响、场地地基土各层中孔隙水压力的变化（产生、积累、消散）规律、地基土各层的物理力学变化的测试实例，并结合其他工程测试分析，得出一些规律性的结果，将可直接应用于夯扩桩施工的指导服务。

一、前　言

夯扩桩是挤土桩，利用锤击打入沉管，通过内管锤击将外管底端内混凝土夯扩成大头鞋形的灌注桩。由于其施工成桩工艺的特点：夯扩振动与挤土，一方面锤击沉管和夯扩，引起地面较强烈的振动，对周边邻近建筑物造成不良影响，同时不断的振动引起地基土中各层的孔隙水压力变化上升；另一方面挤土使夯扩桩所径越地层和桩端土层（桩周土和桩端持力层）受其影响，使原有土层的物理力学性质产生显著变化，挤土也会引起地基土中各层的孔隙水压力变化上升及积累。振动与挤土产生的效应对周边环境及成桩质量直接影响，为提高成桩质量、尽量减小地面振动带来的负影响，必须对其影响变化规律进行测试分析。为此，我院检测中心对财神广场、君安大厦、江龙大厦、声直大厦等高层建筑的密集型、大直径的夯扩桩施工时的振动和挤土效应影响进行了监测与测试，根据测试结果，提出相应的施工建议与措施。本文就汉口闹市中心的某夯扩桩施工时的监测与测试结果如何指导施工的实例作分析。

二、工　程　概　况

夯扩桩施工场地位于汉口繁华的商业地段，四周楼房林立，市政设施多，且相距甚近，离施工场地周边建筑物最近点的二轻局和机械局办公楼 6.8m，最远点是一幢 30 年代的 4 层中心百货大楼 22.5m（图 1）。

施工场地工程地质条件：属长江Ⅰ级阶地，原始地形为湖塘分布区，经人工改造后地形平坦，起伏甚微，杂填土与基岩之间的土层为第四系全新统长江冲积层，地层自上而下物理力学性质如表 1。

表 1

土层号与层名	层面埋深（m）	厚（m）	土层性质描述
①杂填土		1.0	
②粘土混淤泥质粘土	1.0～2.4	1.5～3.2	软塑，高压缩性　f_k=90kPa
③粉土	3.2～5.5	0.8～1.6	软塑，中等压缩性　f_k=120kPa
④粉质粘土	4.4～5.4	0.4～1.1	软塑，中等压缩性　f_k=110kPa
⑤粘土	5.5～5.9	5.4～6.4	软塑，中等偏高压缩性　f_k=150kPa
⑥粉土与粉质粘土互层	10.6～12.0	1.1～2.8	软-可塑，中等偏高压缩性　f_k=140kPa
⑦粉砂	12.4～13.9	2.4～5.1	稍密，f_k=180kPa

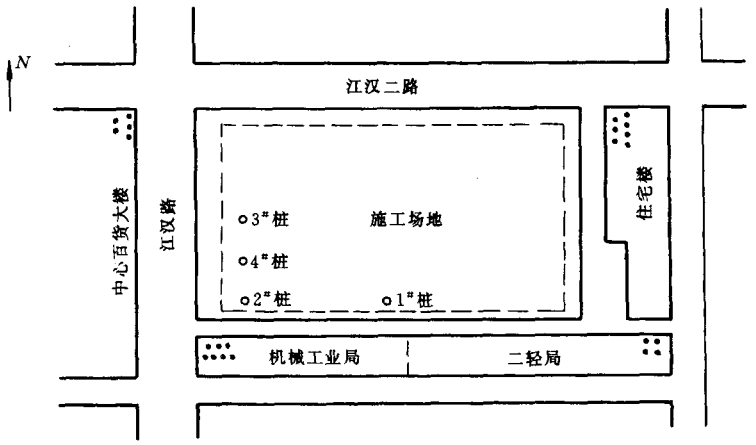


图 1　施工场地平面示意图

场区地下水分上层滞水和层间承压水，上层滞水主要赋存⑤粘土层以上土层中，受大气降水及地表水影响，层间承压水赋存下部粉土、粉砂类土中，其水位随长江水位而变化，呈互补互排关系，地下水位埋深 1.5～2.1m。

施工现场由 4 台夯扩桩机分 4 个区作业，桩机为 DD40 型，桩管外径 ϕ500mm，锤重 40kN，落高 1.5～2.0m，施工桩长 13.5～16.0m，施工中沉管深度以贯入度控制为主（最后十击贯入度≤30cm），桩长控制为辅。

三、监测与测试分析

1. 孔隙水压力测试

在长江 I 级阶地、水位较高的地基土特别是饱和土层中打桩，施工速度过快，施工流程安排不当，使土层中的孔隙水压力骤增，地下水在邻近尚未初凝的桩身内形成临时排水通道，使桩身内出现离析、断裂等影响桩的质量的现象；同时取决于有效应力的土的抗剪强度就会暂时降低甚至完全丧失，在挤土的作用下，更容易产生地面隆起和水平位移，以及“拒打”或“桩塞”现象，使桩不能打到设计深度，影响成桩质量，还会造成与邻近既成桩身上台、桩位偏离，产生桩的负摩擦力，降低单桩承载力，随着孔隙水压力的消散还会产生附加沉降。因此在夯扩桩施工前做试验研究及夯施工过程夯扩施工对地基土层中孔隙水压力影响范围及大小、各土层的积累与消散规律，合理安排最佳施工顺序，及时调整施工速度、流程，提高成桩质量。

本次孔隙水压力测试在夯扩桩施工区内、外埋设了 6 个孔位 18 个压力计，从施工开始前 7 天至施工结束后 8 天连续测试分析，以超孔隙水压力与土层有效上覆压力之比≤1.4 作为夯扩桩施工控制标准；为初步安排施工进度与施工间距，利用 1 号、2 号孔位 6 个压力计在工程施工前进行夯扩桩施工对不同土层的影响范围及消散情况：图 2、图 3 不同土层的孔隙水压力与打桩距离的关系，图 4、图 5 不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线；为了对比施工前后不同土层的消散情况，施工结束后，对 1 号、2 号孔位 6 个压力计又连续测试了 8 天，图 6、图 7 施工完成后不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线。

从图 2～图 7 分析可得出如下规律：

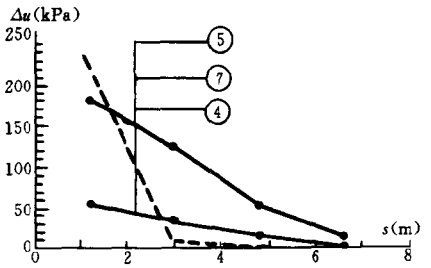


图 2　不同土层的孔隙水压力与打桩距离的关系

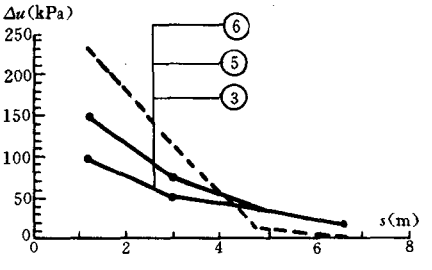


图 3　不同土层的孔隙水压力与打桩距离的关系

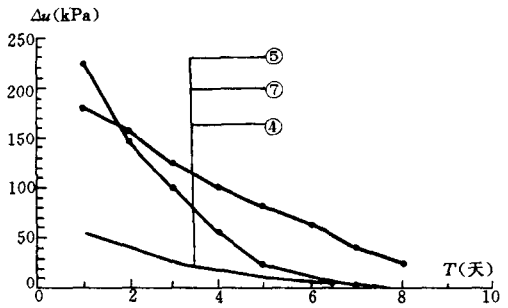


图 4　试验时不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线

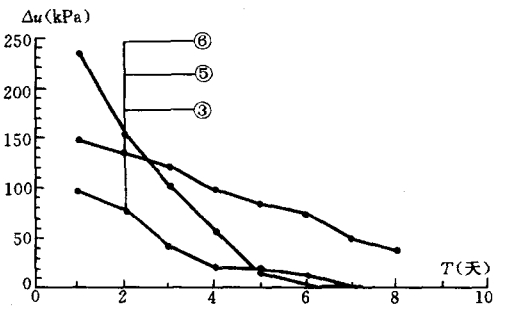


图 5　试验时不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线

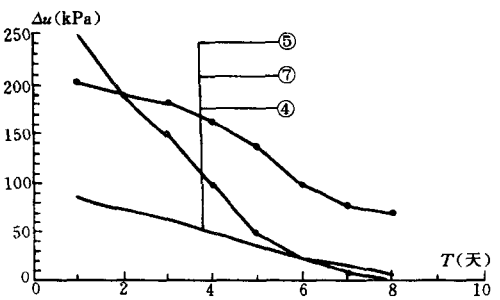


图 6　施工完成后不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线

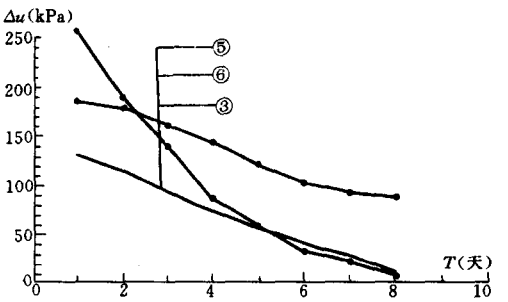


图 7　施工完成后不同土层的孔隙水压力随时间消散的变化曲线

(1) 从图 2、图 3 不同土层的孔隙水压力与打桩距离的关系表明：打桩对不同的土层影响范围不同，土层透水性的好差，决定打桩对不同土层的影响距离，本场地透水性好的⑥粉土与粉质粘土互层及⑦粉砂约为 3～4.5m，而透水性差的⑤粘土及其它土层约为 4.5～6.0m，但 5m 范围外它们的值很小，因此打桩施工间距可定在 5m；打桩所产生的不同土层的超孔隙水压力大小取决于土性、振动频率、成桩过程中所受的力，如桩端持力层⑤、⑥两层，在夯扩成形桩头时，虽然很快消散很大一部分，但产生很大的瞬间孔隙水压力。

(2) 从图 4～图 7 不同土层的超孔隙水压力消散曲线表明：不同土层的孔隙水压力消散时间随土层的透水性不同而异，土层的透水性越好，消散时间越短；透水性好的⑥粉土与

粉质粘土互层及⑦粉砂施工前做试验时的消散时间为4～5天，透水性最差的⑤粘土试验时的消散时间为7～8天；桩基施工完后，土层由于受桩基的挤密而使得透水性较差的土层消散时间更长，但透水性好的⑥粉土与粉质粘土互层及⑦粉砂则与施工前做试验的消散时间基本一致4～5天，而透水性最差的⑤粘土8天后仍有40%未消散完，且前5天消散速度缓慢，因此随着施工桩数的增加，更须放慢施工速度和回打施工完毕桩的邻桩，在施工初期，回打时间间隔可以为7天，而后根据监测情况加大时间间隔。

(3) 在整个监测过程中的结果表明：打桩流程（间隔方式和间隔时间）对土层中超孔隙水压力的积累有明显影响，特别对透水性差的⑤粘土层的积累影响更大；打桩流程若按开始试验所提供的参数施工，则没有超出孔隙水压力施工控制标准，过快间距过短，则超出施工控制标准；对孔隙水压力的测试控制透水性差的⑤粘土层是关键。

从所监测的其他地质条件类似的工程均体现出了上述共性，因此这些结论对将来在相同场地条件下施工，可直接应用。

2. 场地地面振动衰减规律及振动对周边建筑物的影响

(1) 场地地面振动衰减规律

为了研究锤击沉管及夯扩桩端大头过程中的振动对周边建筑物的影响，特别是离施工场地22.5m的某中心百货大楼的影响，我们特地在施工前在施工边线夯扩试桩4#时和工程桩施工过程中在A、C作业区两台夯扩机同时靠近江汉路该测线时(即对该测线产生最大振动)，进行了地面振动衰减规律测试（包括水平向、垂直向)，图8～图9振动速度峰值与距离关系。

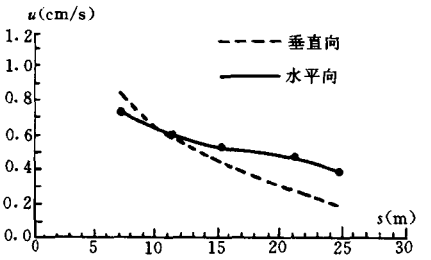


图8 试验时振动速度峰值与距离关系

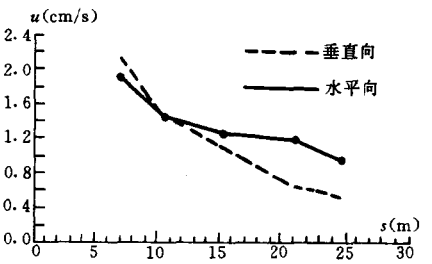


图9 施工中振动速度峰值与距离关系

从图8～图9及其对比可得出：

1) 夯扩桩施工引起的振动速度峰值随距离而衰减，振动的垂直向比水平向衰减得快，在距夯扩桩的施工距离近点，垂直向幅值大于水平向振幅，但10.5～11.0m后水平向振幅大于垂直向幅值，且相差越来越大；

2) 振动的衰减幅值简单可以用$Y=Ae^{-ax}$，两次所测得的衰减系数a基本相等，垂直向施工前为0.08050，第二次为0.07997，水平向施工前为0.03174，第二次为0.03384，与振动能量相关振幅A虽然相差很大，但单桩试验结果的水平向和垂直向均可乘于同一系数，得到多台夯扩桩在施工时的幅值，如本场地×（2.4～2.6）即得施工过程中的各点的水平向、垂直向振幅值，因此在施工过程中可以通过单桩试验的结果来推算对周边建筑物的地面影响。

(2) 振动对周边建筑物的影响

根据施工现场周边邻近受影响建筑物的情况，施工前分别选择最靠近二轻局办公楼、机械工业局办公楼、中心百货大楼的试桩1号、2号、3号夯扩施工时作施工前试验，测试试桩夯扩施工时各建筑物各层的振动振幅峰值和振动频率；以及4个作业区同时在夯扩施工，且两台最靠近被测建筑物施工时，测试各建筑物各层在相同点的振动振幅峰值和振动频率。

这些测点的布设分别为：

4层楼的二轻局办公楼设在一、三、四楼中部窗台上（$A1$、$A3$、$A4$）；7层楼的机械局办公楼设在一、三、五、七楼面上（$B1$、$B3$、$B5$、$B7$）；5层楼的中心百货大楼设在一、二、五楼面上（$C1$、$C2$、$C3$）。

各建筑物测点基本均在一条竖向投影线上，在地面投影为同一点，每点各布置垂直向和水平向两个速度检波器，试验测试及施工过程中测得最大的振幅及频率结果见表2（单位cm/s）。

表 2

		测点	$A1$		$A3$		$A4$	
			速度	频率	速度	频率	速度	频率
二轻局	试验	垂直向	0.251	13.4	0.289	11.7	0.307	9.6
		水平向	0.276	12.8	0.283	12.2	0.333	10.2
	施工期间	垂直向	0.828	11.7	0.915	10.2	1.060	10.2
		水平向	0.818	11.7	0.923	10.2	1.128	10.2

		测点	$B1$		$B3$		$B5$		$B7$	
			速度	频率	速度	频率	速度	频率	速度	频率
机械局	试验	垂直向	0.290	14.1	0.179	10.4	0.238	9.6	0.273	11.4
		水平向	0.251	15.6	0.121	9.3	0.144	7.6	0.200	6.6
	施工期间	垂直向	1.054	13.7	0.555	11.7	0.690	8.9	0.845	11.7
		水平向	0.928	13.7	0.737	11.7	0.456	10.2	0.682	8.9

		测点	$C1$		$C2$		$C3$	
			速度	频率	速度	频率	速度	频率
中心百货大楼	试验	垂直向	0.207	9.8	0.225	9.3	0.249	17.2
		水平向	0.200	12.5	0.263	15.6	0.286	10.8
	施工期间	垂直向	0.530	12.5	0.570	8.9	0.723	15.6
		水平向	0.664	13.7	0.794	8.9	0.757	13.7

从表2试验与施工过程期间测试的数据表明：

1）夯扩桩施工产生的振动，虽然对周边建筑物会引起振动，但若用地面振动速度峰值为5cm/s为建筑物作为振动允许值，则表明夯扩施工所引起的建筑物振动远远小于该值，一般情况下夯扩桩所产生的振动不会引起建筑物的破坏；

2）夯扩桩夯扩施工所引起建筑物的振动频率为7～16Hz，而周边建筑物的固有自振频率一般小于7Hz，不会引起该场地周边建筑物的共振效应；

3）各建筑物的楼面测点振动速度值较一楼的大，特别是木楼面，幅值增加较大；

4）单桩夯扩振动测试试验远小于施工过程中的多台同时施工所引起的振动峰值，因此，

应该强调施工过程中的测试监测，而不是单桩夯扩振动试验，或在施工前作多台最大引起振动幅值试验，否则难于得出结论，与施工前振动率减试验乘以某一系数不一样。

三、夯扩桩对地基土物理力学性质的影响

为了研究夯扩桩施工完后对桩周土和桩端持力层的挤密影响及范围，本场地施工前在桩中间土层作了14个静力触探孔和标贯试验，桩全部施工完毕7天后，又在同一位置重作静力触探孔和标贯试验，其结果如表3；还在离场地边桩（256号）1m的位置起，在一线上沿外每隔1m作了5个静力触探孔试验，其测试结果如图10。

表3

土层号与层名	P_s平均值（MPa）		增加比率（%）	$N_{63.5}$平均值（击）		增加比率（%）
	施工前	施工后		施工前	施工后	
②粘土混淤泥质粘土	0.50	0.81	62			
③粉　　土	2.30	3.56	55			
④粉质粘土	0.90	1.29	40			
⑤粘　　土	1.40	1.55	11			
⑥粉土与粉质粘土互层	3.30	5.73	74			
⑦粉　　砂	5.90	10.24	74	15	21	40

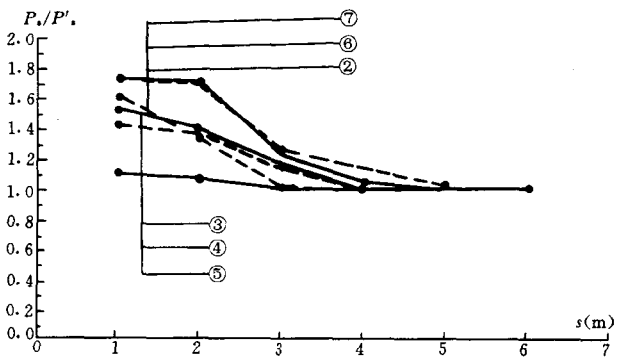


图10　各土层P'_s/P_s值随距离s（m）变化曲线

从结果表3、图10综合静力触探和地表土体水平位移和隆起测量可得出：

（1）施工完毕后各土层的P_s'平均值比施工前P_s平均值大，但对不同的土层不同的所处位置的桩周土和持力层增长幅度是不同的，扩大头部位的⑥粉土与粉质粘土互层和⑦粉砂层提高了74%，而扩大头以上部位的⑤粘土则提高不大仅11%，②粘土混淤泥质粘土和③粉土有较大幅度提高，这使得桩端阻力和桩周摩阻力均有较大的改善和提高；

（2）从图10各土层P_s'/P_s值随距离s（m）变化曲线分析得出：各土层P_s'/P_s值由里向外呈逐渐减小并逐至为1，表明接近施工前的各土层P_s值，但各土层P_s'/P_s值为1时的s（m）（即影响范围）不同，⑥与⑦土层在s（m）=5.0，②在s（m）=3.0，③、④、⑤在s（m）=4.0，越接近地表，影响范围越小；

（3）从静力触探对比曲线得出：扩大桩头上部位的土体有不同程度的上移现象，而下部位的土体则有不同程度的下移现象，这证实了夯扩桩在扩大头与桩身过渡部位土体存在

415695

图书馆

“膨松区”；同时在 6 根试桩中测量桩的上涌量平均值为 3.8cm，最大值达 6cm，在地基土中埋设的 20 个标志点测量土的上涌量平均值为 9.3cm，最大值达 12cm，这将造成与邻近既成桩身上台、桩位偏离，产生桩的负摩擦力，降低单桩承载力，随着上部土层的固结还会产生附加沉降等不利因素。

四、结 论 与 建 议

由于夯扩桩施工的振动和挤土，产生对周边邻近建筑物的影响及地基土物理力学性质的复杂变化，通过对本工程及其他夯扩桩工程施工测试与监测所获得的数据及分析，可得如下结论与建议：

1. 夯扩桩施工的振动和挤土引起各地基土层的超孔隙水压力对基桩施工和桩身质量至关重要，合理安排施工速度、流程、施工间距，尽量减少孔隙水的积累，特别粘性土层；

2. 夯扩桩施工振动虽然对周边邻近建筑物引起较明显震感，并使一些使用年代较长的建筑物产生裂隙缝，但就即使多台夯扩桩同时施工，测得的建筑物地（楼）面速度峰值也远小于控制值 5cm/s，不过在施工前采取一些防震、减震措施，减小建筑物的震感，避免造成使人感觉振动很强的印象；

3. 夯扩桩施工的挤土，一方面提高和改善桩周和桩端土的物理力学性质，提高了单桩承载能力，但另一方面土体的上涌对既成桩身上台、桩位偏离、产生桩的负摩擦力，降低单桩承载力，产生附加沉降等不利因素。