

上海市标准

地基处理技术规范

SHANGHAI STANDARD
GROUND TREATMENT CODE

DBJ08—40—94

主编单位：同济大学

批准部门：上海市建设委员会

施行日期：1995年4月1日

1994 上海

上海市建设委员会

沪建建(94)第0981号

关于批准《地基处理技术规范》为 上海市标准的通知

各设计、施工单位，

根据我委沪建设(90)第672号文的精神，由同济大学为主编单位、华东建筑设计研究院等11家为编制负责单位，共同编制的《地基处理技术规范》，经有关专家审查，并经我委审核，现批准为上海市标准。统一编号为DBJ08—40—94。自1995年4月1日起实施。

该标准由市工程建设标准化办公室负责组织实施，同济大学负责具体解释工作。

上海市建设委员会

1994年12月21日

编 制 说 明

本规范是根据上海市建设委员会沪建设(90)第672号文下达的上海市工程建设地方标准、规范和标准设计编制计划的要求,由同济大学会同有关设计、勘察、施工、科研和高校等12家单位共同编制而成。

本规范共分十三章和三个附录,规范内容反映了上海地区多年来在建筑工程和市政工程的地基处理上设计、施工和科研的实践经验,在换填土中明确高炉干渣和粉煤灰可作为换填材料;预压法中增加了真空预压法内容;振冲法和砂石桩法合并成碎石桩法;将深层搅拌法和水泥粉体搅拌法合并成水泥土搅拌法;树根桩和锚杆静压桩独立成章。规范首次将注浆法、沉降控制复合桩基、土层锚杆及附录二的室内水泥土抗压强度试验方法列入规范章节中,体现了上海地方规范的特色。

本规范在制定过程中,先后以(初稿)、(讨论稿)、(征求意见稿)等形式广泛征求意见,上海市土木工程学会岩土力学基础工程学术委员会组织专题座谈,华东建筑设计研究院对规范各章内容组织座谈并将意见分类归纳。经编制组不断修改和补充,最后于94年7月由专家审查会讨论定稿。

为了与《地基基础设计规范》(DBJ08—11—89)相对应,经专家讨论,本规范暂采用安全体系模式编写,在条件成熟时,再以概率理论为基础的结构极限状态设计原则进行修改。限于条件,规范尚有不少问题有待今后通过生产实践和科学试验使内容不断充实和丰富。因此,请各单位在执行本规范的过程中,注意

总结经验和积累资料，如有修改和补充之处，请将意见和有关资料寄交同济大学地下建筑与工程系《地基处理技术规范》编写组（上海市四平路1239号邮政编码200092）以便修订时参考。

上海市工程建设标准化办公室
一九九五年五月

目 录

主要符号

第一章	总则·····	(1)
第二章	基本规定·····	(2)
第三章	换填法·····	(5)
第四章	预压法·····	(16)
第五章	强夯法·····	(30)
第六章	碎(砂)石桩法·····	(36)
第七章	注浆法·····	(45)
第八章	高压喷射注浆法·····	(52)
第九章	水泥土搅拌法·····	(57)
第十章	树根桩·····	(64)
第十一章	锚杆静压桩·····	(68)
第十二章	沉降控制复合桩基·····	(75)
第十三章	土层锚杆·····	(81)
附录一	单桩和复合地基载荷试验要点·····	(88)
附录二	室内水泥土抗压强度试验·····	(91)
附录三	规范用词说明·····	(95)
附加说明	·····	(96)

主要符号

A ——基础底面积、一根桩承担的处理面积、
夯击加固范围、锚杆预应力筋截面积；

A_0 ——复合地基承台底面面积；

A_1 ——假想实体基础底面面积；

A_0 ——桩承台底面积；

A_i ——第 i 层土体中锚固体表面积；

A_p ——桩截面积；

A_s ——假想实体基础侧表面积；

a_w ——水泥掺入比；

b ——基础底面宽度；

b_s ——垫层底面宽度；

c ——土的粘聚力；

c_h ——土的水平向排水固结系数；

c_u ——土的不排水抗剪强度；

c_v ——土的竖向排水固结系数；

D ——基础埋置深度、锚杆锚固体直径；

D_p ——塑料排水带当量直径；

D_r ——砂土相对密实度；

d ——桩的直径；

d_e ——砂井等效影响圆直径；

d_s ——土（砂）相对密度；

d_w ——砂井直径；

E ——锤的夯击能量；

E_s ——桩群体变形模量、土的变形模量；

E_p ——桩压缩模量；

E_s ——天然土、桩间土、垫层压缩模量；
 E_{sp} ——复合地基压缩模量；
 e_0 ——处理前土的孔隙比；
 e_1 ——处理后土的孔隙比；
 F ——作用于承台顶面的竖向荷载、基础底面积；
 f ——经修正后的地基容许承载力；
 f' ——假想实体基础底面压力；
 f_{ck} ——桩身混凝土轴心抗压强度标准值；
 f_{cu} ——水泥土抗压强度；
 f_h ——垫层底面下软弱土层顶面处地基土容许承载力；
 f_i ——第*i*层土体中锚固体极限摩阻力；
 锚杆静压桩桩周第*i*层土的极限摩阻力；
 f_s ——桩间天然地基土容许承载力；
 f_p ——锚杆静压桩桩端处土的极限端承力；
 f_{sp} ——复合地基容许承载力；
 f_{su} ——承台底地基土极限承载力；
 f_{pu} ——单桩极限承载力；
 f_{ptk} ——钢筋、钢丝、钢绞线的设计强度；
 G ——承台和承台土重、假想实体基础自重；
 H ——强夯有效落距、土层竖向排水距离；
 h ——强夯有效加固深度；
 h_s ——垫层厚度；
 K ——安全系数；
 k ——复合桩基桩数；
 k_h ——土的水平向渗透系数；
 K_p ——锚杆静压桩压桩力系数；

- k_s ——压桩力与比贯入阻力的换算系数;
 k_v ——土的竖向渗透系数;
 l ——基础底面长度、桩长;
 l_i ——第*i*土层厚度;
 l_s ——垫层底面长度;
 m ——桩土面积置换率;
 N ——地表面以上建筑物传给基础的垂直荷载、标准贯入锤击数;
 N_t ——锚杆设计轴向拉力;
 n ——井径比、桩土应力比;
 n' ——总桩数;
 P_s ——单桩容许承载力;
 $P_{s,f}$ ——树根桩单桩容许摩擦力;
 $P_{p(1)}$ ——锚杆静压桩最终压桩力;
 $P_{p(z)}$ ——锚杆静压桩入土深度为*z*时的压桩力;
 $p_{s(z)}$ ——锚杆静压桩入土深度为*z*时的比贯入阻力;
 p ——基底平均有效压力;
 p_c ——先期固结压力;
 p_{os} ——垫层底面附加压力;
 p_s ——垫层底面下软弱下卧层顶面处有效应力;
 Q ——锤重、砂石填量;
 Q_u ——地基土对预制混凝土小桩的极限承载力;
 q'_i ——桩第*i*层土层极限摩阻力;
 q_p ——桩端土容许承载力;
 q'_p ——桩端土层极限端承力;
 q_{si} ——桩周第*i*层土的容许摩阻力;

- $\bar{q}_s$ ——假想实体基础侧面平均摩阻力;
- R ——预制混凝土小桩单桩容许承载力;
- s ——建筑物沉降、砂井间距、碎(砂)石桩桩距;
- s_s ——垫层变形值;
- s_u ——垫层底面算起的各土层压缩变形值;
- U_p ——桩周长;
- U_r ——土的径向固结度;
- U_t —— t 时间地基的平均固结度;
- U_z ——土的竖向固结度;
- W_c ——水泥重;
- W_o ——风干土的重量;
- W_w ——水泥重量;
- w ——天然土的含水量;
- w_o ——风干土含水量;
- w_{op} ——最优含水量;
- α ——基底有效压力扩散系数、强夯有效加固深度修正系数、水泥土搅拌法桩端天然地基土承载力折减系数;
- β ——桩间土承载力折减系数、充盈系数;
- γ ——土的天然重度;
- γ_o ——土层的平均重度;
- γ_D ——基础底面以上回填土与基础的混合重度;
- γ_s ——垫层材料的重度、涂抹区半径;
- φ ——土的内摩擦角;
- φ_{cu} ——三轴固结不排水剪切试验求得的土的内摩擦角;
- φ_p ——碎石桩的内摩擦角;
- τ ——土的抗剪强度;

ρ ——土的干密度；

ρ_{dmax} ——土的最大干密度；

λ_0 ——压实系数；

η ——桩身强度折减系数、混凝土小桩修正系数；

ψ_s ——沉降经验系数；

ξ ——复合桩基承载力经验系数。

第一章 总 则

第1.0.1条 为了在上海市地基处理的设计和施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量、保护环境，特制定本规范。

第1.0.2条 本规范适用于上海市建筑工程和市政工程的地基处理的设计、施工及其质量检验。

第1.0.3条 除应遵守本规范外，执行时尚应符合上海市标准《地基基础设计规范》以及国家其他现行的有关规范。

第二章 基本规定

第2.0.1条 在选择地基处理方案前，应具备下列资料：

一、场地地质条件、环境情况、场地范围内的地下管线及地下障碍物和地基基础设计资料等；

二、根据工程设计要求，确定地基处理范围和处理后要求达到的技术指标；

三、结合工程设计要求，了解相似场地上同类工程的地基处理经验、施工条件和使用效果。

第2.0.2条 在确定地基处理方案时，可按下列步骤进行：

一、根据场地地质条件、工程结构类型、使用要求、对周围环境影响、材料情况和施工条件等因素，初步选定几种可供考虑的地基处理方案；

二、对初步选定的几种地基处理方案，分别从预期处理效果、材料来源和消耗、施工机具和进度、对周围环境影响等各种因素，进行技术经济分析和对比，从中选择最佳的地基处理方案、也可采用两种或多种地基处理的综合处理方案。选择地基处理方案时，尚应同时考虑加强上部结构的整体性和刚度；

三、对已选定的地基处理方案，根据建筑物的安全等级和场地复杂程度，可在有代表性的场地上进行相应的现场实体试验，以检验设计参数、选择合理的施工方法和确定处理效果。

第2.0.3条 经地基处理后，地基必须满足有关规范的强度和变形要求。若在受力层内仍存在软弱下卧层时，尚应验算软弱下卧层地基承载力。

第2.0.4条 施工过程中应有专人负责质量控制和自监的监测，并做好施工记录。当出现异常情况时，须及时会同有关部门妥善解决。

第2.0.5条 施工过程中，宜有专人或专门机构负责工程监理，施工结束后须按本规范各章规定进行工程质量检验和验收。

第2.0.6条 对地基处理的建（构）筑物，应在施工期间进行沉降观测；对重要的或对沉降有严格限制的建（构）筑物，尚应在使用期间由建设方委托有关单位继续进行沉降观测，直至沉降稳定为止，用以评价地基处理效果和作为使用维护的依据。

第2.0.7条 为对各种地基处理方法选定方案时可互相比对，特列出表（2.0.7）供选择时参考。

各种地基处理方法的适用范围 表2.0.7

序 号	处 理 方 法	对各种地基土的适用情况										加固效果	常用处理深度 (m)	特 点
		人工填土												
		素填土	杂填土	冲填土	粘性土	饱和粘性土	淤泥质土	淤泥	砂性土	粉性土	提高强度、减小变形			
1	换 填 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	2~3	适用于浅层软弱土处理与低洼区域的填筑。
2	预 压 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	10	适用于油罐地基、堆场、机场、港区陆域、大面积填土和建筑工程。
3	强 夯 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	15	适用于堆场、港区陆域、大面积填土。
4	振 冲 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	10	适用于不排水抗剪强度大于20kPa的淤泥质土。
5	沉 管 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	10	适用于油罐地基、地面堆载、路堤、岸坡和六层及六层以下建筑地基。
6	注 浆 法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	6	适用于局部加固地基、抗震、防渗。
7	高压喷射注浆法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	8~12	适用于托换、挡土、抗腐加固、防水帷幕。
8	水泥土搅拌法	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	8~12	适用于多层建筑地基加固、挡土结构、机场、道路、防水帷幕。
9	树 根 桩	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※		适用于基础托换加固。
10	锚 杆 静 压 桩	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※		适用于托换、加固地基、对有缺陷的桩进行补桩加固。
11	沉降控制复合桩基	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	15~20	适用于八层及八层以下建筑地基。
	土层锚杆	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※	※		适用于挡土、抗浮。

注：※——表示可以 △——表示慎用。

注：※——表示可以 △——表示慎用。

第三章 换 填 法

第一节 一般规定

第3.1.1条 换填法适用于浅层软弱土（淤泥质土、松散素填土、杂填土、浜填土以及已完成自重固结的冲填土等）的处理与低洼区域的填筑。

第3.1.2条 换填法垫层材料包括砂（或砂石）、高炉干渣（又称高炉重矿渣，以下简称干渣）和粉煤灰（本市燃煤电厂排放的）。

高炉干渣包括分级干渣、混合干渣与原状干渣；粉煤灰包括湿排灰与调湿灰。

第3.1.3条 在有充分依据或成功经验条件时，也可采用其他质地坚硬、性能稳定、透水性强、无侵蚀性的材料，但必须进行现场试验证明其技术经济效果良好及施工措施完善。

第3.1.4条 垫层的适用范围可按表3.1.4确定。

垫层的适用范围

表3.1.4

垫 层 种 类	适 用 范 围
砂（或砂石）垫层	中小型建筑工程的浜、塘、沟等的局部处理
干 渣 垫 层	中小型建筑工程。尤其适用于地坪、堆场等工程大面积地基处理和场地平整。对易受酸性或碱性废水影响的地基不得用干渣作垫层。
粉 煤 灰 垫 层	厂房、机场、道路、港区陆域和堆场等工程大面积填筑

第二节 设计计算

(一) 砂(或砂石)垫层

第3.2.1条 砂(或砂石)垫层的底面尺寸可由基础边缘向下作45°的直线扩大确定,并按式(3.2.1)计算:

$$\text{条形基础} \quad b_s = b + 2h_s \quad (3.2.1-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad b_s = b + 2h_s \quad (3.2.1-2)$$

$$\quad \quad \quad l_s = l + 2h_s \quad (3.2.1-3)$$

式中 l, b ——基础底面长度、宽度(m);

l_s, b_s ——砂垫层底面长度、宽度(m);

h_s ——砂垫层厚度(m);

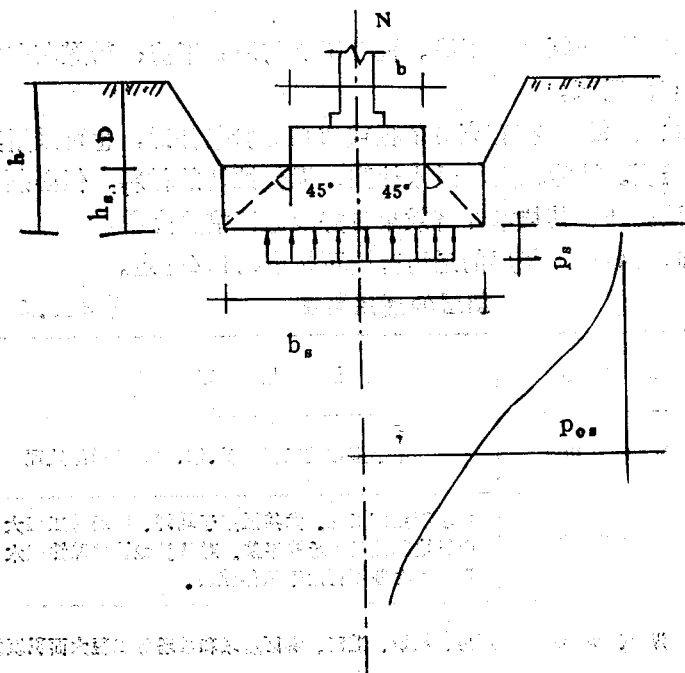


图3.2.1 砂垫层计算用符号图示

(一)第3.2.2条 砂垫层厚度应根据软弱下卧土层的容许承载力确定,并按式(3.2.2)计算:

$$p_z = \frac{p + \gamma_s h_s}{\alpha} \leq f_h \quad (3.2.2)$$

式中 p_z ——砂垫层底面下软弱下卧层顶面处的有效压力 (kPa);

p ——基底平均有效压力 (kPa);

α ——基底有效压力扩散系数;

γ_s ——砂垫层的重度(地下水位以下扣浮力)(kN/m³);

f_h ——砂垫层底面下软弱土层顶面处的地基土容许承载力 (kPa),按上海市标准《地基基础设计规范》确定。

当相邻基础间距甚近时,决定砂垫层厚度须考虑相邻基础对软弱下卧土层顶面的应力叠加,以验算软弱下卧层强度。

第3.2.3条 基底平均有效压力按式(3.2.3)计算;

$$p = N/F + \gamma_D \cdot D \quad (3.2.3)$$

式中 N ——地表面以上建筑物传给基础的垂直荷载 (kN);

F ——基础底面积 (m²);

D ——基础埋置深度 (m);

γ_D ——基础底面以上回填土与基础的混合重度(地下水位以下扣浮力),一般可取20kN/m³。

第3.2.4条 基底有效压力扩散系数应按下列条件分别计算:

1. $h_s \leq 0.5b$ 时,按上海市标准《地基基础设计规范》附表4.1确定;

2. $h_s > 0.5b$ 时,

$$\text{条形基础} \quad \alpha = \frac{b}{b + h_s} \quad (3.2.4-1)$$

$$\text{矩形基础} \quad \alpha = \frac{l \cdot b}{(l + h_s)(b + h_s)} \quad (3.2.4-2)$$

第3.2.5条 砂垫层厚度尚应结合工程的变形要求及施工可能性决定，一般不宜大于3 m。作为基础持力层的垫层厚度也不宜小于1 m。

第3.2.6条 砂垫层应采用中、粗砂。经振密达到质量要求后，砂垫层容许承载力宜通过现场试验确定，对一般工程而无试验资料时可取150~200 kPa，且应满足软弱下卧土层的强度与变形要求。

第3.2.7条 建筑物沉降由砂垫层自身变形和下卧土层变形两部分构成。

$$S = S_s + S_u \quad (3.2.7)$$

式中 S_s ——砂垫层自身变形值 (mm)；

S_u ——压缩层厚度范围内，自砂垫层底面算起的各土层压缩变形之和 (mm)。

有关沉降计算和地基变形容许值除按第3.2.8条~第3.2.10条规定外，其余内容均须按上海市标准《地基基础设计规范》第四章第三节各条文执行。

第3.2.8条 砂垫层自身变形在满足第3.2.1条后可仅考虑其压缩变形；并可按式(3.2.8)简化计算：

$$S_s = \left(\frac{p + \alpha \cdot p}{2} \cdot h_s \right) / E_s \quad (3.2.8)$$

式中 E_s ——砂垫层压缩模量(kPa)，宜由载荷试验确定。当无试验资料时，可选用20~30 MPa。

第3.2.9条 砂垫层底面附加压力可按式(3.2.9)计算：

$$p_{os} = (\alpha \cdot p + \gamma_s h_s) - \gamma_o h \quad (3.2.9)$$

式中 h ——天然地面至垫层底面距离 (m)；

γ_o —— h 深度范围内天然土层的平均重度 (地下水位以下扣浮力) (kN/m^3)

有相邻基础影响时，应另加相邻基础传来的附加应力。

第3.2.10条 下卧土层变形可用分层总和法按式(3.2.10)计算：

$$S_u = \psi_s \cdot p_{os} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{b_s \delta_i - b_{s-1} \delta_{i-1}}{(E_{s,i-1})_i} \quad (3.2.10)$$

式中 p_{os} 、 b_s 见上述定义；

i ——自垫层底面往下算的土层序数。

其余符号均同上海标准《地基基础设计规范》第4.3.1条。

(二) 干渣垫层

第3.2.11条 干渣垫层的厚度、宽度可按砂垫层的计算方法确定。

第3.2.12条 干渣垫层的容许承载力和变形模量宜通过现场试验确定。当无试验数据时，按表3.2.12选用，且应满足软弱下卧层的强度与变形要求。

干渣垫层容许承载力 f 和变形模量 E_o 的参考值 表3.2.12

施 工 方 法	干渣类别	压实指标	f (kPa)	E_o (MPa)
平板振动器	分级干渣	密实 (同一点前后两次压陷差 $< 2 \text{ mm}$)	300	30
	混合干渣		250	25
8~12t 压路机	原状干渣	同上	400	40
	分级干渣		300	30
	混合干渣		400	40
2~4t 振动压路机	原状干渣		300	30
	分级干渣		400	40
	混合干渣		300	30

第3.2.13条 干渣垫层的其他设计要求可参照砂（或砂石）垫层有关条文执行。

（三）粉煤灰垫层

第3.2.14条 粉煤灰最大干密度 ρ_{dmax} 和最优含水量 w_{op} 在设计、施工前应按“土工试验方法标准（GBJ 123-88）”轻型击实试验法测定。

第3.2.15条 粉煤灰的内摩擦角 φ 、粘聚力 c 、压缩模量 E_s 、渗透系数 k 随粉煤灰的材质和压实密度而变化。应通过室内土工试验确定。当无试验资料时，下列数值可作参考：压实系数 $\lambda_c = 0.9 \sim 0.95$ 时， $\varphi = 23^\circ \sim 30^\circ$ ， $c = 5 \sim 30 \text{ kPa}$ ， $E_s = 8 \sim 20 \text{ MPa}$ ， $k = 2 \times 10^{-4} \sim 9 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ （压实初期）。

第3.2.16条 粉煤灰压实垫层具有遇水后强度降低的特点，当无试验资料时，对压实系数 $\lambda_c = 0.90 \sim 0.95$ 的浸水垫层，其容许承载力可采用 $120 \sim 200 \text{ kPa}$ ，但尚应满足软弱下卧层的强度与地基变形要求。

第3.2.17条 粉煤灰压实垫层不产生液化的标准贯入击数 N （未经钻杆修正）可参考表3.2.17。

粉煤灰垫层不产生液化所要求的 N 值 表3.2.17

垫层厚度 (m)	N 值
≤ 5	≥ 8
$> 5 \text{ 且 } \leq 8$	≥ 10

注：本表适用于抗震设防烈度7度，考虑近、远震。

第3.2.18条 在粉煤灰填筑层中铺设地下金属构件，宜采取适当的防腐蚀措施。

第3.2.19条 在需绿化的粉煤灰填筑区，宜覆土300~500 mm，且选择耐碱、耐硼树木作为先锋植物进行过渡。

第三节 施 工

(一) 一般要求

第3.3.1条 填筑材料严禁混入垃圾。

第3.3.2条 填筑前应清除杂草、树根等杂物以及表层耕土，在明浜、水槽、水田地区还应清除淤泥及腐殖土。

第3.3.3条 须防地表水和地下水渗流入填筑区，并须排除积水。

(二) 砂(或砂石)垫层

第3.3.4条 砂垫层材料应选用级配良好的中、粗砂，含泥量不超过3%，并须除去树皮、草根等杂质。若用细砂，应掺入30~50%的碎石，碎石最大粒径不宜大于50 mm，并应通过试验确定虚铺厚度、振捣遍数、振捣器功率等技术参数。

第3.3.5条 开挖基坑时应避免坑底土层扰动，可保留200 mm厚土层暂不挖去，待铺砂前再挖至设计标高，如有浮土必须清除。当坑底为软土时，须在与土面接触处铺一层细砂起反滤作用，其厚度不计入砂垫层设计厚度内。

第3.3.6条 施工过程中必须做好基坑排水工作，必要时应采取降低地下水位措施。振实时应保证水源补给与排水通畅，水面宜保持与砂面持平。

第3.3.7条 应妥善保护基坑边坡稳定，防止土坍塌混入砂垫层中。如果坑壁土质为松散杂填土或垫层宽度不能满足45°扩散时，宜砌筑砖壁保护。须避免坑边上方明排水或坑壁旧管道残

留水倒灌入基坑。

第3.3.8条 砂垫层施工一般可采用分层振实法。压实机械宜采用1.55~2.2k W的平板振捣器。

第3.3.9条 第一分层(底层)松砂铺设厚度宜为150~200 mm,应仔细夯实并防止扰动坑底原状土。其余分层铺设厚度可取200~250 mm。

第3.3.10条 施工时应重叠半板往复振实,宜由四周逐步向中间推进。每层压实量以50~70 mm为宜。应避免出现大幅度的凹陷与隆起。振实遍数应由现场质量检验结果决定,直到质量合格为止。

第3.3.11条 本节未列入的其他施工要求应按国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》(GBJ 202—83)第三章第三节有关内容执行。

(三) 干渣垫层

第3.3.12条 干渣垫层材料可根据工程的具体条件选用分级干渣、混合干渣或原状干渣。小面积垫层一般用8~40 mm与40~60 mm的分级干渣或0~60 mm的混合干渣;大面积铺填时,可采用混合干渣或原状干渣,原状干渣最大粒径不大于200 mm或不大于碾压分层虚铺厚度的三分之二。

第3.3.13条 用于垫层的干渣技术条件应符合表3.3.13规定。

干渣技术条件

表3.3.13

项 目	质量检验
稳 定 性	合 格
松散重度(kN/m^3)	≤ 11
泥土与有机杂质含量	$\geq 5\%$

第3.3.14条 施工采用分层压实法。压实可用平振法或碾压法。小面积施工宜采用平板振动器振实，电机功率大于1.5kW，每层虚铺厚度200~250mm，振捣遍数由试验确定，以达到设计密实度为准。大面积施工宜采用8~12t压路机或推土机碾压，每层虚铺厚度不大于300mm，也可采用2~4t振动压路机碾压，每层虚铺厚度不大于350mm，单位面积振动时间不少于60秒，碾压遍数由现场试验确定。

第3.3.15条 其他施工要求可按砂（或砂石）垫层有关内容执行。

（四）粉煤灰垫层

第3.3.16条 粉煤灰垫层可采用分层压实法。压实可用平板振动器、蛙式打夯机、压路机和振动压路机等。机具选用应按工程性质、设计技术要求和工程地质条件等确定。粉煤灰垫层不应采用水沉法和浸水饱和施工。

第3.3.17条 对过湿的粉煤灰应沥干装运，装运时含水量以15~25%为宜。底层粉煤灰宜选用较粗的灰，并使含水量稍低于最优含水量。

第3.3.18条 施工压实参数（ ρ_{dmax} 、 w_{op} ）可由室内轻型击实试验确定。压实系数根据工程性质、施工机具、地质条件等因素选定，一般可取0.90~0.95。

第3.3.19条 填筑应分层铺筑与碾压，设置泄水沟或排水盲沟。垫层四周宜设置具有防冲刷功能的帷幕。

第3.3.20条 虚铺厚度和碾压遍数应通过现场小型试验确定。若无试验资料时，可选用铺筑厚度200~300mm，压实厚度150~200mm。

第3.3.21条 小型工程可采用人工分层摊铺，在整平后用平板振动器或蛙式打夯机进行压实。施工时须一板压1/2~1/3板往

复压实，由外围向中间进行，直至达到设计密实度要求。

第3.3.22条 大中型工程可采用机械摊铺，在整平后用履带式机具初压二遍，然后用中、重型压路机碾压。施工时须一轮压 $1/2 \sim 1/3$ 轮往复碾压，后轮必须超过两施工段的接缝。碾压次数一般为4~6遍，碾压至达到设计密实度要求。

第3.3.23条 施工时宜当天铺筑，当天压实。若压实时呈松散状，则应洒水湿润再压实，洒水的水质应不含油质， $\text{pH} = 6 \sim 9$ ；若出现“橡皮”土现象，则应暂缓压实，采取开槽、翻开晾晒或换灰等方法处理。

第3.3.24条 施工压实含水量应控制在最优含水量区间 $w_{op} \pm 4\%$ 范围内。

第3.3.25条 施工最低气温不低于 0°C ，以防粉煤灰含水冻胀。

第3.3.26条 每一层粉煤灰垫层经验收合格后，应及时铺筑上层或采用封层，以防干燥松散起尘污染环境，并禁止车辆在其上行驶通行。

第3.3.27条 其他施工要求可参照砂（或砂石）垫层有关内容执行。

第四节 质量检验

第3.4.1条 垫层质量检验包括：分层施工质量检查和工程质量验收。

第3.4.2条 分层施工的质量标准应使垫层达到设计要求的密实度，各类垫层可按下列要求执行：

一、控制砂垫层的干重度：中砂 $\geq 16\text{kN/m}^3$ ，粗砂根据经验应适当提高；

二、干渣垫层表面应坚实、平整、无明显软陷，压陷差 $< 10\text{mm}$ 。

2 mm;

三、粉煤灰垫层的压实系数 ≥ 0.90 。

第3.4.3条 砂垫层的分层施工质量检查可选用下列方法:

一、环刀压入法:

环刀容积 $2 \times 10^5 \sim 4 \times 10^5 \text{ mm}^3$ 、径高比1:1。取样前测点表面应刮去30~50 mm厚的松砂,并采用定向筒压入(定向筒构造参考中华人民共和国水力电力部《土工试验操作规程》)。环刀内砂样应不包含尺寸大于10 mm的泥团或石子。

二、钢筋贯入法:

可采用直径 $\phi 20 \text{ mm}$ 、长度1.25 m的平头光圆钢筋,自由贯入高度为700 mm,并应使钢筋垂直下落。贯入时宜使水面与砂面齐平,符合质量控制要求的贯入度值应根据砂样品种通过试验确定。

第3.4.4条 粉煤灰垫层可参照第3.4.3条方法检查,砂石垫层设置纯砂检查点后可按第3.4.3条方法检验。

第3.4.5条 测点布置要求:

一、整片垫层:面积 $\leq 300 \text{ m}^2$ 时,环刀法为30~50 m^2 布置一个,贯入法为10~15 m^2 布置一个;面积 $> 300 \text{ m}^2$ 时,环刀法为50~100 m^2 布置一个,贯入法为20~30 m^2 一个;

二、条形基础下垫层:参照整片垫层要求,且满足:环刀法每20 m至少布置一个;贯入法每5 m至少布置一个;

三、单独基础下垫层:参照整片垫层要求,且不少于二个;

第3.4.6条 换填结束后,可按工程的要求进行垫层的工程质量验收,验收方式可通过载荷试验进行。在有充分试验依据时也可采用标准贯入试验或静力触探试验。

第3.4.7条 当有成熟经验表明通过分层施工质量检查能满足工程要求时也可不进行工程质量的整体验收。

第四章 预压法

第一节 一般规定

第4.1.1条 预压法分为堆载预压和真空预压两类，前者适用于淤泥质土，淤泥和冲填土等软土地基。后者适用于能在加固区形成（包括采取措施后）稳定负压边界条件的软土地基，本法主要适用于油罐地基、堆场、机场、港区陆域大面积填土和建筑等工程。

第4.1.2条 对需处理地基应先通过工程勘察查明土层在水平和竖直方向的分布和变化、透水层的位置和厚度、颗粒级配及水源补给条件等。应通过土工试验确定土的固结系数（对真空预压法，如有条件亦应测定负压下的固结系数）、孔隙比和固结压力关系曲线、抗剪强度和现场十字板抗剪强度等指标。必要时应测定先期固结压力和通过现场测定固结系数。

对主要以沉降控制的建筑，当地基经预压消除的变形量满足设计要求，且受压土层的平均固结度符合设计要求或达到80%以上时方可卸载；对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的建筑，在地基经预压增长的强度满足设计要求后方可卸载。

对沉降和不均匀沉降要求控制严格的建筑物，应采用超载预压法加固。

第4.1.3条 对重要工程，应预先在现场进行预压试验，在预压过程中应进行沉降、侧向位移、孔隙水压力和十字板抗剪强度等测试。据此分析加固效果，并与原设计进行比较，以便对设计作必要的修正，并指导现场施工。

第二节 设 计

(一) 堆载(或充水)预压法

第4.2.1条 堆载预压法处理地基的设计应包括以下内容:

一、根据工程要求和地质条件决定竖向排水体的取舍。当软土层厚度小于5.0 m或含较多薄粉砂夹层且工期允许,预计固结速率能满足工程要求,可不设置竖向排水体,否则需确定砂井或塑料排水带等竖向排水体的直径、间距、排列方式和深度。

二、确定堆载数量和分级的数量、次数、范围、速率和预压时间。

三、计算地基的变形、固结度、强度增长和抗滑稳定性。

第4.2.2条 预压荷载的大小应根据工程要求确定,通常可与建筑物的基底压力相同,堆载的顶面范围应大于建筑物基础外缘所包围的范围。

当天然地基的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时可一次堆载,否则根据土的天然强度确定第一级荷载(如油罐充水预压),以后各级荷载根据前期荷载下增长的强度,通过稳定性分析确定。

超载预压法的超载大小应根据限定的预压时间由要求消除的变形量通过计算确定。预压时间应满足4.1.2条的规定,并使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载所引起的相应点的附加应力。

第4.2.3条 竖向排水体有普通砂井、袋装砂井和塑料排水带,普通砂井直径不小于200 mm,袋装砂井直径不小于70 mm,塑料排水带的宽度不小于100 mm,厚度不小于3.5 mm,其当量

直径可按式(4.2.3)计算:

$$D_p = \alpha \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (4.2.3)$$

式中 D_p ——塑料排水带当量直径(mm);

α ——换算系数, 无试验资料时可取 $\alpha = 0.75 \sim 1.00$;

b ——塑料排水带宽度(mm);

δ ——塑料排水带厚度(mm);

第4.2.4条 砂井的孔位可采用等边三角形或正方形布置。

一根砂井等效影响圆的直径 d_e 和砂井间距 s 的关系, 可按式(4.2.4)计算。

等边三角形布置 $d_e = 1.05s$

正方形布置 $d_e = 1.13s \quad (4.2.4)$

第4.2.5条 在砂井直径 d_w 确定后, 可根据预定时间内设计要求达到的土的径向固结度 U_r 由图4.2.5查得井径比 n ($n = d_e / d_w$) 值, 从而求得 d_e 值, 然后根据4.2.4条确定砂井间距 s 。常用的 n 值范围, 对普通砂井可取6~10; 对袋装砂井或塑料排水带可取15~25。

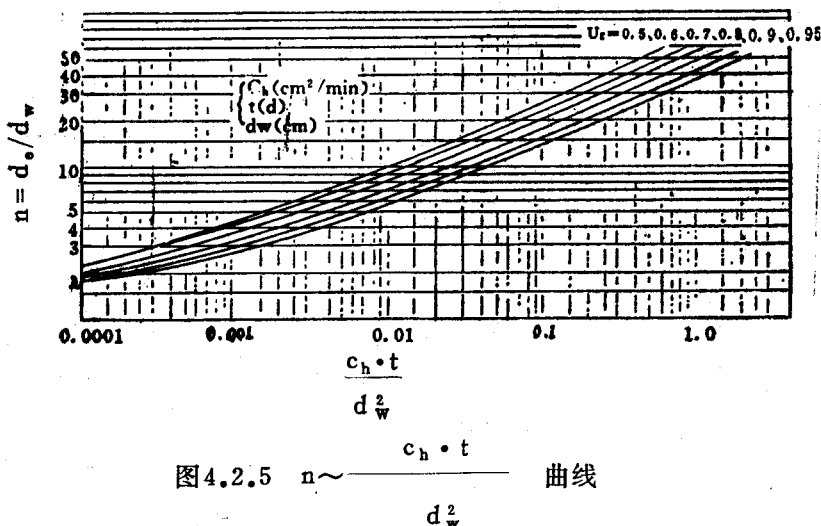


图4.2.5 $n \sim \frac{c_h \cdot t}{d_w^2}$ 曲线

第4.2.6条 砂井的深度应根据建筑物对地基的稳定和变形的要求确定。

以地基稳定性控制的工程,砂井深度宜超过潜在滑动面至少2m。

以沉降控制的工程,如压缩土层较薄,砂井宜贯穿压缩土层;对压缩土层较深,砂井的深度根据限定时间内应消除的沉降量确定。

第4.2.7条 一级或多级等速加载条件下, t 时间对应总荷载的地基平均固结度可按式(4.2.7)计算:

$$U_t = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{q_n}{\sum \Delta p} \left\{ (T_n - T_{n-1}) - \frac{\alpha}{\beta} \exp(-\beta t) [\exp(\beta T_n) - \exp(\beta T_{n-1})] \right\} \quad (4.2.7)$$

式中 U_t —— t 时间地基的平均固结度;

q_n ——第 n 级荷载的加载速率；

$\Sigma \Delta p$ ——各级荷载的累加值；

T_{n-1} 、 T_n ——分别为第 n 级荷载加载的起始和终止时间（从零点起算），当计算第 n 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时， T_n 改为 t ；

α 、 β ——参数，按表4.2.7采用。

α 、 β 值

表4.2.7

排水固结 条件参数	竖向排水固结 $U_s > 30\%$	向内径向 排水固结	竖向和向内径向 排水固结（砂井 贯穿压缩土层）	砂井未贯穿压 缩土层的固结
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$\frac{8}{\pi^2} Q$
β	$\frac{\pi^2 C_v}{4 H^2}$	$\frac{8 C_h}{F n d_e^2}$	$\frac{8 C_h}{F n d_e^2} + \frac{\pi^2 C_v}{4 H^2}$	$\frac{8 C_h}{F n d_e^2}$

注： C_v ——土的竖向排水固结系数（ mm^2/s ），

C_h ——土的水平向排水固结系数（ mm^2/s ），

H ——土层竖向排水距离。双面排水时， H 为土层厚度的一半，

单面排水时， H 为土层厚度（ mm ），

$$Q \approx \frac{H_1}{H_1 + H_2},$$

H_1 ——砂井深度（ mm ），

H_2 ——砂井以下压缩土层厚度（ mm ），

n ——井径比；

$$F n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

第4.2.8条 对长径比（长度与直径之比）大的袋装砂井或塑料排水带，井料渗透系数又较小时应考虑井阻效应。当采用套管挤土方式施工时，应考虑涂抹和扰动影响，对含薄粉砂夹层的土

层，更应考虑其影响，考虑上述影响后的平均固结度，应按第4.2.7条计算值乘以0.80~0.95的折减系数。

第4.2.9条 预压荷载下，软土地基中某点任意时间的抗剪强度可按式(4.2.9)计算：

$$\tau_{ft} = \eta (\tau_{fo} + \Delta\tau_{fo}) \quad (4.2.9-1)$$

对欠固结土 $\Delta\tau_{fo} = (\Delta\sigma_z + u_o) U_t \operatorname{tg} \varphi_{ou} \quad (4.2.9-2)$

对正常固结土 $\Delta\tau_{fo} = \Delta\sigma_z U_t \operatorname{tg} \varphi_{ou} \quad (4.2.9-3)$

对超固结土 $\Delta\tau_{fo} = (\Delta\sigma_z - \sigma_c) U_t \operatorname{tg} \varphi_{ou} \quad (4.2.9-4)$

式中 τ_{ft} —— t 时刻、该点土的抗剪强度(kPa)；

τ_{fo} ——地基土的天然抗剪强度，由十字板剪切试验测定(kPa)；

$\Delta\tau_{fo}$ ——该点土由于固结而增长的强度(kPa)；

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点的附加竖向压力(kPa)；

U_t ——该点土的固结度；

φ_{ou} ——三轴固结不排水剪试验求得的土的内摩擦角(度)；

η ——土体由于剪切蠕变等因素而引起强度衰减的折减系数；可取0.75~0.90，剪应力大取小值，反之则取大值。

u_o ——自重下该点的孔隙水压力(kPa)， $u_o = \sigma_z - p_o$ ；

σ_c ——该点的超固结压力(kPa)， $\sigma_c = p_o - \sigma_z$ ；

p_o ——先期固结压力(kPa)；

σ_z ——现有自重压力(kPa)。

第4.2.10条 预压荷载下地基的最终竖向变形量可按式(4.2.10)计算：

$$s_f = \psi_s s_o \quad (4.2.10-1)$$

$$s_o = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{li}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (4.2.10-2)$$

式中 s_f ——最终竖向变形量 (m) ;

e_{0i} ——第*i*层中点土自重压力所对应的孔隙比, 由室内固结试验所得的孔隙比 e 和固结压力 p (即 $e \sim p$)关系曲线查得;

e_{1i} ——第*i*层中点土自重压力和附加压力之和所对应的孔隙比, 由室内固结试验所得的 $e \sim p$ 关系曲线查得;

h_i ——第*i*层土层厚度 (m) ;

ψ_s ——经验系数, 对正常固结和轻度超固结粘性土地基可取 $\psi_s = 1.1 \sim 1.4$, 荷载较大; 地基土较软弱时取较大值, 否则取较小值。

变形计算时, 可取附加压力与自重压力的比值为0.1的深度作为压缩层深度的界限。

第4.2.11条 预压处理地基必须在地表铺设排水砂垫层, 砂垫层厚度宜大于0.5 m; 处于水下时宜大于0.8 m。砂垫层砂料宜用中、粗砂, 含泥量应小于5%, 砂料中可混有少量粒径小于50 mm的砾石。砂垫层的干密度应大于 1.5 t/m^3 。

在预压区内宜设置与砂垫层相连的排水盲沟, 并把地基中排出的水引出预压区。

第4.2.12条 砂井的砂料宜用中砂或粗砂, 含泥量应小于3%。

(二) 真空预压

第4.2.13条 真空预压处理地基的设计应包括以下内容

- 一、选择砂井或塑料排水带等竖向排水体, 确定其直径、间距、排列方式和深度;
- 二、确定真空预压范围, 分区大小和预压时间;
- 三、计算地基的固结度和强度增长;

四、确定砂垫层的厚度、真空滤管的间距、抽真空设备的数量和布置。

第4.2.14条 真空预压处理地基时，膜下真空度应稳定在600 mmHg柱以上(相当于80kPa以上的等效压力)，对某些承载力要求高和沉降控制严的建筑，可采用真空—堆载联合预压法；堆载的大小根据工程要求减去稳定真空度相当的等效荷载，堆载材料可为土、砂、石和水。

第4.2.15条 竖向排水体一般采用袋装砂井或塑料排水带，其规格、排列方式、间距、深度等的确定见第4.2.3条～第4.2.6条。

第4.2.16条 真空预压时，地表铺设砂垫层的厚度，对砂料的要求见第4.2.11条，砂井的砂料应采用中砂或粗砂，其渗透系数宜大于 $1 \times 10^{-1} \text{ m/s}$ 。

第4.2.17条 真空预压法的地基平均固结度，考虑了井阻和涂抹作用时可按式(4.2.7)计算：
地基某一深度的固结度：

$$U_{rzt} = U_{rt} + U_{zt} - U_{rt} \cdot U_{zt} \quad (4.2.17-1)$$

整个地基的平均固结度：

$$\bar{U}_{rzt} = \bar{U}_{rt} + \bar{U}_{zt} - \bar{U}_{rt} \cdot \bar{U}_{zt} \quad (4.2.17-2)$$

式中 $U_{rt} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot Z}{H} \cdot \exp(-\beta_r t) \quad (4.2.17-3)$

$$U_{zt} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot Z}{H} \cdot \exp\left[-\left(\frac{M^2}{H^2} c_{vt}\right)\right] \quad (4.2.17-4)$$

$$\overline{U_{rt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-\beta_r \cdot t) \quad (4.2.17-5)$$

$$\overline{U_{rt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} \cdot \exp\left[1 - \left(\frac{M^2}{H^2} \cdot c_v \cdot t\right)\right]$$

$$(4.2.17-6)$$

$$M = \frac{2m+1}{2} \pi, \quad m=0, 1, 2, 3, \dots$$

$$\beta_r = \frac{\lambda M^2}{\rho^2 H^2 + M^2}$$

$$\lambda = \frac{8c_h}{d_o^2 \cdot F_s}$$

$$\rho^2 = \frac{8k_h(n^2 - 1)}{k_w \cdot d_o^2 \cdot F_s}$$

$$F_s = \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \right) \frac{n^2}{n^2 - 1} + \frac{s^2}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{k_h}{k_s} \right)$$

$$\left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{ks} \cdot \frac{1}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right)$$

$$n = \frac{\gamma_o}{\gamma_w}, \quad s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

c_h ——土的水平向排水固结系数 (mm^2/s);

c_v ——土的竖向排水固结系数 (mm^2/s);

H ——待加固土层的厚度 (mm);

z ——地基土的计算某一深度 (mm);

k_h ——地基土的水平向渗透系数 (mm/s)

k_v ——地基土的竖向渗透系数 (mm/s)

d_0 ——砂井或塑料排水带的等效影响圆直径 (mm);

γ_s ——涂抹区半径 (mm);

γ_e ——砂井或塑料排水带的等效影响圆半径 (mm);

γ_w ——砂井或塑料排水带的当量半径 (mm);

k_w ——砂井或塑料排水带的渗透系数 (mm/s);

k_s ——涂抹区的渗透系数 (mm/s);

若不考虑井阻, 式中 $k_w = \infty$, $\beta_r = \lambda$; 不考虑涂抹, 式中 $k_s = k_h$, $s = 1$ 。

第4.2.18条 真空预压下, 地基中某点任意时间的抗剪强度按第4.2.9条计算; 计算时 $\eta = 1$ 。

第4.2.19条 真空预压下, 地基的最终竖向变形可按第4.2.10条计算, 计算时 $\psi_s = 0.6 \sim 0.9$ 。真空堆载联合预压以真空为主时, $\psi_s = 0.9$ 。

第4.2.20条 真空预压的总面积不得小于基础外缘所包围的面积, 每块预压的面积宜尽可能大, 根据加固要求彼此间可搭接或有一定间距。一般真空的边缘比建筑物基础外缘超出 $2 \sim 3 \text{ m}$ 。

第4.2.21条 真空预压和真空一堆载联合预压时, 压缩层的平均固结度应符合设计要求或大于 80% , 地基强度和地基剩余变形应满足工程要求。

第4.2.22条 膜下真空滤管间距一般为 $6 \sim 9 \text{ m}$; 距离薄膜边缘一般为 $1.5 \sim 3.0 \text{ m}$, 滤管应埋在砂垫层厚度的中部。

第4.2.23条 对于表层存在良好的透气层, 在处理范围内有

充足水源补给的透水层以及明显露头的透气层时、应采取有效措施切断透气层及透水层。

第4.2.24条 真空预压时,抽真空设备的数量应根据加固面积来确定,一套设备可抽的面积为 $1000\sim 1500\text{ m}^2$ 。

第4.2.25条 真空预压时加固区周围地面会产生裂缝,故应与原有建筑物保持一定距离。

第三节 施 工

(一)堆载预压法

第4.3.1条 砂井的灌砂量,应按井孔的体积和砂在中密时的干密度计算,其实际灌砂量不得小于计算值的95%。

灌入砂袋的砂宜用干砂,并应灌制密实,砂袋或塑料排水带放入孔内至少应高出砂垫层 100 mm 。

第4.3.2条 袋装砂井施工所用钢管内径宜略大于砂井直径,以减小施工过程中对地基土的扰动。

袋装砂井或塑料排水带施工时,平面井距偏差应不大于井径,垂直度偏差宜小于1.5%,拔管后带上砂袋或塑料排水带的长度不宜超过 500 mm 。

第4.3.3条 塑料排水带应有良好的透水性和强度,纵向通水量为 $(15\sim 40)\times 10^3(\text{ mm}^3/\text{s})$,滤膜的渗透系数 $>5\times 10^{-3}\text{ mm/s}$;复合体的抗拉强度 $=10\sim 15\text{ N/mm}$,滤膜的抗拉强度干态时 $=1.5\sim 3.0\text{ N/mm}$,湿态时 $=1.0\sim 2.5\text{ N/mm}$;塑料排水带插入土中较短时用小值,较长时用大值。整个排水带应反复对折5次不断裂才认为合格。

塑料排水带需要接长时,应采用滤膜内芯板平搭接的连接方式,搭接长度宜大于 200 mm 。

第4.3.4条 对堆载预压工程,应根据设计要求分级逐渐堆载,在堆载过程中应每天进行沉降、边柱位移及孔隙水压力等项目的观测,沉降每天控制在 $10\sim 15\text{ mm}$;边桩水平位移每天控制在 $4\sim 7\text{ mm}$;孔隙水压力系数 $u/p\leq 0.6$,再对其进行综合分析以控制堆载速率。

(二)真空预压法

第4.3.5条 真空预压的施工应按如下顺序进行:

- 一、铺设砂垫层并设置垂直排水通道;
- 二、在砂垫层中埋设滤管;
- 三、在加固区边缘挖沟;
- 四、铺膜、填沟、安装并联接抽气管道和射流泵;
- 五、检验密封情况并抽气。

第4.3.6条 根据场地大小、形状及施工能力;将加固场地分成若干区,各区之间根据加固要求可搭接或有一定间距,每个加固区必须用整块密封薄膜覆盖。

第4.3.7条 砂井的灌砂量和质量要求见第4.3.1条。

第4.3.8条 塑料排水带的质量要求见第4.3.3条。

第4.3.9条 袋装砂井和塑料排水带施工时的平面位置、垂直度等要求见第4.3.2条。

第4.3.10条 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵,空抽时必须达到 95 kPa 以上的真空吸力,其数量应根据加固面积确定,每个加固场地至少应设置两台真空泵。

第4.3.11条 真空管路的连接点应严格进行密封,为避免膜的真空度在停泵后很快降低,在真空管路中设置止回阀和闸阀。

水平向分布滤水管可采用条状、梳齿状、羽字状或目字状等型式。滤水管布置最好能形成回路。滤水管一般设在排水砂垫层中,其上应有 $100\sim 200\text{ mm}$ 厚砂覆盖层。滤水管可采用钢管或塑

料管，滤水管之间的连接宜用柔性接头。滤水管外宜围绕铅丝，外包尼龙纱、土工织物或棕皮等滤水材料。

第4.3.12条 密封膜应采用抗老性能好、韧性好、抗穿刺能力强的不透气材料。密封膜热合粘结时宜用两条膜的热合粘结缝平搭接，搭接宽度应大于15 mm。

根据密封膜材料的厚度，可铺设二层或三层，覆盖膜周边可采用挖沟折铺、平铺并用粘土压边、围埝沟内覆水以及膜上全面覆水等方法进行密封。当处理区外有充足水源补给的透水层时，应采用封闭式截水墙（如深层搅拌桩）形成防水帷幕等方法以隔断透水层。

第4.3.13条 真空预压区在铺密封膜前，要认真清理平整砂垫层、拣除贝壳及带尖角石子，填平打设袋装砂井或塑料排水带时留下的孔洞。每层膜铺好后，要认真检查及时补洞。待其符合要求后，再铺下一层。

第4.3.14条 真空一堆载联合加固时，先按真空加固的要进行抽气，当真空度稳定后再将所需的堆载加上，并继续抽气，堆载时需膜上铺放编织布等保护材料。

第4.3.15条 真空度可一次抽气至最大，当连续五天实测沉降速率 $\leq 2 \text{ mm/d}$ 时，可停止抽气。

第四节 质量检验

第4.4.1条 对以稳定性控制的重要工程应在预压区内选择有代表性地点预留孔位，对堆载不同阶段和对真空预压法在抽真空结束进行不同深度的十字板抗剪强度试验、静力触探和取土进行室内试验，其位置与数量应与加固前相对应，以验算地基的稳定性并检验地基加固效果。

对一般重要工程应在预压结束后进行十字板、静力触探或取土进行室内试验。

十字板、静力触探和取土孔的数量应能说明工程情况，同时

应满足每个加固区在每个阶段或某种时间不应少于2个的要求。

对真空预压法还应量测膜下真空度，真空度应满足设计要求。

第4.4.2条 在预压期间应及时整理沉降与时间、孔隙水压力与时间、位移与时间等关系曲线，推算地基的最终变形量、不同时间的固结度和相应的变形量，以分析处理效果并为确定卸载时间提供依据。

第4.4.3条 对有特殊要求的重要工程应做现场载荷试验以检验预压加固质量。

第五章 强夯法

第一节 一般规定

第5.1.1条 强夯法适用于砂土、含水量低于25%的杂填土地基；对粘性土和粉性土也可采用，上述以外的土及淤泥质土应通过试验确定其处理效果。

第5.1.2条 强夯施工场地应平整，并能承受夯击机械的重力；施工前，必须查明施工区周围及场地范围内的地下构筑物和地下管线的位置及标高等，并采取必要措施，以免因强夯施工而造成损坏。

第二节 设 计

第5.2.1条 有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定，也可按以下经验公式（5.2.1）估算：

$$h = \alpha \sqrt{Q \cdot H} \quad (5.2.1)$$

式中 h ——有效加固深度（m）；

Q ——锤重（t）；

H ——有效落距（m）

α ——修正系数，可取0.6~0.8，若地基中设置排水通道时， α 值可适当提高。

第5.2.2条 强夯的单位夯击能量，应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求处理的深度等因素综合考虑，亦可通过

现场试夯确定。在一般情况下，对砂性土取 $1000 \sim 5000 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}^2$ ；粘性土可取 $1500 \sim 6000 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}^2$ 。

第5.2.3条 强夯技术参数分别宜按下列不同情况确定：

一、夯点布置：根据建筑物结构类型、地基土情况和要求的处理深度确定。

1. 对大面积基础，宜采用正方形插档法布置，如图（5.2.3—1）所示。

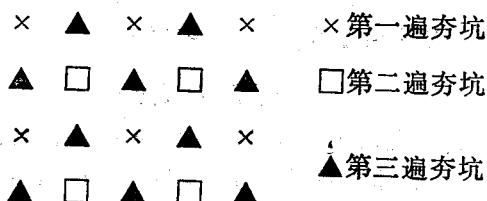


图5.2.3—1 正方形插档布置夯点

2. 对条形基础，可采用点线插档法布置，如图（5.2.3—2）所示。



图5.2.3—2 点线插档布置夯点

3. 对柱基，可采用点夯法夯击。

4. 对强夯挤淤，可用排夯法加固（锤印彼此搭接 $200 \sim 300 \text{ mm}$ ）。

5. 当要求加固深度较大时，可采用二次夯击（即在较低标高上夯完后，再将土填到设计标高，进行第二次夯击）。

二、夯点间距：宜根据建筑结构类型、土层厚度和土质条件

(或通过试夯)确定:对厚度大和土质差的软弱土层第一遍夯点间距宜为6~8m;对土层较薄的砂土或回填土,第一遍夯点间距宜为4~7m。

三、每个夯点夯击数:应根据土层厚度、表层情况及使用要求确定。要求夯击时土层垂直压缩量最大,水平位移量最小,一般为5~10击;软弱土层厚度大,表层土较硬或使用荷载较大时,可用大值,一般应满足下列条件:

1.用前后两击累计沉降差控制:

$$\Delta S = \Sigma S_n - \Sigma S_{n-1} \leq 50 \sim 100 \text{ mm} \quad (5.2.3-1)$$

式中 ΔS ——前后两击沉降差 (mm);

ΣS_n 、 ΣS_{n-1} ——分别为前后两击累计沉降量 (mm)。

2.对粘性土、锤底静压应力小于30kPa;对砂性土,锤底静压应力可大于30kPa;

3.夯坑周围地面不应发生过大的隆起;

4.不因夯坑过深而发生起锤困难。

四、前后两遍夯击间歇时间:取决于土中超孔隙水压力的消散情况,当缺少实测资料时,可根据地基土的渗透性确定。对粘性和粉性土,含水量高、软弱土层较厚、渗透性较差的,一般间歇2~4周;对砂性土,地下水位较低或含水量较小的回填土、以及其它渗透性较好的地基可不考虑间歇时间。

五、夯击遍数:应根据地基土的性质和使用要求确定,一般情况下夯2~4遍。对压缩层厚度大,渗透系数小,含水量高,用大值,反之用小值。设计时也可用式(5.2.3-2)控制:

$$\Sigma S_i = (0.6 \sim 0.8) \times S_{\infty} \quad (5.2.3-2)$$

式中 ΣS_i ——夯击各遍沉降量之和 (mm);

S_{∞} ——计算的最终沉降量 (mm)。

最后应以低能量普夯一遍，用以加固表层松土。

六、夯击范围：夯击范围应大于建筑物基础范围，可按式（5.2.3—3）计算：

$$A = \left(B + \frac{1}{3} \cdot h \right) \cdot \left(L + \frac{1}{3} \cdot h \right) \quad (5.2.3-3)$$

式中 A——夯击范围（ m^2 ）；

B, L——分别为加固区的宽度与长度（m）；

h——设计有效加固深度（m）。

每边超出基础外缘的宽度不宜小于2m。

第5.2.4条 要求有效加固深度大于8m时或加固淤泥质粘性土时，可预先在地基中打入塑料排水带或袋装砂井后再进行夯击。

第三节 施 工

第5.3.1条 强夯主要施工机具设备的选用：

一、起重机：起重能力可按加固深度、锤重和落距三者确定。宜采用起重能力为15t以上的履带式起重机或其它专用设备，起吊高度为10~20m；起吊速度为0.2~0.4m/s；吊钩下落速度为1~3m/s，夯击时应防止臂杆后仰；接地压力应小于地基承载力。

二、夯锤：可采用圆柱形锤质量为8~20t，并应小于1/2~1/3的起重机起吊能力；锤应设置若干个上下贯通的气孔，孔径为250~300mm；锤底面积为3~6 m^2 。锤重/锤底面积为25~35kPa，对粘性土或加固深度大于5m时取小值；对砂性土、含水量小于25%的土或加固深度小于5m时取大值。

锤材料：若锤重为8~12t时，宜用钢板为外壳，壳内部焊接钢筋骨架后浇筑混凝土制成；锤重大于12t时，可用钢或铸铁锤。

三、脱钩：落锤时宜采用自动脱钩，自动脱钩要有足够强

度，且施工灵活。

第5.3.2条 当地下水位距地表2 m以下且表层为非饱和土时，可直接进行夯击；当地下水位较高不利于施工，或表层为饱和土，或农田耕植土时，宜采用人工降低地下水位或铺填0.5~2.0 m的松散性材料，如中砂、粗砂、砂砾或山皮土、煤渣、建筑垃圾或性能稳定的工业废料等材料后进行夯击。坑内或场地如遇积水应及时排除。

第5.3.3条 为避免振动对周围建筑设施的影响，施工前必须对附近建筑物进行调查，必要时采取相应的防振或隔振措施，施工时应由距邻近建筑物近处向远处夯击。

强夯振动的主要影响范围一般为10~15 m，在此范围内应采取防振措施，如设置防振沟等，在此范围外也应注意振动的不利影响。

第5.3.4条 加固区周围应设置排水沟。若加固区边长大于30 m时，中间应设置网格形排水沟，最大排水距离为15 m。

第5.3.5条 强夯施工可按下列步骤进行：

- 一、清理并平整施工场地；
- 二、标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；
- 三、起重机就位，使夯锤对准夯点位置；
- 四、测量夯前锤顶高程；
- 五、将夯锤起吊到预定高度，待夯锤脱钩自由下落后，放下吊钩，测量锤顶高程；
- 六、重复步骤五，按设计规定的夯击击数及控制标准，完成一个夯点的夯击；
- 七、重复步骤三至六，完成第一遍全部夯点的击数；
- 八、用推土机将夯坑填平，并测量场地高程；
- 九、在规定的间隔时间后，按上述步骤逐次完成全部夯击遍数，再用低能量普夯将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程。

第四节 质量检验

第5.4.1条 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对地基加固后质量进行检验。对砂土地基，其间隔时间可取1~2周；对粉性土和粘性土地基可取3~4周。

第5.4.2条 强夯检测内容包括变形、强度、振动和施工工艺控制等。

第5.4.3条 质量检验方法宜根据土性选用原位测试，如变形位移、静力触探或十字板。对砂性土地基也可采用标准贯入试验；对重要工程可进行载荷试验和室内土工试验。

第5.4.4条 质重检验数量：应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。对简单场地或一般建筑物，每个建筑物地基的检验点不应少于3处；对复杂场地或重要建筑物地基应增加检验点数，检验深度应不小于设计有效加固深度。

第六章 碎(砂)石桩法

第一节 一般规定

第6.1.1条 碎(砂)石桩包括碎石桩和砂桩。碎石桩施工可采用振冲法和沉管法,砂桩施工可采用沉管法。

第6.1.2条 碎(砂)石桩适用于砂土、粉性土、粘性土、人工填土等地基处理。

对饱和淤泥质土地基上对差异沉降控制要求不严的工程可采用沉管法施工。对振冲法加固不排水抗剪强度小于 20kPa 的淤泥质土、淤泥等地基应通过其试验确定其适用性。碎(砂)石桩可用以处理液化地基。

碎(砂)石桩适用于六层及六层以下的建筑物地基、油罐地基、地面堆载、路堤和岸坡加固。

第6.1.3条 对粘性土,设计前应收集地基土的不排水抗剪强度指标;对砂土和粉性土,应收集地基土的天然孔隙比、相对密实度或标准贯入击数指标,还应了解砂石料特性、填充量和充盈系数。

第二节 设 计

第6.2.1条 单桩容许承载力应按现场单桩载荷试验确定。对粘性土,也可按式(6.2.1)求单桩极限承载力后再除以安全系数2进行估算:

$$f_{pu} = 4 \cdot c_u \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi_p / 2) \quad (6.2.1)$$

式中 f_{pu} ——碎(砂)石桩单桩极限承载力(kPa);
 c_u ——天然土不排水抗剪强度(kPa);
 ϕ_p ——碎(砂)石的内摩擦角。对振冲碎石桩, 采用
 $35^\circ \sim 45^\circ$, 一般取 38° ; 对沉管碎(砂)石桩, 一
 般取大值。

第6.2.2条 复合地基容许承载力应按现场复合地基载荷试
 验确定。对粘性土, 也可按式(6.2.2)进行估算:

$$f_{sp} = m \cdot f_p + (1 - m) f_s \quad (6.2.2-1)$$

$$\text{或 } f_{sp} = [1 + m(n - 1)] f_s \quad (6.2.2-2)$$

式中 f_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa);
 f_p ——单桩容许承载力(kPa);
 f_s ——桩间土容许承载力(kPa);
 m ——桩土面积置换率。

$$m = \frac{d^2}{d_e^2} \quad (6.2.2-3)$$

d ——碎(砂)石桩直径(m)

d_e ——等效影响圆的直径(m);

等边三角形布置 $d_e = 1.05S$

正方形布置 $d_e = 1.13S$

矩形布置 $d_e = 1.13\sqrt{S_1 \cdot S_2}$

S 、 S_1 、 S_2 分别为桩的间距、纵向间距和横向
 间距。

n ——桩土应力比。无实测资料时, 当天然土不排水
 抗剪强度 $c_u = 20 \sim 30 \text{ kPa}$ 时, n 取 $3 \sim 4$; 当 $c_u =$

30~40kPa时, n 取2~3。天然土强度低取大值, 天然土强度高取小值。

桩间土容许承载力 f_s 可通过地质勘察手段确定, 或近似取加固前地基土容许承载力进行估算。

对砂土和粉性土, 复合地基容许承载力也可按(6.2.2—2)式估算, 但其中 f_s 应为密实后的桩间土容许承载力, 可由密实后的孔隙比、相对密度或标准贯入击数值按有关规范确定, 桩土应力比 n 可取2~3。

第6.2.3条 碎(砂)石桩加固地基的变形计算应按上海市标准《地基基础设计规范》有关规定执行。复合地基的压缩模量可按式(6.2.3)计算:

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s \quad (6.2.3)$$

式中 E_{sp} ——复合地基的压缩模量(kPa);

E_s ——桩间土的压缩模量(kPa), 对饱和粘性土, 可近似取天然土的压缩模量。

第6.2.4条 碎(砂)石桩处理地基用于堆载、修筑路堤及岸坡等工程时, 应按上海市标准《地基基础设计规范》有关规定进行抗滑稳定性验算。计算时应考虑以下因素:

一、如滑动面通过碎(砂)石桩桩身, 计算时应分别采用原状土及碎(砂)石桩的 c 、 ϕ 值;

二、如碎(砂)石桩处理区及其邻近有开挖土方施工, 应考虑挖方卸载对 c 、 ϕ 值的影响。

第6.2.5条 碎(砂)石桩桩长可根据工程要求和工程地质条件通过计算确定:

一、当软弱土层厚度不大时, 碎(砂)石桩桩长可穿过软弱土层, 藉以减少地基变形;

二、当软土层厚度较大时, 对按稳定性控制的工程, 碎(砂)

石桩桩长应不小于最危险滑动面以下 1 m 的深度；对按变形控制的工程，碎（砂）石桩桩长应满足碎（砂）石桩加固后地基变形量不超过上海市标准《地基基础设计规范》中建筑物地基容许变形量和满足软弱下卧层强度要求；

三、对可液化的地基，碎（砂）石桩桩长按要求的抗震处理深度确定；

四、设计时可考虑分区采用不同的桩长来调节建筑物地基的差异变形量；

五、桩长不宜小于 4 m。

第6.2.6条 碎（砂）石桩桩距应通过现场试验确定，对粉性土和砂土地基，碎（砂）石桩桩距不宜大于碎（砂）石桩直径的 4 倍。对粘土地基则不宜大于碎（砂）石桩直径的 3 倍。如无现场试验资料时，也可按下列原则确定；

一、对粘土地基，以满足设计复合地基容许承载力和变形量为主要依据，可由式（6.2.2—1）或（6.2.2—2）反算桩土面积置换率 m ，并按式（6.2.2—3）计算等效影响圆的直径 d 。以及根据不同布桩型式确定碎（砂）石桩桩距。对振冲法，碎（砂）石桩桩距一般可用 1.3~1.8 m；

二、对粉性土和砂土地基，桩距可根据密实后要求达到的孔隙比来确定。

$$\text{正三角形布置 } S = 0.95d \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}} \quad (6.2.6-1)$$

$$\text{正方形布置 } S = 0.90d \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_1}} \quad (6.2.6-2)$$

式中 S ——碎（砂）石桩桩距（m）；

d ——碎（砂）石桩直径（m）；

e_0 ——地基处理前的孔隙比。可按原状土试验确定，也可根据动力或静力触探等对比试验确定；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比。

$$e_1 = e_{\max} - D_r (e_{\max} - e_{\min})$$

式中 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——分别为砂土的最大、最小孔隙比，应按国家标准《土工试验方法标准》GBJ123—88的有关规定确定；

D_r ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，根据现场地震烈度要求，可取0.70~0.85。

三、可分区采用不同的桩距来调节建筑物地基的差异变形量。

第6.2.7条 对大面积满堂加固，桩位宜采用等边三角形布置；对独立或条形基础，宜用正方形、矩形或等腰三角形布置。

第6.2.8条 加固范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，通常应大于基底面积。一般对单独或条形基础，在基础外缘宜扩大半个或一个桩；对其它型式基础，在基础外缘宜扩大1~2排桩；对可液化地基，在基础外缘应扩大2~4排桩。对地面堆载、路堤或岸坡加固工程每边放宽应扩大2~3排桩。

第6.2.9条 碎(砂)石桩直径与地基土质条件、施工设备等因素有关，应根据现场成桩试验确定。沉管法施工时设计成桩直径与套管直径之比不宜大于1.5，一般可采用300~700 mm。采用功率30 kW的振冲器施工时，对饱和软土，成桩直径一般可取700~900 mm；对粉性土或砂土，成桩直径一般可取600~800 mm。

第6.2.10条 碎(砂)石桩桩孔内的填料量可按碎(砂)石桩理论计算桩孔体积乘以充盈系数 β 确定， β 一般为1.2~1.5。

第6.2.11条 桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾或中砂、粗砂等硬质材料，含泥量不得大于5%。振冲法成桩时，填料粒径一般宜选用20~50 mm，最大粒径不宜大于80 mm；沉管法成桩时，填料粒径一般不宜大于50 mm。

第6.2.12条 碎(砂)石桩施工后，应将基底标高下的松散层挖除或碾压密实等方法进行处理，并应在其上铺设一层300~

500 mm厚的碎石垫层。

第三节 施 工

(一) 振冲法

第6.3.1条 振冲法施工可采用功率为30kW的振冲器。起重机具可采用履带式起重机、轮胎式起重机、自行井架式专用起重机，起重能力为8~15t。

第6.3.2条 振冲法施工可按下列步骤进行：

一、清理地上和地下障碍物，现场三通一平，确保振冲器喷水中心偏差不大于50 mm；

二、启动水泵和振冲器，以1~2 m/min的速度在土层中徐徐下沉，水压可用400~600 kPa，供水量宜大于20 m³/h。当振冲器达设计处理深度以上0.3~0.5 m附近作适当停留，随时将振冲器往上提至孔口，重复一至二次，使桩孔畅通。对粘性土地基，在孔口和孔底各悬吊留振20 s，以扩大孔口和孔底，应降低泥浆稠度，以利碎石顺利下沉；

三、向孔内倒入填料时，需将水压和水量降低至孔口有一定回水但无大量细颗粒带出为止。填料高度应每段为0.5~0.8 m进行分段制桩，再将振冲器沉入填料中进行振密。

对粘性土地基，密实电流应为50~55 A；对粉性土和砂土地基，密实电流应为40~50 A。当电流达不到规定的密实电流时，应向孔内继续加填料和振密，直至电流超过设计规定的密实电流值。填料量要求满足设计桩径。

四、将振冲器提出孔口，重复步骤三，继续自下而上制筑上部的桩段，直至制桩完成。

第6.3.3条 振冲达到密实电流时，应留振至电流稳定大于规定值后才可上提振冲器，留振时间应为30 s。

第6.3.4条 施工过程中各段桩体均应符合密实电流、填料量和留振时间三方面的规定，尤其应保证桩底和桩顶的制筑质量。

第6.3.5条 施工现场应设置排泥水沟系及集中排泥的沉淀池，及时清除沉淀稠泥浆，沉淀池上部较清的水可重复使用，应减少环境污染，文明施工。

第6.3.6条 施工可采用“一边向另一边”的顺序逐排成桩；对粘性土地基，当地基土强度较低时，为减少地基土的扰动，可采用间隔跳打法；当加固区附近已建有建筑物时，应从邻近建筑物一边开始，逐步向外施工。

第6.3.7条 振冲成孔后，桩位水平偏差应不大于0.2倍桩径，桩垂直度偏差应不大于1%。

(二) 沉管法

第6.3.8条 碎(砂)石桩施工可采用振动沉管成桩法或锤击沉管成桩法，锤击沉管成桩法又可分为单管法和双管法。

第6.3.9条 施工前应进行成桩工艺和成桩质量试验。当成桩质量不能满足设计要求时，应调整设计与施工有关参数后，重新进行试验。

第6.3.10条 施工时应根据设计桩径、桩长及桩身密实度等要求，控制碎(砂)石填充量、套管升降幅度和速度、套管往复挤压振动次数、振动器振动时间、电动机工作电流等参数，以保证桩身连续和密度均匀。

第6.3.11条 施工中应选用适宜的桩尖结构，保证顺利出料和有效挤压桩孔内碎(砂)石料，当采用活瓣桩靴时，砂土和粉土地基宜选用尖锥形；粘性土地基宜选用平底型；一次性活瓣桩尖可采用混凝土锥型桩头。

第6.3.12条 碎(砂)石桩的施工顺序：对砂性土地基应从

外围或两侧向中间进行，以挤压为主的碎(砂)石桩宜间隔成桩；对淤泥质粘性土地基宜从中间向外围或隔排施工，在既有建(构)筑物邻近施工，应背离建(构)筑物方向进行，在路堤或岸坡上施工应背离岸坡和向坡顶方向进行。

第6.3.13条 碎(砂)石桩施工对周围环境的影响及预防措施应按国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》GBJ202—83第一、四章及上海市标准《地基基础设计规范》第十章有关规定执行。

第6.3.14条 施工时桩位应水平偏差应不大于0.1倍工具套管外径；工具套管插入土中垂直度偏差应不大于1%；成桩直径应不小于设计桩径5%，并不宜大于设计桩径10%；成桩长度应不小于设计桩长100 m。

第四节 质量检验

第6.4.1条 施工期间及施工结束后，应检查施工记录，内容包括：桩号和日期、桩数量、孔径、每段桩填料量、每段制桩时间、总成孔时间、总制桩时间和填料总量等。对振冲法，尚应检查每米成孔电流、每段密实电流；对沉管法，尚应检查套管往复挤压振动次数与时间、套管升降幅度和速度、每次填碎(砂)石料量等项施工记录、桩平面位置的容许偏差为 $0.2d$ (d 为桩径)。如发现有漏桩或成桩质量不符合质量标准，不能满足设计要求时，应采用加桩或其它补救办法。

第6.4.2条 施工后应间隔一定时间方可进行复合地基处理效果检验。对粘性土地基，间隔时间可取4周；对粉性土、砂土和杂填土地基，可取2~3周。

第6.4.3条 碎(砂)石桩的施工质量检验可用单桩载荷试验(参见附录一)；对砂桩桩体也可采用标准贯入试验检测。振

冲法施工按每200~400根桩随机抽取一根进行检验，而沉管桩施工按每1000~2000根桩随机抽取一根进行检验，但总数均不得少于三根。

第6.4.4条 桩间土加固效果的检验可采用标准贯入、静力触探或动力触探等方法。检测位置应在等边三角形或正方形的中心。

第6.4.5条 对大型的、重要的工程或工程地质条件复杂的工程，应进行单桩复合地基的载荷试验（参见附录一）。试验点选择在有代表性的或土质较差的地段，试验点数量可按加固面积的大小取2~4组。

第七章 注浆法

第一节 一般规定

第7.1.1条 注浆法适用于处理砂性土、粉性土、粘性土和一般填土层。

第7.1.2条 注浆法的处理目的是防渗堵漏、提高地基土的强度和变形模量、进行托换技术和控制地层沉降。

第7.1.3条 注浆设计前,应查明加固土层的分布范围、含水量、土的颗粒级配、地下水和孔隙率等土体的物理力学性质指标。

第7.1.4条 对重要工程,注浆设计前必须进行室内浆液配比试验。此外,尚宜进行现场注浆试验,以求得合适的设计参数,并检验施工方法和设备。

第二节 设计

第7.2.1条 注浆设计前必须通过调查研究,设计时应包括下述内容:

注浆有效范围、注浆材料的选择、初凝时间、注浆量和压力、注浆孔布置和注浆顺序等。

第7.2.2条 注浆工艺和有效范围应根据工程不同要求必须充分满足防渗堵漏,提高土体强度和模量、充填空隙及托换等目的加以确定。注浆点的覆盖土应大于2 m。

第7.2.3条 选定浆液及其配比的设计,必须考虑注浆的目的

的、地质情况、地基土的孔隙大小、地下水的状态等，在满足所需目的范围内选定最佳配比。

第7.2.4条 注浆法处理软土的浆液材料可选用以水泥为主剂的悬浊液，也可选用水泥和水玻璃的双液型混合液。丙凝具有凝结时间短的特点，聚氨酯能有遇水膨胀的特性，化学浆液因对环境有污染，选用时应慎重考虑。在有地下动水流的情况下，不应采用单液水泥浆。

第7.2.5条 用作防渗的注浆至少应设置三排注浆孔，注浆液应选用水玻璃或水玻璃与水泥的混合液，注浆孔间距可按 $1.0 \sim 1.5$ m范围设计。动水情况下的堵漏注浆宜采用双液注浆或初凝时间短的速凝配方。

第7.2.6条 用作提高土体强度的注浆液可选用以水泥为主剂的悬浊液，注浆孔间距可按 $1.0 \sim 2.0$ m范围设计。

第7.2.7条 初凝时间必须根据地基土质条件和注浆目的决定。在砂土地基注浆中，一般使用的浆液初凝时间为 $5 \sim 20$ 分钟；在粘性土中劈裂注浆时，一般浆液初凝时间为 $1 \sim 2$ 小时。

第7.2.8条 注浆量取决于地基土性质和浆液的渗透性等因素。在进行大规模注浆施工时，宜在施工现场进行试验性注浆以决定注浆量。一般粘性土地基中的浆液注入率为 $15 \sim 20\%$ 。

第7.2.9条 在砂性土中注浆，若以防渗为主要目的，则应考虑第二次注浆。第二次注浆的时间宜在第一次注入的水泥浆初凝后进行。注浆材料应采用水玻璃等低粘度的化学注浆材料。

第7.2.10条 对劈裂注浆，在浆液注浆的范围内应尽量减少注浆压力。注浆压力的选用应根据土层的性质及其埋深确定。在砂土中的经验数值是 $0.2 \sim 0.5$ MPa；在粘性土中的经验数值是 $0.2 \sim 0.3$ MPa。

第7.2.11条 对压密注浆，注浆压力主要取决于浆液材料的

稠度。如采用水泥—砂浆液,坍落度可在25~75 mm左右,注浆压力可选定在1~7 MPa范围内,而且坍落较小时,注浆压力可取上限值。如采用水泥—水玻璃双液快凝浆液,则注浆压力应小于1 MPa。

第7.2.12条 注浆孔的布置原则,应能使被加固土体在平面和深度范围内连成一个整体。

第7.2.13条 注浆顺序必须采用适合于地基土质条件、现场环境及注浆目的进行,一般不宜采用自注浆地带某一端单向推进压注方式,应按跳孔间隔注浆方式进行,以防止串浆,提高注浆孔内浆液的强度与时具增的约束性。对有地下动水流的特殊情况,应考虑浆液在动水流下的迁移效应,应自水头高的一端开始注浆。

第7.2.14条 注浆时应采用先外围,后内部的注浆施工方式。注浆范围以外有边界约束条件时,也可采用自内侧开始顺次往外侧注浆方法。

第三节 施 工

第7.3.1条 注浆施工必须根据设计要求并考虑周围环境条件进行。施工前,设计单位应向施工单位提供注浆设计文件并负责技术交底。

第7.3.2条 注浆法施工的场地事先应予平整,除干钻法外,应沿钻孔位置开挖沟槽与集水坑,以保持场地的整洁干燥。

第7.3.3条 注浆施工情况必须如实和准确地记录,应有压力和流量记录,宜采用自动流量和压力记录仪,并对资料及时进行分析,以便指导注浆工程的顺利进行,并为验收工作作好准备。

第7.3.4条 塑料阀管注浆法施工可按下列步骤进行:

- 一、钻机与灌浆设备就位；
- 二、钻孔；
- 三、当钻孔钻到设计深度后，从钻杆内灌入封闭泥浆；
- 四、插入塑料单向阀管到设计深度。当注浆孔较深时，阀管中应加入水，以减少阀管插入土层时的弯曲；
- 五、待封闭泥浆凝固后，在塑料阀管中插入双向密封注浆芯管再进行注浆；
- 六、注浆完毕后，应用清水冲洗塑料阀管中的残留浆液。对于不宜用清水冲洗的场地，可考虑用纯水玻璃浆或陶土浆灌满阀管内。

第7.3.5条 花管注浆法施工可按下列步骤进行：

- 一、钻机与灌浆设备就位；
- 二、钻孔或采用振动法将花管压入土层；
- 三、若采用钻孔法，应从钻杆内灌入封闭泥浆，然后插入花管；
- 四、待封闭泥浆凝固后，移动花管自下向上（或自上向下）进行注浆。

第7.3.6条 压密注浆施工可按下列步骤进行：

- 一、钻机与灌浆设备就位；
- 二、钻孔或采用振动法将金属注浆管压入土层；
- 三、若采用钻孔法，应从钻杆内灌入封闭泥浆，然后插入孔径5cm的金属注浆管；
- 四、待封闭泥浆凝固后，捅去金属管的活络堵头，然后向地层注入水泥—砂稠状浆液或水泥—水玻璃双液快凝浆液。

第7.3.7条 注浆孔的钻孔孔径一般为70~110mm，垂直偏差应小于1%，注浆孔有设计角度时应预先调节钻杆角度，倾角偏差不大于20°。

第7.3.8条 当钻到设计深度后，必须通过钻杆注入封闭

泥浆，直到孔口溢出泥浆方可提杆。当提杆至中间深度时，应再次注入封闭泥浆，最后完全提出钻杆。

第7.3.9条 封闭泥浆的七天立方体抗压强度宜为 $q_u = 0.3 \sim 0.5 \text{ MPa}$ ，浆液粘度为 $80 \sim 90 \text{ }^{\circ}$ 。

第7.3.10条 塑料单向阀管每一节均应作检查，要求管口平整无收缩，内壁光滑。事先将每六节塑料阀管对接成 2 m 长度作备用。准备插入钻孔内时应复查一遍，必须旋紧每一节螺纹。

第7.3.11条 注浆芯管的聚氨酯密封圈使用前要进行检查，应无残缺和大量气泡现象，上部密封圈裙边向下，下部密封圈裙边向上，且都应抹上黄油。所有注浆管接头螺纹均应保持有充足的油脂，这样既可保证丝牙寿命，又可避免浆液凝固在丝牙上，造成拆装困难。

第7.3.12条 若进行第二次注浆，化学浆液的粘度应较小，不宜采用自行密封式密封圈装置，宜采用二端用水加压的膨胀密封型注浆芯管。

第7.3.13条 注浆管上拔时宜使用拔管机。塑料阀管注浆时，注浆芯管每次上拔高度应为 330 mm ；花管注浆时，花管每次上拔或下钻高度宜为 500 mm 。

第7.3.14条 注浆开始前应充分作好准备工作，包括机械器具、仪表、管路、注浆材料、水和电等的检查及必要的试验，其中压力表和流量测定器应是必备的仪表，注浆一经开始即应连续进行，力求避免中断。

第7.3.15条 注浆的流量一般为 $7 \sim 10 \text{ l/min}$ ，对充填型灌浆，流量可适当加快，但也不宜大于 20 l/min 。

第7.3.16条 注浆用水应是可饮用的自来水、河水、井水及其它清洁水，不宜采用 pH 值小于4的酸性水和工业废水。

第7.3.17条 注浆所用的水泥宜采用425号或525号普通硅酸盐水泥，一般不得超过出厂期二个月，受潮结块不得使用，水泥

的各项技术指标应符合现行国家标准，并应附有出厂试验单。

第7.3.18条 在满足强度要求的前提下，可用磨细粉煤灰或粗灰部分代替水泥，掺入量应通过试验确定，一般掺入量约为水泥重量的20~50%。

第7.3.19条 注浆使用的原材料及制成的浆体应符合下列要求：

一、制成的浆体应能在设计要求的时间内凝固并具有一定强度，其本身的防渗性和耐久性应能满足设计要求。

二、浆体在凝固后其体积不应有较大的收缩率，一般应小于3%体积量。

三、所制成的浆体在一小时内不应发生析水现象。

第7.3.20条 为了改善浆液性能，可在浆液拌制时加入如下外加剂：

一、加速浆体凝固的水玻璃，其模数应为3.0~3.3。水玻璃掺量应通过试验确定，一般为0.5~3%。

二、提高浆液扩散能力和可泵性的表面活性剂(或减水剂)，一般掺量为水泥用量的0.3~0.5%。

三、提高浆液均匀性和稳定性，防止固体颗粒离析和沉淀而掺加的膨润土，其掺加量不宜大于水泥用量的5%。

第7.3.21条 浆体必须经过搅拌机充分搅拌均匀后，才能开始压注，并应在注浆过程中不停顿地缓慢搅拌，搅拌时间应小于浆液初凝时间。浆体在泵送前应经过筛网过滤。

第7.3.22条 在冬季，当日平均温度低于5℃或最低温度低于-3℃的条件下注浆时，应在施工现场采取适当措施，以保证不使浆体冻结。

第7.3.23条 在夏季炎热条件下注浆时，用水温度不得超过30~35℃，并应避免将盛浆桶和注浆管路在注浆体静止状态暴露于阳光下，以免加速浆体凝固。

第7.3.24条 如注浆中途发生地面冒浆现象应立即停止注浆，调查冒浆原因。如系注浆孔封闭效果欠佳，可待浆液凝固后重复注浆；如系地层灌注不进，则应结束注浆。

第四节 质量检验

第7.4.1条 对注浆效果的检查，应根据设计提出的要求进行，检验时间在注浆结束28天后。可选用标准贯入和静力触探对加固地层进行检测。

第7.4.2条 注浆效果检测点一般为注浆孔数的2~5%，如检验点不合格率等于或大于20%，或虽小于20%但检验点的平均值达不到设计要求时，在确认设计原则正确后应对不合格的注浆区实施重复注浆。检测点位置应视检测方法和现场条件，由施工单位和设计单位协商决定。

第八章 高压喷射注浆法

第一节 一般规定

第8.1.1条 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土和粉性土等地基，但对于砾石直径过大，含量过多及有大量纤维质的腐殖土，应通过试验确定其适用性。

第8.1.2条 高压喷射注浆法适用于已建建筑的托换工程和新建建筑的地基处理、深基坑的挡土结构、坑底加固、防止管涌及地下防水帷幕等工程。

对20 m以下作防水帷幕、地下水流速过大和已大量涌水的工程要慎重应用。

第8.1.3条 高压喷射注浆法的注浆形式分旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆三种类型。根据工程需要和机具设备条件，可分别采用单管、二重管和三重管三种方法。加固形式可分为柱状、壁状和块状。

第8.1.4条 在制定高压喷射注浆方案时，应掌握场地的工程地质、水文地质和建筑结构设计资料等。对已建建筑尚应收集竣工和现状观测资料、邻近建筑和地下埋设物等资料。

第8.1.5条 高压喷射注浆方案确定后，应进行现场试验或试验性施工，以确定施工参数及工艺。

第二节 设计

第8.2.1条 用旋喷桩处理的地基，宜按复合地基设计。当

用作挡土结构时，按加固体独立承担荷载计算。

第8.2.2条 旋喷桩的强度和直径，应通过现场试验确定，无现场试验资料时，可参照相似经验公式预估。

第8.2.3条 旋喷桩复合地基容许承载力宜应通过现场复合地基载荷试验确定。也可结合当地及土质相似工程的经验确定和式(8.2.3—1)估算。

$$f_{sp} = \frac{1}{A} [P_s + \beta f_s (A - A_p)] \quad (8.2.3-1)$$

式中 f_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa)；

A ——一根桩承担的处理面积(m^2)；

A_p ——桩的平均截面积(m^2)；

f_s ——桩间土容许承载力(kPa)；

β ——桩间土承载力折减系数，可根据试验确定；在无试验资料时，可取 $\beta = 0.2 \sim 0.6$ ；当不考虑桩间土的作用时，取 $\beta = 0$ ；

P_s ——单桩容许承载力(kN)；可通过现场载荷试验确定，也可按式(8.2.3—2)和式(8.2.3—3)估算，并取其中较小值；

$$P_s = \eta f_{cu} \cdot A_p \quad (8.2.3-2)$$

$$P_s = \pi d \sum_{i=1}^n l_i \cdot q_{s,i} + A_p \cdot q_p \quad (8.2.3-3)$$

f_{cu} ——与桩身水泥配方相同的室内水泥土试块(边长70.7mm的立方体)在标准养护条件下，28天龄期的抗压强度平均值(kPa)；

η ——桩身强度折减系数，可取0.35；

d ——桩的平均直径(m)；

- n ——桩长范围内所划分的土层数；
- l_i ——桩周第 i 层土的厚度（m）；
- $q_{s,i}$ ——桩周第 i 层土的容许摩阻力（kPa），应按上海市标准《地基基础设计规范》有关钻孔灌注桩容许侧壁摩阻力规定确定；
- q_p ——桩端土的容许承载力（kPa），应按上海市标准《地基基础设计规范》第四章第二节的有关规定确定。

第8.2.4条 桩长范围内复合土层以及下卧层地基变形值应按上海市标准《地基基础设计规范》有关规定计算。其中复合土层的压缩模量可按式（8.2.4）确定：

$$E_{sp} = [E_s \cdot (A - A_p) + E_p \cdot A_p] / A \quad (8.2.4)$$

式中 E_{sp} ——旋喷桩复合土层压缩模量（kPa）；

E_s ——桩间土的压缩模量，也可用天然地基土的压缩模量代替（kPa）；

E_p ——桩体的压缩模量，可采用测定混凝土割线弹性模量的方法确定（kPa）。

第8.2.5条 高压喷射注浆用于深基坑底部加固时，桩长应满足按复合地基计算圆弧滑动深度的要求。

第8.2.6条 高压喷射注浆用于基坑挡土时，应根据所承受的土压力进行计算。

第8.2.7条 高压喷射注浆用作防水帷幕时，应根据防渗要求进行设计计算。

第三节 施 工

第8.3.1条 施工前应根据现场环境和地下埋设物的位置等情况，复核高压喷射注浆的设计孔位。

第8.3.2条 高压喷射注浆单管法及二重管法的高压水泥浆液流和三重管法高压水射流的压力宜大于25MPa, 流量大于30l/min。三重管法使用低压水泥浆液流压力宜取1MPa, 流量大于25l/min, 气流压力宜取0.7 MPa, 提升速度可取0.1~0.25 m/min

第8.3.3条 高压喷射注浆的主要材料为水泥, 根据需要可加入适量的速凝剂, 悬浮剂等外加剂及掺合料。所用外加剂及掺合料的数量, 应通过试验确定。

第8.3.4条 水泥浆液的水灰比应按工程要求确定, 可取0.7~1.0, 常用为0.8。

水泥在使用前需作质量鉴定。搅拌水泥浆所用水, 应符合混凝土拌合用水的标准。

第8.3.5条 高压喷射注浆的施工工序为机具就位、钻孔、置入注浆管、喷射注浆、拔管及冲洗等。

第8.3.6条 钻机与高压泵的距离不宜过远。钻孔的位置与设计位置偏差不得大于50 mm。实际孔位、孔深及每个钻孔内地下障碍物、洞穴、涌水、漏水及与工程地质报告不符合等情况均应详细记录。

第8.3.7条 当注浆管置入钻孔, 喷嘴达到设计标高时即可喷射注浆。在喷射注浆参数达到规定值后, 即分别按旋喷、定喷或摆喷的工艺要求, 提升注浆管, 由下向上喷射注浆。注浆管分段提升的搭接长度宜大于100 mm。

第8.3.8条 对需要扩大加固范围或提高强度的工程, 可采用复喷措施, 即先喷一次清水再喷一遍或二遍水泥浆。

第8.3.9条 在高压喷射注浆过程中出现压力骤然下降、上升或冒浆等异常情况时, 应查明产生的原因并及时采取措施。

第8.3.10 当高压喷射注浆完毕, 应迅速拔出注浆管。为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程, 必要时可在原孔位采用冒浆回灌或

第二次注浆等措施。

第8.3.11条 当处理已建建筑地基时，可采取速凝浆液或大间距隔孔施工和冒浆回灌等措施。在施工中要防止邻近建筑下沉，并应对原建筑物进行沉降观测。

第四节 质量检验

第8.4.1条 高压喷射注浆桩体检查内容应包括：桩体平均直径、垂直度、桩身中心允许偏差（为0.2倍设计桩径）和均匀性。

第8.4.2条 高压喷射注浆可采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入、载荷试验或压水试验等方法进行检验。

第8.4.3条 检验点应布置在下列部位：

- 一、建筑物荷载大的部位；
- 二、帷幕中心线上；
- 三、施工过程中出现异常情况的部位；
- 四、地质情况复杂，可能影响质量部位。

第8.4.4条 检验点的数量应为施工注浆孔数的2~5%，对不足20孔的工程，至少应检验一个点。不合格者应进行补喷。

第8.4.5条 质量检验应在高压喷射注浆结束4周后进行。

第九章 水泥土搅拌法

第一节 一般规定

第9.1.1条 水泥土搅拌法分为湿法（或称深层搅拌法）和干法（或称水泥粉体喷搅法或粉喷桩法）。

第9.1.2条 水泥土搅拌法适用于处理淤泥、淤泥质土、地基承载力不大于120kPa的粘性土和粉性土等地基。当用于场地内地下水具有侵蚀性时，应通过试验确定其适用性。

第9.1.3条 确定加固方案前应查明加固区域内详细的工程地质资料，包括填土层的厚度和组成，软土层的分布范围、含水量和有机质含量；地下水的侵蚀性等资料。

第9.1.4条 设计前必须进行室内水泥土的抗压强度试验（参照附录二）。对承重水泥土桩试块龄期应取90天，对支护水泥土桩试块龄期应取28天；应选择合适的外掺剂和提供各种配比的强度参数。

第二节 设 计

第9.2.1条 水泥宜选用425号新鲜普通硅酸盐水泥，水泥的掺入量一般为被加固湿土重的10~15%或每立方米被加固软土掺入水泥180~250kg，湿法的水泥浆水灰比可选用0.45~0.55。

第9.2.2条 湿法可根据工程需要可选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等性能的材料；早强剂可选用三乙醇胺、氯化

钙、碳酸钠或水玻璃等材料,掺入量宜分别取水泥重量的0.05%、2%、0.5%、2%;减水剂可选用木质素磺酸钙,其掺入量宜取水泥重量的0.2%;石膏兼有缓凝和早强作用,其掺入量宜取水泥重量的2%。

第9.2.3条 水泥土搅拌法的设计主要是确定置换率、桩长和选择水泥掺入比。承重水泥土桩设计时应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的承载力相近,并使后者略大于前者最为适宜。

第9.2.4条 在单桩设计中,为节省固化剂材料和提高施工效率,桩身强度 f_{cu} 可在桩长范围内为变参数。

第9.2.5条 承重水泥土桩的单桩容许承载力宜通过单桩载荷试验(参见附录一)确定,也可按式(9.2.5—1)和(9.2.5—2)估算,并取其中小值:

$$P_s = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_p \quad (9.2.5-1)$$

$$\text{或 } P_s = U_p \cdot \sum q_{s,i} \cdot l_i + \alpha \cdot A_p \cdot q_p \quad (9.2.5-2)$$

式中 P_s ——单桩容许承载力(kN);

f_{cu} ——与桩身水泥土配方相同的室内水泥土试块(边长为70.7mm的立方体),在标准养护条件下,90天龄期的抗压强度平均值(kPa);

A_p ——桩的截面积(m^2);

η ——桩身强度折减系数,可取0.3~0.4;

U_p ——桩的周长(m);

$q_{s,i}$ ——桩周第*i*层土的容许摩阻力。对淤泥可取5~8kPa;对淤泥质土可取8~12kPa;对粘性土可取12~15kPa;

l_i ——桩周第*i*层土的厚度(m);

q_p ——桩端天然地基土的承载力(kPa),应按上海市标准《地基基础设计规范》第四章第二节的有关规定确定;

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数，可取0.4~0.6。

第9.2.6条 承重水泥土桩复合地基承载力宜通过复合地基载荷试验确定，也可按式(9.2.6—1)估算：

$$f_{sp} = m \cdot P_s / A_p + \beta (1 - m) f_s \quad (9.2.6-1)$$

式中 f_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa)；

f_s ——桩间天然地基土容许承载力(kPa)；

m ——桩土面积置换率；

β ——桩间土承载力折减系数。当桩端为软土时，可取0.5~1.0；当桩端为硬土时，可取0.1~0.4。

也可根据工程要求达到的复合地基容许承载力，按式(9.2.6—2)求桩土面积置换率：

$$m = \frac{f_{sp} - \beta \cdot f_s}{P_s / A_p - \beta \cdot f_s} \quad (9.2.6-2)$$

第9.2.7条 承重水泥土桩平面布置可根据上部建筑对地基承载力和变形的要求及上部结构特点，采用柱状、壁状、格栅状或块状等加固型式，桩可只在基础平面范围内布置。桩的长度应根据建(构)筑物对变形要求及地层结构等因素考虑。

柱状处理可采用正方形或等边三角形布桩型式，其总桩数可按式(9.2.7)计算：

$$n' = \frac{m \cdot A}{A_p} \quad (9.2.7)$$

式中 n' ——总桩数；

A ——基础底面积(m^2)

第9.2.8条 当承重水泥土桩的置换率较大($m > 20\%$)且非单行排列时，应将水泥土桩的桩群体与桩间土视为一个假想的实体基础，按式(9.2.8)进行软弱下卧层地基强度的验算：

$$f' = \frac{f_{sp} \cdot A + G - A_s \cdot \overline{q_s} - f_s(A - A_1)}{A_1} < f \quad (9.2.8)$$

式中 f' ——假想实体基础底面压力 (kPa);
 G ——假想实体基础的自重 (kN);
 A_s ——假想实体基础侧表面积 (m²);
 $\overline{q_s}$ ——假想实体基础侧表面平均摩阻力 (kPa);
 f_s ——假想实体基础边缘地基土的容许承载力 (kPa);
 A_1 ——假想实体基础底面积 (m²);
 f ——假想实体基础底面经修正后的地基容许承载力 (kPa)

第9.2.9条 承重水泥土桩复合地基的变形计算应包括水泥土桩群体的压缩变形和桩端下未加固土层的压缩变形之和。其中桩群体的压缩变形值可根据上部结构、桩长、桩身强度等按经验取20~40 mm。桩端以下未加固土层的压缩变形值应按上海市标准《地基基础设计规范》第四章第三节的有关规定确定。

第三节 施 工

第9.3.1条 水泥土搅拌法施工现场事先应予平整,必须清除地上和地下的一切障碍物。明浜、塘及场地低洼时应抽水和清淤,分层夯实回填粘性土料,不得回填杂填土或生活垃圾。开机前必须调试,检查桩机运转和输料管畅通情况。

第9.3.2条 承重水泥土桩施工时,设计停浆(灰)面一般高出基础底面标高300~500 mm,在开挖基坑时,应将该施工质量较差段挖去。

第9.3.3条 为保证水泥土桩的垂直度,要注意起吊设备的平整度和导向架的垂直度,水泥土桩的垂直度偏差不得超过

1.0%，桩位布置的偏差不得大于50 mm，桩径偏差不得大于4%。

(一) 湿 法

第9.3.4条 水泥浆搅拌法施工可按下列步骤进行：

- 一、搅拌机械就位；
- 二、预搅下沉；
- 三、喷浆搅拌提升；
- 四、重复搅拌下沉；
- 五、重复搅拌提升直至孔口；
- 六、关闭搅拌机械。

第9.3.5条 施工前应确定搅拌机械的灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数，并根据设计要求通过成桩试验，确定搅拌桩的配比等各项参数和施工工艺。宜用流量泵控制输浆速度，使注浆泵出口压力保持在0.4~0.6MPa，并应使搅拌提升速度与输浆速度同步。

第9.3.6条 使用水泥都应过筛，制备好的浆液不得离析，泵送必须连续。拌制浆液的罐数、固化剂和外掺剂的用量以及泵送浆液的时间等应有专人记录。

第9.3.7条 为了保证桩端施工质量，当浆液达到出浆口后，应喷浆座底30秒，使浆液完全到达桩端。

第9.3.8条 搅拌机预搅下沉时不宜冲水，当遇到较硬土层下沉太慢时，方可适量冲水，但应考虑冲水成桩对桩身强度的影响。

第9.3.9条 可通过重复喷浆搅拌的方法达到桩身强度为变参数的目的。搅拌次数以一次喷浆二次搅拌或二次喷浆三次搅拌为宜，且最后一次提升搅拌宜采用慢速提升。当喷浆口达桩顶标高时，宜停止提升，搅拌数秒，以保证桩头均匀密实。

第9.3.10条 施工时如因故停浆,宜将搅拌机下沉至停浆点以下0.5 m处,待恢复供浆时再喷浆提升。若停机超过三小时,为防止浆液硬结堵管,宜先拆卸输浆管路,妥为清洗。

第9.3.11条 壁状加固时桩与桩的搭接长度宜大于200 mm,搭接时间不应大于24小时,如因特殊原因超过上述时间,应对最后一根桩先进行空钻留出榫头以待下一批桩搭接;如间歇时间太长(如停电等)与下一根无法搭接时,应在设计和建设单位认可后,采取局部补桩或注浆措施。

第9.3.12条 搅拌机喷浆提升的速度和次数必须符合施工工艺的要求,应有专人记录搅拌机每米下沉或提升的时间。深度记录误差不得大于100 mm;时间记录误差不得大于5秒。

第9.3.13条 当水泥土搅拌桩作为承重桩在开挖基坑时,基底标高以上0.3 m宜采用人工开挖,以防止发生桩顶与挖土机械碰撞断裂现象。

(二) 干 法

第9.3.14条 水泥粉体喷搅法的施工步骤:

- 一、桩架就位;
- 二、正旋钻头喷气下沉预搅地基土到桩端设计标高;
- 三、反旋钻头喷水泥粉搅拌上升至设计停灰面。在桩体关键部位(如桩头、桩端等)应复搅或复喷;
- 四、测量料罐喷粉量,对喷粉量不到设计要求的桩位应立即复搅复喷;
- 五、桩架移至下一桩位。

第9.3.15条 正式施工前应先打工艺试验桩(也可利用工程桩)以掌握施工各项参数(气压、气量、调节喷灰量以及搅拌速度等),所用水泥都应过筛。

第9.3.16条 对地下水位以上的桩,施工时应加水,或施工

完后地面浇水，以使水泥水解水化反应充分。

第9.3.17条 为保证成桩搅拌均匀，应考虑提升速度与搅拌头转速匹配。对自制或改装的粉喷桩机应保持每提升15mm搅拌一圈，并经制桩试验合格后方可使用。

第四节 质量检验

第9.4.1条 施工过程中必须随时检查施工记录，并对照规定的施工工艺对每根工程桩进行质量评定，检查重点是：水泥用量、桩长、制桩过程中有否断桩现象、搅拌提升时间和复搅次数。

第9.4.2条 水泥土桩应在成桩后七天内进行质量跟踪检验。可用轻便触探器中附带的勺钻钻取桩身加固土样，观察搅拌均匀程度和判断桩身强度，或用静力触探测试桩身强度沿深度的变化。检验桩的总数量应不小于总桩数的2%。对粉喷桩触探点的位置应在桩径方向1/4处。对 N_{10} 贯入100mm击数少于10击的不合要求的桩体要进行桩头补强。轻便触探贯入桩体的深度不小于1.0m，当每贯入100mm， $N_{10} \geq 30$ 击时可停止贯入。

第9.4.3条 若因工程需要，可在桩头截取试块或钻芯取样作抗压强度试验，必要时可取基础下500mm长的桩段进行现场抗压强度试验。

第6.4.4条 水泥土搅拌桩的质量检验可用单桩或复合地基载荷试验（参照附录一）检验其承载力。载荷试验宜在龄期28天后进行，检验点数每个场地不得小于三点。

第9.4.5条 对相邻桩搭接要求严格的工程，应在桩养护到一定龄期后选取数根桩体进行开挖，检查桩顶部分外观质量。

第9.4.6条 基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶质量，如不符合规定要求，应采取有效补救措施。

第十章 树根桩

第一节 一般规定

第10.1.1条 树根桩常用于基础托换加固。当采用常规桩型施工方法困难或经济不合理时，树根桩也可用作承受垂直荷载支承桩、侧向支护桩和抗渗堵漏墙。

第10.1.2条 树根桩直径一般在100~300 mm范围内，桩长通常不超过30 m，布置型式有各种排列的直桩和网状结构的斜桩。

第10.1.3条 树根桩作为托换加固时，容许承载力的选择应考虑原有建筑物的地基变形条件的限制。

第二节 设 计

第10.2.1条 树根桩作为支承桩时，单桩容许承载力可采用下述方法确定：

- 一、单桩载荷试验；
- 二、参考同类工程资料；
- 三、查阅上海市标准《地基基础设计规范》按摩擦桩设计：

$$P_{s,f} = \frac{U_p}{K} \sum q'_i l_i \quad (10.2.1-1)$$

式中 $P_{s,f}$ ——单桩容许摩擦力(kN)；
 U_p ——桩周长(m)；

q'_i ——第*i*层土层极限摩阻力 (kPa)，可取上海市标准《地基基础设计规范》表6.2.2中的上限；当采用二次注浆工艺时，可提高30%；

l_i ——第*i*层土层中的桩长度 (m)；

K ——安全系数，一般可取2；对沉降有特殊要求的托换工程，可适当增大。

当桩尖进入硬土层且进行端部扩径时，可计入桩端承载力。扩径长度应不小于2.5倍扩径，桩端容许支承力为：

$$P_{s0} = A'_p q'_p / K \quad (10.2.1-2)$$

式中 P_{s0} ——单桩容许桩端支承力 (kN)，不应超过单桩容许承载力的1/3；

A'_p ——桩端扩径截面积 (m²)；

q'_p ——桩端土层极限端承载力 (kPa)，可按上海市标准《地基基础设计规范》规定；

K ——安全系数，取值同上。

第10.2.2条 设计树根桩桩身强度时，桩身混凝土轴心抗压强度应满足下式 (10.2.2) 要求：

$$P_s / A_p \leq 250 f_{cu,k} \quad (10.2.2)$$

式中 P_s ——单桩容许承载力 (kN)， $P_s = P_{sf} + P_{s0}$ ；

A_p ——桩身截面积 (m²)；

$f_{cu,k}$ ——边长为150mm的桩身混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa)，桩身混凝土强度等级应不小于C15级。

第10.2.3条 树根桩采用的碎石骨料粒径宜在10~25mm范围内，钢筋笼外径宜小于设计桩径40~60mm。常用的主筋直径为12~18mm，箍筋直径为6~8mm，间距为150~250mm，截面主筋不得少于3根。承受垂直荷载时的钢筋长度不得小于二

分之一桩长，承受水平荷载时一般在全桩长配筋。对作为支承的树根桩，宜注水泥砂浆，配比应符合设计混凝土强度等级要求，一般为：水：水泥：砂 = 0.5 : 1.0 : 0.8 (重量比)，砂粒粒径不宜大于 0.5 mm。对作为侧向支护和防渗漏的树根桩，宜注水泥浆，浆液水灰比宜为 0.4~0.5。树根桩成桩时可根据施工需要掺入适量的早强剂和减水剂。

第三节 施 工

第10.3.1条 树根桩应按下列步骤施工，

一、定位和校正垂直度：桩位偏差应控制在 20 mm 之内，直桩的垂直度误差应不超过 1/100，斜桩的倾斜度应按设计要求相应调整。

二、成孔：采用工程地质钻机成孔。钻孔时一般采用清水或天然泥浆护壁，一般不用套管，仅在孔口附近下一段套管，但作为端承桩时钻孔必须下套管。钻孔到设计标高后清孔，直至孔口基本上泛清水为止。

三、吊放钢筋笼和注浆管：应尽可能一次吊放整根钢筋笼，分节吊放时，节间钢筋搭接焊缝长度不小于 10 倍钢筋直径（单面焊）。注浆管可采用直径 20 mm 铁管，直插到孔底。需二次注浆的树根桩，应插两根注浆管。施工时应尽量缩短吊放和焊接时间。

四、填灌碎石：碎石应用水冲洗，计量填放，填入量应不小于计算体积的 0.8~0.9 倍。在填灌过程中应始终利用注浆管注水清孔。

五、注浆：宜采用能兼注水泥浆和砂浆的注浆泵，最大工作压力应不小于 1.5 MPa。注浆时应控制压力，使浆液均匀上冒，直至泛出孔口为止。

六、拔注浆管、移位：拔管后按质检要求在顶部取混凝土制

成试块，然后填补桩顶混凝土至设计标高。

七、采用二次注浆工艺时，应在注浆初凝之后，在第二根注浆管内进行二次注浆，注浆最大压力一般为2~4MPa，注浆量应按设计要求控制。

第10.3.2条 树根桩施工不应出现缩颈和塌孔的现象。当采用泥浆护壁仍不可避免产生上述现象时，应将套管下到产生缩颈或塌孔的土层深度以下。

第10.3.3条 树根桩施工时应防止出现穿孔和浆液沿砂层大量流失的现象。树根桩的额定注浆量不超过按桩身体积计算量的三倍，当注浆量达到额定注浆量时应停止注浆。可采用跳孔施工、间歇施工和增加速凝剂掺量等措施来防范上述现象。

第10.3.4条 用作防渗堵漏的树根桩，通常不配钢筋，允许在水泥浆液中掺适量（应不大于30%）的磨细粉煤灰。

第四节 质量检验

第10.4.1条 施工过程中应现场验收施工记录，包括钢筋笼制作，成孔和注浆等各项工序指标考核。

第10.4.2条 每3~6根桩做一组试块（每组三块，15cm立方体），以便测定桩身混凝土强度，试块材料宜取自成桩后的桩头。

第10.4.3条 对承受垂直荷载的树根桩，应采用载荷试验方法检验其承载能力和沉降特性，也可采用动测法检验桩身质量。在建造上部结构前应检验桩位、桩数和桩顶强度。

第十一章 锚杆静压桩

第一节 一般规定

第11.1.1条 锚杆静压桩适用于加固处理淤泥质土、粘性土、人工填土和松散粉土。可应用于新建或已建多层建筑物，中小型工业厂房的地基处理或托换工程。

第11.1.2条 锚杆静压桩特别适用于以下几种需要进行地基处理或托换工程：

一、在旧城改造密集建筑群中和稠密居民区内，不允许有振动、噪音、环境污染，以及施工场地狭小或施工高度受限制的新建或改建的建（构）筑物需要进行地基处理；

二、已建建筑物基础的不均匀沉降引起上部结构开裂或基础倾斜的托换加固；

三、建筑物加层或吊车荷重增大的基础托换加固；

四、新建的建（构）筑物需要采用桩基，但不具有单独打桩工期的情况下，可采用桩基逆作施工法进行地基处理。

第11.1.3条 设计前应进行工程地质勘察，通过静力触探，可查明软土层的厚度组成情况以及分布范围，作为选择设备能力、桩的入土深度和预估单桩承载力提供可靠的依据。

第11.1.4条 用于加固因不均匀沉降而引起上部结构开裂的建（构）筑物的基础托换工程时，除应有上部荷重资料和基础结构图外，还应具备建（构）筑物的沉降和裂缝开展资料；地下管网，地下障碍物和周围环境等有关资料。

第二节 设 计

第11.2.1条 单桩容许承载力一般应由现场桩的载荷试验确定。当无静载荷试验资料时，地基土对桩的承载力也可按式(11.2.1)计算：

$$P_A = \frac{1}{K} U_p \sum f_i l_i + f_p A_p \quad (11.2.1)$$

式中 P_A ——单桩垂直容许承载力(kN)；
 K ——安全系数，一般取2；
 U_p ——桩身截面周长(m)；
 f_i, f_p ——桩周第*i*层土的极限摩阻力(kPa)和桩端处土的极限承载力(kPa)，可按上海市标准《地基基础设计规范》有关规定确定；
 l_i ——第*i*层土的厚度(m)；
 A_p ——桩端横截面面积(m²)。

第11.2.2条 桩的数量应根据单桩容许承载力 P_A 结合上部结构荷载情况通过计算确定。

第11.2.3条 压桩孔一般布置在墙体的内外两侧或柱子四周(图11.2.3—1)，并尽量靠近墙体或柱子。

压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形(图11.2.3—2)。

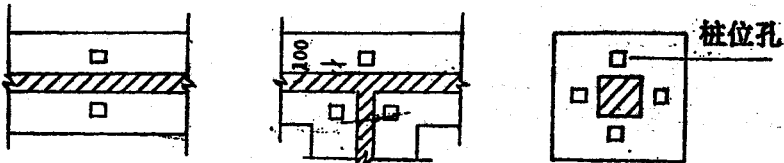
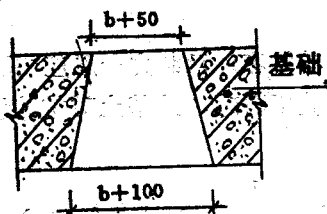


图11.2.3—1 桩位孔布置图



(b 为桩边长或直径 mm)

图11.2.3—2 锥形桩位孔

第11.2.4条 当桩承受水平力、拔力和七度抗震设计时，应采用焊接接头；桩承受垂直压力时可采用硫磺胶泥接头。

第11.2.5条 由于可直接测得压桩力，设计时可不考虑多节桩的接头强度折减和长细比对桩承载力的影响。桩长可达30 m。

第11.2.6条 桩段构造设计应符合下列要求：

- 一、桩身材料可采用钢筋混凝土、预应力混凝土或钢材。
- 二、钢筋混凝土桩的截面形状有方形、圆形和内圆外方等，通常采用方形，其边长为150~300 mm；
- 三、桩段长度应考虑室内高度和施工搬运方便，一般桩段长度为1~3 m，有条件情况下应适当加长；
- 四、钢筋可选用Ⅰ级和Ⅱ级钢，桩身混凝土强度不小于C30级。

第11.2.7条 桩基承台构造应符合下列要求：

- 一、新建桩基承台厚度应由设计确定，承台厚度不宜小于450 mm，桩头进入桩基承台50~100 mm；

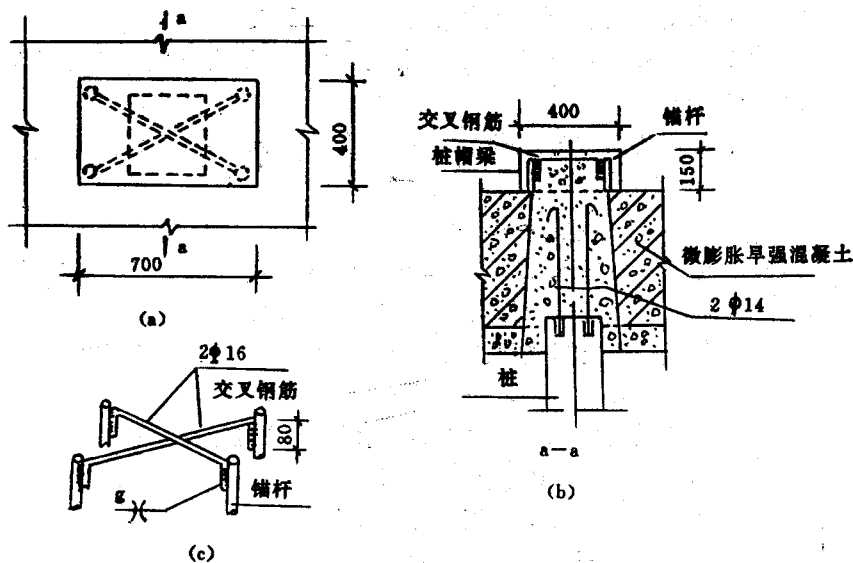


图11.2.7 承台构造

二、采用锚杆静压桩进行基础托换时,应对原有基础进行抗冲切和抗剪等强度验算,如不能满足要求时,应采取必要的加固措施;

三、当原有基础底板厚度小于350mm时,应在桩孔上设置桩帽梁,如桩要求承受水平力或拔力时其构造见图11.2.7。

第11.2.8条 锚杆可采用预先埋设和后成孔埋设两种;锚杆螺栓的锚固深度为 $10\sim 12d$ (d 为螺栓直径)。

第三节 施 工

第11.3.1条 采用锚杆静压桩施工前,应对施工场地预先加以整平,清除桩位孔下面的障碍物;做好施工防雨和施工降水工作;与此同时做好锚杆和桩段的加工制作工作。

第11.3.2条 根据静力触探资料,可预估最终压桩力和合理选择压桩设备。

一、压桩力与比贯入阻力 P_s 的关系,按式(11.3.2—1)计算:

$$p_p(z) = K_s \cdot p_s(z) \quad (11.3.2-1)$$

式中 $p_p(z)$ ——桩入土深度为 z 时的压桩力(kN);

$p_s(z)$ ——桩入土深度为 z 时的比贯入阻力(kPa);

K_s ——换算系数。对桩截面为 250×250 mm左右的桩,取 $0.06 \sim 0.07$ m²。

二、设计最终压桩力按式(11.3.2—2)计算:

$$P_{p(1)} = K_p \cdot P_s \quad (11.3.2-2)$$

式中 $P_{p(1)}$ ——设计最终压桩力(kN);

K_p ——压桩力系数,对粘性土 $K_p = 1.2 \sim 1.3$;对填土和砂土, $K_p = 2.0$;

L ——桩设计最终入土深度(m);

P_s ——设计单桩容许承载力(kN)。

第11.3.3条 压桩施工顺序如下:

清除覆土→排除积水开凿压桩孔与锚杆螺栓孔→埋设锚杆→安装反力架→吊桩入位→压桩施工→记录压桩力与深度→接桩→压桩施工→达到设计要求拆除反力架→截桩头、焊接交叉钢筋、清理压桩孔、清洗孔壁→浇灌 C30微膨胀早强混凝土。

第11.3.4条 压桩施工应遵守以下规定：

- 一、压桩架安装时要保持垂直，拧紧螺帽，防止压桩架晃动；
- 二、桩尖就位时必须保持垂直，桩段就位后必须加以校正，保持与上节桩在同一轴线上；压桩时不得偏心加压，桩顶应垫钢板或麻袋，防止压坏桩顶混凝土；
- 三、数台压桩机同在一个独立柱基础上压桩施工时，要验算压桩力的总和不得大于该基础及上部荷载的总重量，严防发生基础上抬；
- 四、压桩施工要求一次到位，严禁施工中途停顿。
- 五、用硫磺胶泥接桩时，硫磺胶泥的操作施工应按《地基与基础工程施工及验收规范》（GBJ202-83）的要求进行。
- 六、做好现场压桩的施工记录。

第11.3.5条 认真做好封桩工作，对截桩、清孔、焊接交叉钢筋、浇灌C30微膨胀混凝土的每道工序应严格控制。

第四节 质量检验

第11.4.1条 压桩孔与设计位置的平面偏差不得大于 ± 20 mm。

第11.4.2条 压桩时桩段的垂直偏差不得超过1.5%的桩段长。

第11.4.3条 压桩力与桩入土深度应根据设计要求进行验收。

第11.4.4条 桩与基础连接前，应对压桩孔进行认真检查，验收合格后方可浇捣混凝土。

第11.4.5条 压桩施工验收时，施工单位应提供以下资料：

- 一、桩位平面图与桩位编号图
- 二、桩材与封桩混凝土的试块强度报告及硫磺胶泥出厂检验报告
- 三、压桩施工汇总表
- 四、隐蔽工程自检记录
- 五、根据设计要求，必要时可做适量的单桩载荷试验，确定单桩承载能力。

第十二章 沉降控制复合桩基

第一节 一般规定

第12.1.1条 沉降控制复合桩基是指桩与承台共同承担外荷载、按沉降要求确定用桩数量的低承台摩擦桩基，目前上海地区沉降控制复合桩基中的桩，宜采用桩身截面边长 $\leq 250\text{ mm}$ 、长细比在80左右的预制混凝土小桩。

第12.1.2条 沉降控制复合桩基主要适用于较深厚软弱地基上、以沉降控制为主的八层以下多层建筑物。

第二节 设计

第12.2.1条 预制混凝土小桩桩长及桩身截面尺寸可按以下原则初步确定：

一。根据地基土层的组成，按桩端宜穿过压缩层范围内高压缩性淤泥质土层的要求选择桩长；

二。桩长初步确定后，按由桩身结构强度确定的单桩容许承载力 N_d 与地基土对桩的极限支承力 Q_u 二者数值基本相等的要求选择桩身截面尺寸。其中由桩身结构强度确定的单桩容许承载力 $N_d(\text{kN})$ 可按式(12.2.1—1)计算：

$$N_d = (0.20 \sim 0.25) A_p R \quad (12.2.1-1)$$

式中 A_p ——桩身横截面积(m^2)；

R ——边长为20cm的混凝土立方体极限抗压强度(kPa)

地基土对桩的极限承载力 Q_u (kN) 应通过单桩载荷试验确定, 试验时沉桩后间歇时间不宜小于30天。当无试验资料时, 也可按式(12.2.1—2) 计算:

$$Q_u = U_p \sum q_i l_i + q_p A_p \quad (12.2.1-2)$$

U_p ——桩周长 (m);

l_i ——第*i*土层厚度 (m);

q_i 、 q_p ——分别为桩侧第*i*土层的极限摩阻力 (kPa) 和桩端处土层的极限端阻力 (kPa)。可按上海市标准《地基基础设计规范》表6.2.2所列小值的80%~100%计算。暗浜、杂填土层的极限摩阻力可按12~16kPa估算。

第12.2.2条 承台底面面积及其平面布置可按以下原则初步确定:

一. 按外荷载全部由承台单独承担的假定, 由式(12.2.2) 初步确定承台底面面积 A_0 (m²):

$$A_0 = \frac{F + G}{\eta f} \quad (12.2.2)$$

式中 F ——作用于承台顶面的竖向荷载 (kN);

G ——承台和承台上覆土重 (kN);

f ——承台底地基土的容许承载力 (kPa);

η ——经验修正系数, 可取1.5~1.7。

二. 按上部荷载重心与承台底面形心相重合的原则确定承台底面的平面布置。

第12.2.3条 沉降控制复合桩基的用桩数量和桩位布置可按下列原则确定:

一. 应计算假定沉降控制复合桩基下有若干种不同桩数的布桩方案时相应的沉降量, 以求得桩数与沉降之间的关系, 然后根据容许沉降量要求确定实际要求的桩数。

一般情况下, 可计算以下三种桩数情况下的沉降量, 以确定

桩数与沉降之间关系：—

1. 按外荷载全部由桩单独承担的常规桩基设计方法确定的桩数 k ；

2. 按上述常规桩基设计方法确定桩数的三分之一；

3. 桩数为零。

当桩数为上述三种桩数之间时，沉降控制复合桩基沉降量可近似按线性插入法估算。若按第一种桩数计算得到的沉降量已大于容许沉降量时，则应重新确定桩长；

二. 沉降控制复合桩基沉降趋向稳定时，桩与承台最终分担的荷载与沉降量计算按本章编制说明所述方法进行，其要点如下：

1. 当外荷载小于沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时，假定外荷载全部由桩承担，这时沉降控制复合桩基沉降就应该是桩端至压缩层下限之间土层压缩产生的沉降量；

2. 当外荷载超过沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时，桩始终保持承担单桩极限承载力之和的荷载值，而承台则承担外荷载超过单桩极限承载力之和的余下部分，这时沉降控制复合桩基沉降就应该是这两部分荷载共同作用下，从承台底至压缩层下限之间土层压缩产生的沉降量。

三. 按上述方法确定的桩数，根据上部荷载重心与桩群形心相重合的原则确定桩位布置。

第12.2.4条 根据第12.2.2条初步确定的承台底面面积 A 。及第12.2.3条确定的实际所需用桩数量 k ，应按下式验算沉降控制复合桩基的承载力：

$$F + G \leq \frac{1}{\xi} (kQ_u + 2A_s f) \quad (12.2.4)$$

式中 ξ ——沉降控制复合桩基承载力经验系数，可取2.0~2.2。

不满足时可调整承台底面面积 A 。值以满足式(12.2.4)要

求。

第12.2.5条 沉降控制复合桩基承台结构设计应充分注意其内力是随加荷时间变化的特点,除考虑第12.2.3条第二款所述桩与承台最终分担的荷载所产生的结构内力外,还需考虑复合桩基受荷初期承台会分担较大荷载的受荷状态所产生的结构内力。

第三节 施 工

第12.3.1条 预制混凝土小桩的制作质量标准除应符合国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》(GBJ202—83)和《钢筋混凝土工程施工及验收规范》(GBJ204—83)的有关规定外,尚应符合下列要求:

一. 桩身混凝土强度等级为C 30,纵向主筋保护层厚度为20 mm,纵向主筋和钢箍应扎牢,连接位置不应偏斜,纵向主筋的接头宜用闪光对接焊;

二. 灌注混凝土时应由桩顶往桩端方向进行,必须连续灌注不得中断。现场用重叠法灌注桩身混凝土时,制作场地必须坚实平整;桩与邻桩、桩与底模间的接触面处必须作好隔离层;上层桩或邻桩的灌注,必须在下层桩或邻桩达到设计强度30%后方可进行;

三. 桩端处应把所有主筋焊在一根钢筋上,该钢筋不仅能使桩端在沉入土层的过程中减小土的阻力,而且有重要的导向作用,因此该钢筋在桩端截面的位置应严格居中,其轴线应与桩身轴线严格保持平行。

第12.3.2条 当预制混凝土小桩的桩身强度达到设计强度强度70%时方可起吊,达到100%时才可运输和沉桩。在移位和装运时应二点同时起吊,严禁拖吊就位。

第12.3.3条 预制混凝土小桩的沉桩方法主要有锤击法和压入法两种。不论采用锤击法或压入法沉桩，桩架均应平整，插桩竖直，对准桩位，沉桩前必须严格清除现场地面和地下障碍物。采用击锤法沉桩时，锤重宜用0.6t，严禁采用重锤。

第12.3.4条 预制混凝土小桩需用接桩时，应选用焊接法。接桩时预埋件表面应保持清洁，上下段之间的间隙应用铁片填实焊牢，焊接时要求焊缝必须连续饱满，接桩时上下段桩的中心线偏差不得大于5 mm，接桩处的弯曲矢高不得大于桩长1%，且不大于15 mm。

第四节 质量检验

第12.4.1条 在预制混凝土小桩的制作过程中，应做好钢筋和混凝土材料试验记录。验收制成的桩应在制作地点进行，在验收前不得修补蜂窝、裂缝、掉角及其他缺陷。验收合格的桩应做好合格桩的检验记录。

第12.4.2条 在预制混凝土小桩的沉桩过程中，采用锤击法时应做好锤击贯入度原始记录，采用压入法时应做好压桩阻力原始记录，并随时检查记录进行质量评定。

第12.4.3条 沉桩结束承台基坑开挖时，桩顶设计标高以上至少不小于200 mm的土层应采用人工挖土方法清除，严禁超挖，严禁保护桩顶部分免受损伤。

第12.4.4条 承台基坑开挖后，实际桩位在平面上与设计位置的容许偏差应符合国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》规定要求。但采用轴线布桩方案时，其容许偏差在垂直轴线方向上为50 mm，沿轴线方向为70 mm。承台基坑开挖后应绘制实测

桩位平面图，并注明偏差方向和尺寸，提交设计单位。应根据实际偏差位置和数量的具体情况，采取必要的措施。

第十三章 土层锚杆

第一节 一般规定

第13.1.1条 当挡土构筑物、地下构筑物及建筑物基础受到较大的侧压力及上浮力时、可采用土层锚杆作为支护和克服上浮力的措施。

第13.1.2条 土层锚杆的设计与施工须有工程地质和水文地质勘察资料，并查明施工区域内的地下管线和结构物的位置与性能，以及预计施工时可能产生对周围环境的影响，对有障碍物的区域应清除障碍物后才能施工。

第13.1.3条 土层锚杆施工前，应要在施工的地质条件相同的地区，做土层锚杆的基本试验，确定其设计和施工参数，并做好相应的抗拔力试验。

第13.1.4条 根据基本试验，确定其注浆材料和配比、锚杆材料和形状、机具设备和劳动力组合。

第13.1.5条 对超出规划红线的临时性土层锚杆，应考虑施工结束后能顺利抽出锚杆不影响其它工程的施工。

第13.1.6条 使用年限在2年或2年以内的为临时性锚杆，使用年限大于2年为永久性锚杆。其设计、施工、试验均应予以区别考虑。

第13.1.7条 当土层锚固段处于软土层中时，应注意土层锚杆的徐变和锚杆的松弛，并应施加预应力。

第二节 设 计

第13.2.1条 土层锚杆的锚固段宜进入砂质粉土、粉砂、粉质粘土及粘性土等较硬的土层中。

第13.2.2条 单锚的横向中心间距为1.0~2.5 m, 垂直向间距为1.5~3.0 m时, 可不考虑群锚折减系数。

第13.2.3条 土层锚杆锚固长度可由式(13.2.3)确定:

$$L_m = \frac{K \cdot N_t}{\pi \cdot D \cdot f_i} \quad (13.2.3)$$

式中 L_m ——土层锚杆锚固段长度(m);

N_t ——锚杆设计轴向拉力(kN);

D ——锚固体直径(m);

f_i ——第*i*层土体与锚固体间的极限摩阻力(kPa)。

一般由试验确定, 也可按上海市标准《地基基础设计规范》规定;

K ——安全系数。当为永久性土层锚杆时, $K = 2.0 \sim 2.5$; 当为临时性土层锚杆时, $K = 1.6 \sim 2.0$;

第13.2.4条 土层锚杆预应力筋的截面积按式(13.2.4)计算:

$$A = \frac{K_q \cdot N_t}{f_{ptk}} \quad (13.2.4)$$

式中 A ——土层锚杆预应力筋截面积(m^2);

N_t ——锚杆的设计轴向拉力值(kN);

K_q ——安全系数。轴向受拉锚杆 $K = 1.5$;

f_{ptk} ——钢筋、钢丝、钢绞线的设计强度(kPa);

第13.2.5条 斜土层锚杆的倾斜角度宜为 $15^\circ \sim 35^\circ$ 。

第13.2.6条 土层锚杆自由段长度由基坑开挖深度和土层分布确定。对于斜土层锚杆自由段长度应超过土体边坡破裂面1.0

m以上。

第13.2.7条 土层锚杆锚固体根据所处地下介质的腐蚀情况,可分别按轴心受拉构件验算其强度、抗裂度及裂缝宽度。一般对杆体材料采用粗钢筋的非预应力钢筋,当永久性土锚处于侵蚀性地层时,锚固体轴心受拉最大裂缝宽度应不超过0.2 mm。

第13.2.8条 土层锚杆工程设计时应验算整体抗滑稳定或整体抗浮稳定,其稳定安全系数可采用1.05。

第13.2.9条 锚杆材料可采用钢筋、钢丝束或钢绞线。锚固体的注浆材料及配比(重量比)可参考表13.2.9选用。

注浆材料及配比

表13.2.9

注浆次序	浆液名称	425号硅酸盐水泥	水	最大砂粒径<0.5 mm	早强剂
第一次	水泥砂浆	1	0.5	0.3	适量
第二次	水泥浆		0.45	/	

第13.2.10条 对有自由段的土层锚杆,除应按设计要求做好防腐层处理外,对钢拉杆截面也要满足一定要求,锚杆总截面不宜小于300 mm²,单根钢筋或钢绞线的截面至少应为110 mm²。

第三节 施 工

第13.3.1条 土锚施工前应充分熟悉和核对设计参数,了解场地环境情况,预计土锚施工可能带来的影响。

开工前,应认真检查所需原材料的型号、品种、规格及锚杆、锚头等部件的加工质量应符合设计要求。

第13.3.2条 根据设计要求放样定位误差不大于50 mm;竖向孔倾斜误差不大于孔深1%;斜向钻孔偏离轴线不得大于孔深

3 %；钻孔倾角误差不大于 $\pm 1^\circ$ 。

第13.3.3条 钻孔深度不得小于锚杆长度，通常钻孔深度较锚杆长度增加20~40cm。

第13.3.4条 在上海软土地基中成锚工艺宜采用水力扩孔、压力注浆。在自立性较好的粘性土层中可采用机械扩孔。在不影响环境的地区，也可采用爆破法扩孔。

第13.3.5条 钻孔结束拔出钻杆及放置锚杆的过程中，以及因故停留时，应始终维持孔内水位。钻孔结束后，应在1小时内完成锚杆和注浆管沉放作业，两小时内完成第一次注浆作业。

第13.3.6条 钻孔机械应根据地层条件和施工工艺选择。对坚硬粘性土和不易塌孔的地层宜选用地质钻机、螺旋钻机和土锚专用钻机；对饱和粘性土与易塌孔的土层宜选用带套管的土锚专用钻机。

第13.3.7条 用螺纹钢筋作为锚杆材料时，应满足：

- 一、钢筋平直、去除油污和锈迹；
- 二、钢筋接头必需焊接，焊接长度应符合钢筋混凝土结构工程规范要求；
- 三、沿锚杆杆体每隔2~3m设置一居中支架，一次注浆管与锚杆体虚扎，排气管、二次注浆管与锚杆体绑扎牢固；
- 四、自由段按设计要求进行防腐处理；
- 五、在锚杆下段部采取适当措施，预防沉放过程中插入土中；

第13.3.8条 对钢绞线、高强钢丝等锚索作为锚杆材料时，应满足：

- 一、调直、除油污、除锈；
- 二、锚固段每隔2~3m设一撑筋环，以增大锚固钢丝与水泥砂浆的接触面积；

三、自由段宜用塑料布包裹，将锚杆与水泥浆体隔离开，

四、按防腐设计进行防腐处理。

第13.3.9条 锚杆的安放：

一、锚杆安放前应检查杆体的组装加工质量，确定杆体满足设计要求，方可插入孔中；

二、安放过程中，应防止锚杆体扭曲，注浆管应随锚杆一并放入钻孔，注浆管端部距孔底50~100cm，杆体放入角度应与钻孔角度保持一致；

三、杆体插入钻孔的深度不宜小于锚杆长度的95%，杆体安放后不得随意敲击和悬挂重物。

第13.3.10条 对采用二次高压注浆的锚杆，应在锚固段与自由段分界处设置堵浆器。堵浆器应具有良好的封浆性能，并能排出地下水及空气。

第13.3.11条 在软土地基中土层锚杆应采用二次注浆工艺。第一次注入的水泥砂浆一般选用灰砂比为1:0.2~1:0.5，水灰比为0.38~0.45。第二次高压注入纯水泥浆，水灰比为0.40~0.45，必要时加入适量外加剂。第一次注入浆液达到初凝时，方可进行第二次注浆。

第13.3.12条 注浆体的设计强度不应低于20MPa。

第13.3.13条 注浆体强度达到设计强度的70%后方可进行锚杆张拉，施加预应力。

第13.3.14条 对预应力锚杆，施加预应力之前，宜取0.1~0.2倍设计轴向力进行1~2次预张拉，以使锚头各部分接触紧密，杆体完全平直。

第13.3.15条 永久性锚杆的锁定预应力值可取0.6倍设计荷载，临时性锚杆的锁定预应力值可取0.65倍的设计荷载。

第13.3.16条 锚杆超张拉至1.1倍的设计荷载，砂土地层保持10分钟，粘土地层保持15分钟，然后分级卸载到锁定荷载为

止。

第四节 质量检验

第13.4.1条 验收试验锚杆的数量应取锚杆总数的5%，且不得少于3根。

第13.4.2条 最大荷载试验不应超过锚杆应力筋 $A_{f_{ptk}}$ 的80%，并满足以下规定：

- 一、永久性锚杆的最大试验荷载为设计轴向拉力的1.5倍；
- 二、临时性锚杆的最大试验荷载为设计轴向拉力的1.2倍。

第13.4.3条 验收试验对锚杆施加荷载与测读锚头位移应遵守以下规定：

- 一、初始荷载宜取锚杆设计轴向拉力值的0.1倍；
- 二、加荷等级与各等级荷载观测时间应满足表13.4.3；

验收试验锚杆的加荷等级与观测时间

表13.4.3

加 荷 等 级	测 定 时 间 (min)	
	永 久 性 锚 杆	临 时 性 锚 杆
0.10Nt	5	5
0.25Nt	5	5
0.50Nt	10	5
0.75Nt	10	10
1.00Nt	15	10
1.25Nt	15	15
1.50Nt	15	—

三、在每级加荷等级观测时间内,测读锚头位移不应少于3次;

四、最大试验荷载观测15 min后,卸荷至0.1N_t量测位移,然后加荷至锁定荷载锁定。

第13.4.4条 试验结果绘制锚杆验收试验图。

第13.4.5条 锚杆验收标准:

一、验收试验所得的总弹性位移应超过自由段长度理论弹性伸长的80%,且小于自由段长度与1/2锚固长度之和的理论弹性伸长;

二、在最大试验荷载下,锚头位移趋于稳定。

附录一

单桩和复合地基载荷试验要点

一、工程类载荷试验是对工程质量和效果的检验。试验类载荷试验是提供工程设计的参数和确定质量检验的标准。

二、载荷板：载荷板应为刚性。圆形单桩可用等直径圆形载荷板；“8”字形水泥土搅拌桩可用矩形载荷板，其尺寸应为 $1.2\text{ m} \times 0.7\text{ m}$ 。

单桩复合地基可用方形或圆形载荷板，其面积为一根桩承担的处理面积，桩中心与载荷板中心应保持一致。

三、试坑深度、长度和宽度：载荷板底高程应与基础底面设计高程相同。试验标高处的试坑长度和宽度，应大于载荷板尺寸的2倍。基准梁支点应在试坑之外。

四、垫层：载荷板下宜设中砂或粗砂找平层，其厚度为 50 mm ，试铺设垫层和安装载荷板时在坑底不宜积水。

五、载荷及等级：对于工程类载荷试验，总加荷量应为设计要求值的 $1.2 \sim 1.5$ 倍，加荷等级可分为 $5 \sim 7$ 级；对于试验类载荷试验，设计总加荷量宜大于设计要求的两倍，设计加荷等级可分为 $8 \sim 12$ 级。

六、沉降测读时间：每级荷载施加后第一小时内以 $1'$ ， $5'$ ， $10'$ ， $20'$ ， $30'$ ， $45'$ ， $60'$ 各测读一次，以后每隔半小时测读，直至达到稳定标准。

七、稳定标准：连续两个一小时内沉降量小于下列规定值时

即可加下一级荷载。

1、单桩荷载试验时，稳定标准取 0.1 mm/h 。

2、复合地基荷载试验时，对碎石桩或砂石桩，稳定标准取 0.25 mm/h ，其它均取 0.1 mm/h 。

八、终止试验条件：对工程类荷载试验，总加荷量达到设计要求值的 $1.2 \sim 1.5$ 倍时可终止试验；对试验类荷载试验，当出现下列现象之一时可终止试验。

(一)累计的沉降量已大于压板宽度或直径的 10% ；

(二)总加荷量已为设计要求值的两倍以上；

(三)在某级荷载作用下载荷板的沉降量大于前一级的两倍，且经过24小时尚未稳定。

九、卸荷：卸荷级数一般为加荷级数的一半。卸除每级荷载维持30分钟，回弹量测读时间为 $1'$ ， $5'$ ， $10'$ ， $20'$ ， $30'$ 。但最后一级卸荷至零后应测读回弹量至符合稳定标准，测读时间为 $1'$ ， $5'$ ， $10'$ ， $20'$ ， $30'$ ，以后则每隔半小时测读。

十、极限承载力确定：可按下列方法确定的最小值。

(一)在 $p \sim s$ 曲线上取第二拐点所对应的荷载；

(二)在 $s \sim \log t$ 曲线上取曲线尾部明显向下曲折的前一级荷载；

(三)对于试验类静荷载试验，达到终止试验条件时的荷载。

十一、容许承载力确定：

(一)按相对变形值确定：

1、碎石桩和砂石桩：对以粘性土为主的地基，可取 s/b 或 $s/d = 0.02$ 所对应的荷载（ b 和 d 分别为压板宽度和直径）；对以粉性土、砂土或杂填土为主的地基，可取 s/b 或 $s/d = 0.015$ 所对应的荷载；

2、水泥土桩：单桩和复合地基均可取 s/b 或 $s/d = 0.01$ 所

对应的荷载；

(二)当 $p \sim s$ 曲线上有明显的比例界限时，可取该比例界限所对应的荷载；

(三)当极限荷载能确定，而其值又小于对应比例极限荷载值的1.5倍时，可取极限荷载的一半。

附录二

室内水泥土抗压强度试验

一：试验目的

测定水泥土立方体试件的抗压强度，以确定和校核水泥土配合比，为水泥土搅拌法设计和施工提供依据。

二、材料选用

1.土料

所用土料应是工程现场所要加固的土。土样从现场采取后，运回试验室，进行风干、碾碎和过5 mm筛子以备用。

2.水泥

所用水泥应是现场工程上拟使用的新鲜水泥。水泥不应超过出厂期三个月，并应在试验前重新测定其标号，当满足出厂标号时才可使用。

3.水

采用一般的自来水。

三、试件制备

1.试模

采用70.7 mm×70.7 mm×70.7 mm立方体试模，试模应具有足够的刚度并便于拆装。试模内表面应光滑，其平整度误差不得超过边长的0.05%，边长误差不得超过边长的1/150，相邻面垂直度误差不得超过±0.5度。

2.振捣方法

试件可在振动台上捣实，振动台频率应为 3000 ± 200 次/分，空载振幅应为 0.5 ± 0.1 mm，负载后振幅为 0.35 ± 0.05 mm。

在没有振动台条件时，也可采用人工捣实，捣棒应采用钢质材

料制成，直径10 mm，长350 mm，一端应为弹头形。

3. 试件配方

水泥掺入量可按下式确定：

$$W_c = \frac{1 + w}{1 + w_0} a_w \cdot W_0$$

加水量按下式确定：

$$W_w = \left(\frac{w - w_0}{1 + w} + \mu a_w \right) \frac{1 + w}{1 + w_0} W_0$$

式中： W_0 —— 风干土重量 (kg)；

W_c —— 水泥重量 (kg)；

W_w —— 水重量 (kg)；

w —— 土的天然含水量；

w_0 —— 风干土的含水量；

a_w —— 水泥掺入比；

μ —— 水灰比。

4. 试件成型和养护

(1) 在制作试件前，将试模组装牢固，并清刷干净，在其内壁涂一层脱模剂。

(2) 根据配方分别称量风干土、水泥和水。

(3) 将风干土和水泥放在搅拌锅内用搅拌铲人工拌和均匀，然后将水均匀喷洒在干水泥土上，再进行拌和，直至均匀，将拌和水一次倒入，从加水起拌和10分钟，或逐次加水，拌和1分钟（从加水完毕时算起）

(4) 采用振动台成型时，可先在试模内装入一半水泥土拌合物，在振动台上振动1分钟，紧接着装入其余拌合物，并稍有富裕，在振动台上振动1分钟。振动时应防止试模在振台上自由跳动。

采用人工捣实成型时，水泥土拌合物应分两层装入试模，每层

的装料厚度大致相等。每层插捣时按螺旋方向从边缘向中心均匀进行，同时将试模进行左右前后摇动，直至面上没有气泡出现为止。

插捣时捣棒须保持垂直，不得倾斜，并用抹刀沿试模内壁插入数下，以防止产生麻面。捣棒应每层插捣25次。插捣底层时，捣棒应达到试模底面；插捣上层时，捣棒应穿入下层深度约1cm

(5) 振捣或插捣完毕后，刮除试模顶部多余的水泥土，并抹平表面，盖上塑料布防止水分蒸发，并放入标准养护室。

(6) 试件成型后，根据水泥土的强度决定拆模时间，一般3天后可编号拆模，拆模后称每一试块重量，然后将试块浸入水中，进行标准水中养护。养护室温度应控制在 $20^{\circ} \pm 2^{\circ}\text{C}$ 内。

四、试验

1. 压力设备

采用的压力试验机，其示值的相对误差不应大于2%，量程应能使试件的预计破坏荷载不小于全量程的20%，也不大于全量程的80%。

2. 试验步骤

(1) 试件从养护室内取出后应及时进行试验，以免试件的温度和湿度发生显著变化。

(2) 试件在试压前应先将试块表面潮净擦干并称其重量。

(3) 把试件放在试验机下压板中心。试件的承压面应与成型时的顶面垂直。开动试验机，当上压板与试件接近时，调整球座，使接触均衡。

(4) 以 $10 \sim 15\text{N/s}$ 的速度连续而均匀地加荷。当试件接近破坏而开始迅速变形时，应停止调整试验机油门，直至试件破坏，并记录破坏荷载。

五、试验结果计算

1. 水泥土抗压强度按下式计算：

$$f_{cu} = P/A$$

式中 f_{cu} ——试验龄期下水泥土抗压强度 (MPa)

P ——破坏荷载 (N);

A ——试件的承压面积 (mm^2)。

2. 取三个试件测值的算术平均值作为该组试件的抗压强度值。当单个试件的测值与平均值之差超过平均值的 $\pm 15\%$ 时, 该试件的测值应剔除, 按余下两个试件的测值计算平均值。剔除后如一组试件不足两个, 则该组试验结果无效须重做。

附录三

规范用词说明

一、对条文严格程度的用词，采用以下写法：

1. 表示很严格，非这样作不可的用词：

正面词一般采用“必须”，反面词一般采用“严禁”。

2. 表示严格，在正常情况下均应这样作的用词：

正面词一般采用“应”，反面词一般采用“不应”或“不得”。

3. 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样作的用词：

正面词一般采用“宜”或“可”，反面词一般采用“不宜”。

二、条文中必须指定的标准、规范或其它有关规定执行的写法为：“按……执行”或“符合……要求”。非必须按指定的标准、规范或其它规定执行的写法为：“参照……”。

附加说明

本规范主编单位、编制 负责单位和主要起草人名单

主编单位	同济大学
编制单位	华东建筑设计研究院
	上海港湾工程设计研究院
	宝钢二十冶
	上海市隧道工程公司
	上海市住宅总公司
	上海岩土工程勘察设计研究院
	上海市隧道设计院
	冶金部建筑研究总院
	上海市建筑设计研究院
	上海市基础工程公司
	上海市市政工程设计研究院
主要起草人	叶书麟 马达成 叶柏荣 高宏兴 韩 杰
	赵衍池 程 骁 戴玉林 叶观宝 高恒松
	陈绪禄 周志道 黄绍铭 杨永浩 曹正康
	李象范

上海市标准

地基处理技术规范

条文说明

1994 上海

目 录

第一章	总 则.....	(1)
第二章	基本规定.....	(4)
第三章	换填法.....	(8)
第四章	预压法.....	(51)
第五章	强夯法.....	(85)
第六章	碎(砂)石桩法.....	(93)
第七章	注浆法.....	(121)
第八章	高压喷射注浆法.....	(142)
第九章	水泥土搅拌法.....	(152)
第十章	树根桩.....	(166)
第十一章	锚杆静压桩.....	(177)
第十二章	沉降控制复合桩基.....	(219)
第十三章	土层锚杆.....	(276)
附录二	室内水泥土抗压强度试验.....	(286)
附加说明		(291)

第一章 总 则

第1.0.1条 我国土地辽阔、幅员广大、自然地理环境不同、土质各异，地基条件区域性较强。随着当前上海市经济建设蓬勃发展，不仅事先要选择在地质条件良好的场地从事建设，而且有时不得不在地质条件不好的场地进行修建。为此，就需对天然的软弱地基进行处理。

地基处理涉及勘测、设计、施工、试验、质量检验和监理等一系列有关质量和加固效果问题。且往往需要地基处理的工程量大、技术难度高、工期长、投资大。为此，在地基处理的设计和施工中，必须认真贯彻执行国家的各项技术经济政策，尽可能做到技术先进、经济合理、安全适用和确保质量。

第1.0.2条 为了保证工程建设的质量，特别是地基处理和基础工程的设计和施工的质量问题至为重大。由于它们是隐蔽工程，监测和检验的难度较大，一旦出现质量问题，对上部结构带来的影响很难以修复，故随着上海市建筑工程和市政工程的蓬勃发展，迫切需要一本关于适合于本市区地质条件的地基处理技术规范，作为开展地基处理工程中的依据和准绳。

近十多年来在上海基本建设中，广泛采用了各种地基处理方法，取得了丰富的实践经验和教训。本规范所列的各种地基处理方法都属本市采用过的和比较成熟的，且都通过上海市市建委科技委鉴定的。本规范的具体条文都是在这些工程实践中获得的经验和教训。但对于无特别要求，且与工业与民用建筑和市政工程为接近的其它工程，也可酌情参照使用。

本规范中列入了十三章和三个附录，共计为十一种地基处理方法和二个试验要点。

过去传统的观念认为地基处理的内容包括各种柔性桩（振冲桩，砂石桩等）和半刚性桩（深层搅拌桩、水泥粉喷桩和旋喷桩等），以上桩型与桩间土以复合地基的加固机理共同承受上部结构荷载为设计准则。有鉴于上海市87年初起开始采用了一种“沉降控制复合桩基”（第十二章），这种桩基实质上是以变形控制为原则，在承台产生一定沉降的情况下，桩可充分发挥全部极限承载力，同时承台也能承担部分荷载，亦即考虑了桩与承台共同作用的复合桩基的加固机理。因而本规范不拘泥于传统的地基处理范畴的概念，而是从本市工程实际出发，将地基处理范畴作了延伸；

由于托换技术中很多方法都属本规范的一般地基处理和基础加固方法。因而特别将树根桩（第十章）和锚杆静压桩（第十一章）列入了本规范；

当挡土墙、地下构筑物及建筑物基础受到较大的侧压力及上拔力时，可采用土层锚杆作为支护和克服上浮力的措施。为此，将土层锚杆（第十三章）列入了本规范；

本规范很多章的设计机理都按复合地基设计计算，而载荷试验是质量检验中的一个最为直观和最为可靠的质量检验措施。为此，将单桩和复合地基载荷试验的试验方法和承载力取值标准这一共性问题，列入本规范的附录一；

对深层搅拌桩、水泥粉喷桩和旋喷桩的水泥土的抗压强度的试验方法这一共性问题，列入本规范附录二。

本规范除第一章的总则和第二章的基本规定外，对其它各章的编写方法都分为：“一般规定、设计、施工、质量检验”四节。而“一般规定”主要是阐明该种地基处理方法的适用范围、设计前需收集的资料、勘察要求、现场试验和试验性施工等要求。

第1.0.3条 地基处理施工时对环境的主要影响有：噪音、

振动、挤土、地面沉降或隆起、土体水平位移和排污等方面。

有的地基处理施工方法中，可能会产生不允许的噪音、振动和侧向挤土的情况，如强夯、沉管碎石桩等；

注浆施工时，如果对注浆压力和注浆量控制不当，可能会引起建筑物上抬；另外，在浆液处于凝固阶段时达到一定强度前，建筑物也会产生一些附加沉降，但其绝对值往往不大，持续时间也较短。但如果土的灵敏度很大，扰动天然原状土后，强度恢复慢，则可能产生几厘米的附加沉降。而真空预压又可能会引起周围土体的下沉和位移，施工时都应避免此类情况的发生；

有些地基处理施工方法需要排放污泥浆，如振冲碎石桩、旋喷桩、树根桩等。有条件在现场设立沉淀池时可减少排污量。如果场地条件狭窄，排污问题有时也可能成为地基处理方案选择的取决因素。

第1.0.4条 本规范是以中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》（JGJ79—91）为基本依据，并针对上海市软弱地基的特性，总结十多年来工程实践的设计和 experience，以及科研成果进行编制的。

本规范在土的定名、承载力和变形的设计计算等方面都需执行上海市地基基础设计规范（DBJ08—11—89）的有关规定和配套使用，以保持地区性规范一致性。

第二章 基本规定

第2.0.1条 本条主要阐明在选择地基处理方案前应具备的资料:

一. 如果勘察资料不全, 则必须根据可能采用的地基处理方法所需的勘察资料作为必要的补充勘察; 并须搜集地下管线和地下障碍物分布情况的资料;

地基处理施工时可能对周围环境造成影响: 噪音会影响附近居民休息、学习和工作; 振动和挤土会导致建筑物和地下管线的开裂、附加沉降和不均匀沉降;

二. 对地基处理设计, 除应满足地基土强度、变形、抗液化和抗渗等要求外, 尚应确定地基处理范围, 通常对柔性桩都要较原定建筑物基础轮廓线范围外放大若干尺寸, 以满足土体中的应力扩散和抗液化要求;

三. 某一地区常用的地基处理方法往往是该地区的设计和施工经验的总结, 它综合体现了材料来源、施工机具、工期、造价和加固效果, 故应重视类似场地上同类工程的地基处理经验至为重要。

第2.0.2条

一. 上海地区地基处理的主要对象是各种填土、淤泥质土和易液化地层。

设计人员布置勘察工作的技术要求时, 应预先估计可能需要地基处理时, 相应要求提供的勘察资料, 以免重复勘察, 延误工期。

按照过去做的勘察工作, 对填土仅查明分布和只作一般描述而不提供土的组成状况和物理力学性质指标是不够的。如填土厚度较大, 开挖换土已明显不经济或不允许时, 不可避免地需要进行其它处理, 因此必须考虑到不同的处理方法需要了解土质的情况。例如水泥土搅拌桩的机械难以对付填土中大块硬性杂质, 若数量少和埋深浅的尚可用人工排除, 对数量多和埋藏深的就难以

施工；又如对振冲碎石桩施工时，遇到粒径大于80 mm的硬块也易损坏振冲器，数量多时，对施工会带来困难。因此勘察时必须对填土中硬性杂质的含量、块度和埋藏深度有比较准确的了解；又如对浜填土和浜底淤泥，其含水量和有机质含量将显著影响水泥土搅拌桩的强度，因此必须查明填土中最薄弱层的含水量和有机质含量等物理性质指标，再如，填土疏松和相当深度范围内空隙较多，则对真空预压就很难密封。对水泥土搅拌桩、旋喷桩、注浆和树根桩等用压力注浆的地基处理施工方法，地层中空隙的存在会影响浆液（或水泥干粉）的用量，严重时也会因浆液的漏失而无法保证质量。因此作为勘察技术人员，应从岩土工程的要求出发，及时收集该工程可能必须进行地基处理采取方法的相应资料。

二、合理选择地基处理方案，不仅可保证工程质量、加快工程建设进度，而且能节省大量资金和三材。每一个勘察、设计和施工人员首先必须明确，任何一种地基处理方法不可能是万能的，都有它的适用范围和局限性，因此合理选择地基处理方案至为重要。通常应根据工程对象、地质条件、周围环境影响、材料供应情况、施工机具和进度、造价等因素综合考虑后，初步选定几种可供考虑的地基处理方案。

对初步选定的几种地基处理方案，应进行技术经济分析和对比，根据安全可靠、施工方便、经济合理等原则，从中选择一种最优的地基处理方案。

值得注意的是，有时一个方案可能是两种地基处理方法的综合。如对吹填土地基的场地，可进行真空预压联合碎石桩的加固方案，经真空预压加固后的地基容许承载力约可达130kPa，在联合碎石桩后，地基容许承载力可提高到200kPa，从而可能满足了设计对地基承载力较高的要求；有时为了减少强夯地基内的孔隙水压力，在处理的地基土内先打设塑料排水带，加快排水固结的过程，使地基处理的效果更好；有时为防止预压堆载场地的

变形影响邻近建筑物的稳定，在堆载场地的边缘部分，以碎石桩代替塑料排水带，发挥碎石桩具有抗剪强度较好的作用。

工程实践表明，在软土地基上采用加强上部结构的整体性和刚度的方法，能减少地基的不均匀变形。因此本规范规定对需要地基处理的工程，应尽量选用加强上部结构刚度和强度的方法，从而会收到技术经济方面显著的效果。

三、对已选定的地基处理方法，根据建筑物的安全等级和场地复杂程度，应在有代表性的场地上，按实际施工可能采用的一种或几种单体尺寸进行相应的现场实体试验。其目的是为了调试机械设备，确定施工工艺、用料及配比等各项施工参数；检验预期加固设计参数和处理效果；为今后顺利施工创造条件，加速工程建设进度。现场实体试验最好安排在初步设计阶段进行，以便及时地为施工设计图提供必要的参数，优化设计，节约投资。试验性施工一般应在地基处理典型地质条件的场地以外进行，在不影响工程质量问题时，也可在地基处理范围内进行。

对地基处理的效果检验，经常在地基处理施工结束后，根据土质条件的不同，要考虑时效作用，须经一定时间的休止恢复后再进行检验。因为地基加固后，复合地基的强度和模量的提高往往需要一定的时间，且随着时间的延长，强度和模量在不断的增长。因此，地基处理施工应尽量提早安排，并通过调整施工进度，确保地基的稳定性和安全度。

一般在地基处理前、施工中和施工后，都要对被加固的软弱地基进行现场测试的勘探，其检验勘探方法有钻孔取样、十字板试验、静力触探试验、轻便触探试验、标准贯入试验、载荷试验、取芯试验等措施。有时需要采用多种手段进行检验，以便综合评价地基处理效果。

第2.0.3条 在地基设计时，对加固后地基必须满足有关工程对地基土的强度和变形要求。设计人员通常只注意满足地

基土的强度要求,而忽视同样应满足变形要求。要充分认识到,有的工程经加固后还有一定数量的沉降和不均匀沉降,因而核算沉降仍然是十分重要的工作;处理深度未贯穿压缩层下限,而在压缩层范围内存在软弱下卧层时,则仍需验算软弱下卧层地基承载力。

第2.0.4条 施工单位在施工过程中应有专人担任质量控制和监测工作。保证施工质量的关键在于抓好施工组织和施工管理,并应将测试工作看成是地基处理的组成部分。有时尚应制订监测控制标准和控制不良现象发展的措施。

第2.0.5条 由于地基处理是一项隐蔽工程,施工时必须重视施工质量监测和质量检验方法。只有通过施工全过程的监督管理才能得以保证质量,及时发现问题和采取必要措施。当进行工程监理时,应阐明检验和监理的目的要求和相互配合验证的重要性。

第2.0.6条 为了了解工程建设在施工和使用过程中是否稳定,是否可能由于地基的变形而导致上部结构的倾斜和开裂;是否对邻近建筑物或地下管线安全,为此需进行沉降和位移观测。其沉降和位移观测结果,是地基基础工程质量检验的主要依据,也是检验设计、检验施工质量和进行科学研究的重要资料。

沉降和位移的观测周期,应根据观测目的、工程要求、变形速率等具体情况确定,以便能以较小的工作量,获得最大限度的观测信息,而又反应变形特征为原则。由于上海软土地区的沉降稳定时间较长,因而对重要的或对沉降有严格限制的建(构)筑物,尚应在使用期间继续进行沉降观测,直至沉降稳定为止。

沉降和位移观测的基本精度要求,应根据给定的建筑物地基容许变形值,并考虑建筑类型、变形速率、沉降周期等因素综合分析进行确定。一般分为高精度(用于对变形特别敏感的建筑物或重要的工业与民用建筑物,沉降观测中误差应小于 0.20 mm ;位移观测中误差应小于 2.0 mm)和中等精度(用于一般建筑物,沉降观测中误差小于 0.50 mm ,位移观测中误差应小于 5.0 mm)。

第三章 换填法

本章题名“换填法”包括挖方填土回填（建筑物、构筑物）以及低洼地域筑高（平整场地）或堆填筑高（道路路基）几个方面。

本章内容兼有在上海地区具有几十年历史的传统垫层方法——砂与砂石垫层；也有在某些行业中得到广泛应用且已积累了丰富的实践经验，值得推广的垫层方法——干渣垫层；再有利用工业废料、改善环境污染方面显示出良好的社会效益和经济效益的垫层方法——粉煤灰垫层。

一. 砂与砂石垫层

砂与砂石垫层从五十年代起在上海地区应用了数十年，在全国更成为处理浅表软弱土层的一传统方法。上海在1961年版的《上海市地基基础设计规范（试行草案）》中已把砂垫层设计与施工内容吸收进去，1975年版《上海市地基基础设计规范（试行）》又对前版作了修订，使其更符合上海实情。由于垫层原材料的来源以及价格问题，大规模应用砂石垫层在上海已受到了制约，目前主要用于对暗浜等的处理。因为砂石垫层的设计和施工方面通过前几次规范的修订已具有一套较完善的规范可供操作，因此本规范仅对若干问题作适当的修正。

（一）关于扩散系数

关于人工垫层应力扩散至今没有明确定论。参考成层地基中应力分布的有关论述，大致分为二类：

第一类认为地基中土层的不均匀性对应力分布的影响可不考虑。如：

①比奥解决了平行有限平面的薄的柔性非膨胀间层存在时，地表下 h 深度处最大压缩应力计算值 σ_h ，

$$\sigma_h = 0.942 \frac{3P}{2\pi h^2} \text{ (集中力) } , \text{ 即比均质体减少 } 6\% , \text{ 他认为实用上可不考虑这种减少;}$$

②崔托维奇认为，根据试验资料，直线变形体理论的公式较为实用，用于外荷载作用下下沉过程已终止的粘土是相当的精确；

③斯科特认为“计算与量测的比较，较为明显的是布氏应力模型对于真实应力分布提供了良好的合理的近似数据，即使土中各区域的弹性常数有显著的不同。”；

④Sowers、Vesies对路面的研究（1962年）认为，在上面覆盖有硬层土体内竖向应力的分布按均匀土体考虑比按成层弹性体系计算得出的应力分布更接近实际。

第二类认为应该考虑地基土层不均匀性对应力分布的影响。如：

①耶戈洛夫认为，对于持力层是坚实土层，下卧层为软弱土层的情况，如软土地区常出现地表硬层、道路工程的刚性路面下存在压缩性较大的土层等，此时将出现竖向应力扩散的现象；

②Bur mirter、Peattie、Joues等通过对成层体系的研究表明，当顶层的刚度显著地比底层的刚度大时，底层的应力将显著减少，因此从弹性分析可见，在靠近地表处有刚性层存在时它会减少传递到下面可压缩层内的压力。

如上所述，软弱土层上面存在相对刚性硬层时，是否考虑应力扩散，观点并不一致。但一般认为，当上层刚度为下卧土层的十倍以上时倾向于考虑扩散作用。实用的计算方法有两种：

一是根据双层地基理论，按参数 $\nu = \frac{E_{\text{上}}}{E_{\text{下}}} \cdot \frac{1 - \mu_{\text{上}}^2}{1 - \mu_{\text{下}}^2}$ 值确定

应力系数，但可供实用的仅有条形均布荷载的解答。

另一是简化用压力扩散角来确定上、下层界面上的应力。此法简便易行，也易被理解和接受，因此应用较为广泛，我国规范多用这种方法考虑压力扩散。

①1975年版上海市地基基础规范：a. 对于天然地基下存在软弱下卧层时取压力扩散角 22° ；b. 对于砂垫层，取 $\alpha = b / (b + h_s)$ ，压力扩散角 $\approx 27^\circ$ 。

②现行上海市标准《地基基础设计规范》（DBJ08—11—89）：a. 对于软弱下卧层取压力扩散角 22° ，当 $z/b \leq 0.25$ 时可按零度计算；b. 对于砂垫层，压力扩散角为 $26^\circ 34'$ （ $\approx 27^\circ$ ）。

③原全国地基规范（TJ7—74）：a. 对软弱下卧层取压力扩散角的范围一般为 22° ，密实砂类土和老粘性土为 30° ， $z/b \leq 0.25$ 时为零度。

④现行《建筑地基基础设计规范》（GBJ7—89）：对软弱下卧层取 $\alpha = b / (b + 2z \tan \theta)$ ，地基压力扩散角按下表取值。

地基压力扩散角

表1

$E_{s\text{上}}/E_{s\text{下}}$	z/b		
	0.25	0.50	< 0.25
3	6°	23°	0°
5	10°	25°	
10	20°	30°	

⑤现行《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91): 垫层地基压力扩散角按下表取值。

地基压力扩散角

表2

$\frac{z}{b}$	换 填 材 料		
	中、粗、砾砂 砾、卵、碎石	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)	灰土
0.25	20 °	6 °	30 °
>0.50	30 °	23 °	
<0.5	0 °	0 °	

⑥天津市《建筑地基基础设计规范》(TBJ1—88), 对于下卧层验算与垫层地基均按下表取值。

地基压力扩散角

表3

$\frac{E_{s1}}{E_{s2}}$	$\frac{z}{b}$			
	<0.25	0.25	0.50	≥ 1
1	0	4 °	12 °	22 °
3	0	6 °	22 °	24 °
5	0	10 °	25 °	27 °
10	0	20 °	30 °	30 °

⑦福建省《建筑地基基础勘察设计规范》(FBJ—90): 对下卧层验算和垫层地基按下列规则计算。

<3 时, 应力扩散系数按布氏解计算;

≥ 3 时, 应力扩散系数按 $b / (b + 2z \tan \theta)$ 计

算, 其中压力扩散角按下表计算:

地基压力扩散角

表4

$E_{s上} / E_{s下}$	Z / b		
	< 0.25	0.25	≥ 0.50
3	0	6°	23°
5	0	10°	25°
10	0	20°	30°

从上列各规范规定分析，具有二个特点：一是对压力扩散角的取值大同小异；二是 $E_{s上}/E_{s下} \geq 10$ 时应力扩散作用明显，因而其值较大，与有关看法的观点是一致的。按以上介绍大致可把实用计算压力扩散系数的方法归为：a为布氏解；b为 $b/(b+z)$ ，c为 $b/(b+2z \tan \theta)$ 。按此分类计算结果见表5。

三种不同压力扩散系数的计算结果

表5

Z / b	a		b		c			
	条形	方形	条形	方形	$E_{st}/E_{sf} = 3$		$E_{st}/E_{sf} = 5$	
					条形	方形	条形	方形
0.10	0.997	0.994	0.929	0.826	1	1	1	1
0.20	0.997	0.960	0.833	0.694	1	1	1	1
0.25	0.957		0.800		0.950	0.903	0.919	0.844
0.30	0.937	0.890	0.769	0.592	0.889	0.791	0.878	0.742
0.40	0.881	0.800	0.714	0.510	0.800	0.641	0.784	0.600
0.50	0.818	0.701	0.667	0.444	0.762	0.493	0.682	0.465
0.60	0.756	0.606	0.625	0.391	0.662	0.439	0.641	0.411
0.70	0.696	0.522	0.588	0.346	0.627	0.393	0.605	0.366
0.80	0.642	0.449	0.555	0.309	0.596	0.355	0.573	0.328
0.90	0.593	0.388	0.526	0.277	0.567	0.321	0.544	0.296
1.00	0.550	0.336	0.500	0.250	0.541	0.293	0.518	0.268
1.10	0.511	0.293	0.476	0.227	0.517	0.267	0.494	0.244
1.20	0.477	0.257	0.454	0.207	0.495	0.245	0.472	0.223
1.30	0.447	0.226	0.434	0.189	0.475	0.226	0.452	0.204
1.40	0.420	0.201	0.417	0.174	0.457	0.209	0.434	0.118
1.50	0.396	0.179	0.400	0.160	0.440	0.193	0.417	0.174

依据表5，对b和c二种方法与布氏解的比较，地基压力减小幅度列于表6。

压力扩散角法与布氏解的比较(%)

表6

Z / b	b			C					
				$E_{s\perp}/E_{s\text{F}} = 3$			$E_{s\perp}/E_{s\text{F}} = 5$		
	条形	矩形	方形	条形	矩形	方形	条形	矩形	方形
0.10	91.2	89.0	83.0	100.3	100.3	100.6	100.3	100.3	100.6
0.20	85.2	81.3	72.3	102.3	102.3	104.2	102.3	102.3	104.2
0.25	83.6			99.3			96.0		
0.30	82.0	76.5	66.3	94.9	92.2	88.7	93.7	88.4	83.2
0.40	81.0	75.4	63.7	90.8	85.7	80.1	89.0	82.0	75.0
0.50	81.5	72.4	63.3	85.8	77.7	70.3	83.4	74.8	66.3
0.60	82.7	72.1	64.5	87.6	78.1	72.4	84.8	74.8	67.8
0.70	84.5	72.4	66.3	90.1	78.9	75.3	86.9	75.1	70.1
0.80	86.4	72.8	68.8	92.8	80.0	79.0	89.2	75.9	73.0
0.90	88.7	73.5	71.4	95.6	81.3	82.7	91.7	76.7	76.3
1.00	90.9	74.0	74.4	98.8	82.5	87.2	94.2	77.8	79.8
1.10	93.1	74.7	77.5	101.2	83.4	91.1	96.7	78.7	83.3
1.20	95.2	75.7	80.5	103.8	85.5	95.3	99.0	79.9	86.8
1.30	97.1	76.4	83.6	106.2	86.9	100.0	101.1	80.9	90.2
1.40	99.3	77.2	86.5	108.8	88.0	104.0	103.3	81.7	93.5
1.50	101.0	78.0	89.4	111.0	89.5	108.0	105.3	82.8	97.2

注：表中矩形的 $1/b=4$

从上表可知,不论何种基础形式在很大的 z/b 范围内采用压力扩散角法都比布氏解有明显的扩散作用。其次,不论对于何种基础型式,也不论对于何种压力扩散角计算方法基本上都在 $Z/b = 0.4 \sim 0.6$ (极大多数是 0.5) 时比率最低,即扩散效果最显著。因此这一范围应是最能反映两类方法差别的,把 $z/b = 0.5$ 作为采用压力扩散角法的起点是适宜的。

根据上海具体情况,垫层一般厚度 $1 \sim 3$ m,基础埋深 $1 \sim 2$ m,设垫层容许承载力 $150 \sim 200$ kPa,基础宽度 $1 \sim 3.5$ m,则 $z/b = 0.29 \sim 3$ 。基底自重压力按基土混合重度 20 kN/m^3 ,地下水位 -0.5 m 计算,则埋深 1 m 时为 15 kPa,埋深 2 m 时为 25 kPa,此时基底净压力为:垫层容许承载力 150 kPa 时为 $125 \sim 135$ kPa,垫层容许承载力为 200 kPa 时为 $175 \sim 185$ kPa。化为每延米长度上的压力,则基宽 $b = 1$ m 时分别为 $125 \sim 135 \text{ kN/m}$ 和 $175 \sim 185 \text{ kN/m}$; $b = 2.5$ m 时分别为 $312.5 \sim 337.5 \text{ kN/m}$ 和 $437.5 \sim 462.5 \text{ kN/m}$; $b = 3.5$ m 时分别为 $437.5 \sim 472.5 \text{ kN/m}$ 和 $612.5 \sim 647.5 \text{ kN/m}$ 。上述即为垫层能负担的荷载。

建筑物传递荷重,对多层建筑可作以下估算:计楼面荷载 $12 \sim 16$ kPa,屋面荷载 $5 \sim 7$ kPa,设底层和楼面荷载为 $12 \sim 16$ kPa,屋面荷载为 $5 \sim 7$ kPa,则对6层建筑,在 ± 0.000 处的总荷载为 $77 \sim 103$ kPa。设一个方向负担另一个方向 3 m 的荷载,则 ± 0.000 处每延米荷载为 $231 \sim 309 \text{ kN/m}$,按上述计算基宽可小于 2.5 m,此时 $z/b = 1/2.5 \sim 3/2.5 \approx 0.4 \sim 1.2$,而基宽除需满足垫层强度要求外,上海地区更主要要满足下卧层强度,一般须加大基础尺寸,因此 z/b 往往小于 1 。

(二) 关于下卧层强度计算

1975年版上海市标准《地基基础设计规范》中砂垫层厚度按下列条件确定:

1. 当 $h_s \leq 0.5b$ 时, $p_{s.} + p_c \leq p$

$$p_{0s} = \alpha_1 (p - \gamma_D \cdot D)$$

2. 当 $h_s > 0.5b$ 时, $p_{0s} + p_c \leq p$

$$\text{条形基础: } p_{0s} = \frac{b}{b + h_s} (p - \gamma_D \cdot D)$$

$$\text{矩形基础: } p_{0s} = \frac{1b}{(1 + h_s)(b + h_s)} (p - \gamma_D \cdot D)$$

符号含义见该规范 [1]

上述公式的依据可理解为把砂垫层作为一层已完成自身固结的天然土层, 因此砂垫层是多层地基中一个硬层而言, 其层底以下软弱土层的强度验算就等同于天然地基中软弱下卧层的验算。

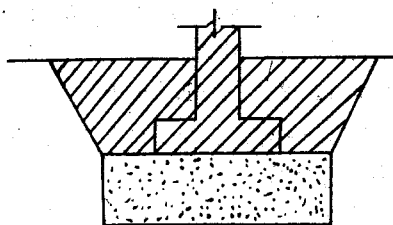


图 1

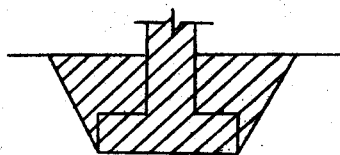


图 2

但是人工垫层不同于天然土层, 如图 2 为天然地基上浅埋基础, 基础的侧、底面是已完成自身固结的天然土层, 虽然由于局部开挖、埋设基础而使基础标高处土承受略超过其自重压力的外加荷载, 以实用角度计可不考虑这部分超载在土层中的扩散, 因此向基底下土层扩散的仅是基底处附加应力, 由此构成天然地基软弱下卧层强度验算的公式、图 1 是在砂垫层上建造基础的情况, 垫层顶面承受的基础重量以及填土重量完全是外加的, 这些

重量应全部通过垫层扩散，所以对垫层上的基础，通过垫层扩散的应是基础总压力而不是附加压力，这就是本规范式(3.2.2)的依据。

其次，[1]中的 p_0 是指垫层底面处土的自重应力，一般会理解为天然土层在此处的压力而忽略了垫层与天然土层自重的差别，但对自重较小的粉煤灰垫层相差会更大，所以本规范明确把垫层自重列出。

举例说明两种方法的不同：设条形基础宽 $b=2.5\text{ m}$ ，埋深 $D=1.5\text{ m}$ 。砂垫层厚度 $h_s=1.5\text{ m}$ ， $\gamma_s=19\text{ kN/m}^3$ ，填土与基础混合重度 $\gamma_d=20\text{ kN/m}^3$ 。 ± 0.000 以上荷重 250 kN/m ， $\gamma_{DL}=18\text{ kN/m}^3$ ，地下水位 -0.5 m ， $\gamma_{DF}=17.5\text{ kN/m}^3$ 。

①按[1]计算： $h_s/b=0.6>0.5$ ， $P=100\text{ kN/m}^2$ 。

$$(p - \gamma_D \cdot D) = [100 + (20 \times 0.5 + 10 \times 1) - (18 \times 0.5 + 8 \times 1)] = 103\text{ kN/m}^2$$

$$p_{os} = \frac{2.5}{2.5 + 1.5} \times 103 = 64.38\text{ kN/m}^2$$

$$p_c = 18 \times 0.5 + 8 \times 1 + 7.5 \times 1.5 = 28.25\text{ kN/m}^2$$

$$p_{os} + p_c = 92.63\text{ kN/m}^2$$

②按本规范计算： $p=100 + (20 \times 0.5 + 10 \times 1) = 120\text{ kN/m}^2$

$$p_s = \frac{2.5}{2.5 + 1.5} \times 120 + 9 \times 1.5 = 88.5\text{ kN/m}^2 < 92.63\text{ kN/m}^2$$

(三)关于砂垫层自身变形

$$[1] \text{中砂垫层自身最终沉降量 } S_s = \frac{p_0 + p_{os}}{2} \cdot \frac{h_s}{E_s}$$

该公式不合理处在于垫层本身是建造房屋时才施工填筑的，与原状土有本质的不同，对它而言不存在附加应力的问题，加在

它上面的外力都将影响它的变形，所以应该用总压力，即本规范式(3.2.8)。

(四)。关于垫层底面附加应力

[1]中垫层底面附加应力计算公式列于式(20)、(21)。本规范根据上述原则修改为 $p_{0.2} = (\alpha p + \gamma_s h_s) - \gamma_0 h$ (即式3.2.9)。仍以上例为例，按[1]计算得 $p_{0.2} = 64.38 \text{ kN/m}^2$ ，而按本规范式(3.2.9)计算， $p_{0.2} = 60.25 \text{ kN/m}^2$ ，比[1]结果略小。

参 考 资 料

[1]《上海市地基基础设计规范(试行)》(1975)

二. 干渣垫层

本章称谓干渣，也叫高炉重矿渣(简称“矿渣”)，是高炉冶炼生铁过程中所生成的固体废渣经自然冷却而成的。

高炉干渣取代天然碎石是冶金渣综合利用的有效途径之一，具有用量大、工程造价低和节约天然资源等优点。上海地区缺乏天然的砂、石材料，干渣用于回填不仅增加了其应用途径，而且可缓解上海砂石紧缺的矛盾，因而具有显著的社会效益和经济效益。

高炉干渣作为回填材料已广泛应用于冶金系统的土建工程，实际工程中均获得成功，但系统的研究有待于进一步发展。然而干渣特性在混凝土领域中进行过较深入的分析。冶金工业部根据干渣在这些领域的实践经验，总结归纳后制定了相应的技术标准[1]、[2]。

本章根据以下成果就以下几个问题加以阐述。

(一) 稳定性

干渣是否能在回填土工程中推广应用前提之一，是它是否具有足够的结构稳定性。宝钢曾为此进行了系统的试验分析。

衡量稳定性主要观察干渣在生产、施工与使用时是否会产生硅酸盐分解、石灰分解和铁、锰分解。

· 高炉重矿渣的化学成分随铁矿石来源不同而变化。一般重矿渣主要化学成分是氧化钙 (CaO)、二氧化硅 (SiO_2)、三氧化二铝 (Al_2O_3)、氧化镁 (MgO) 和少量的氧化铁 (Fe_2O_3) 等。表 7 为宝钢及国内其他厂的化学成分分析。

宝钢和其他钢厂重矿渣化学分析

表 7

厂名	成 分							
	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	MgO	MnO	Fe ₂ O ₃		碱度
宝 钢	37.62 ~42.12	30.67 ~34.33	14.17 ~16.74	5.04 ~8.35	0.60 ~1.51	0.47 ~0.93	0.44 ~0.80	0.9 ~1.04
武 钢	39.04 ~47.07	34.68 ~38.20	11.96 ~16.20	2.90 ~4.87	0.15 ~0.97	0.47 ~1.45	0.55 ~0.81	0.82 ~1.12
马 钢	43.95 ~49.52	32.66 ~40.26	8.46 ~11.36	1.22 ~7.39	0.07 ~0.20	0.08 ~0.30	0.34 ~1.06	0.94 ~1.21
安 钢	38.60 ~48.50	34.40 ~41.30	6.20 ~9.30	2.90 ~7.90	0.10 ~0.90	0.30 ~1.40	0.2 ~1.0	

表 7 表明各电厂化学成分含量大致接近，但宝钢的成分相比较稳定，尤其是 CaO 含量小于 45%，大大减少了重矿渣裂胀分解的可能性。

高炉重矿渣的酸碱度由其成分中的氧化铝来决定，当碱性率 (碱度 M_o) > 1 时称为碱性渣， $M_o < 1$ 称为酸性渣， $M_o = 1$ 称为中性渣。碱度即为重矿渣中碱性氧化物之和与碱性氧化物之和之比，可以下式表达：

$$M_0 = \frac{\text{CaO} + \text{MgO}}{\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3}$$

宝钢酸碱度在0.9—1.04之间变化,变化幅度很小且接近1,因此是中性矿渣。

重矿渣的性能与其矿物组成关系密切,熔融的矿渣在自然冷却过程中结晶出大量结构稳定的惰性矿物,主要有铝方柱石(即钙黄长石, $2\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SiO}_2$)、钙长石($\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$)、硅酸二钙(C_2S)和硅酸一钙(CS)等。除 C_2S 外其余矿物几乎不具活性。

1. 硅酸盐分解

硅酸盐分解是重矿渣中 C_2S 产生的晶型转变的结果。当 CaO 含量 $>50\%$ 时,生成大量 C_2S ,在冷却过程中 C_2S 将发生晶型转变,由 $\beta\text{-C}_2\text{S}$ 转变为 $\gamma\text{-C}_2\text{S}$,体积增加 10% ,导致重矿渣分裂,甚至粉化,但此时重矿渣活性已大大降低。当 CaO 含量小于 45% 时生成的 C_2S 数量很少,晶型转变产生的内应力远远小于矿渣本身内在结合力,矿渣就未被分解,从表7可见,宝钢重矿渣 $\text{CaO} < 45\%$,结构较为稳定,并且硅酸盐分解现象是在冷却过程中开始,经几小时或几天就基本结束。经偏光显微镜和X衍射检验,宝钢重矿渣不存在 C_2S ,未发生硅酸盐分解。

2. 石灰分解

重矿渣产生石灰分解是由于游离 CaO 的存在,与水反应后导致体积膨胀使矿渣碎裂。但正常熔融矿渣中一般含 $f\text{-CaO}$,宝钢重矿渣排放工艺排出的渣经取样试验未出现石灰分解,结构是稳定的。

3. 铁、锰分解

铁锰分解主要是由于重矿渣中硫化亚铁(FeS)与硫化亚锰(MnS)水解生成氢氧化铁和氢氧化锰,引起体积膨胀而使矿渣碎裂。宝钢重矿渣中所含的 FeS 和 MnS 均较低,大多在 1% 左

右, 并且由于重矿渣中CaO的钙离子比铁、锰离子活泼得多, 一般硫化物主要是CaS, MnS和FeS数量很有限, 因而不会发生铁、锰分解。

综上所述, 以宝钢重矿渣为例, 如果CaO含量 $< 45\%$ 以及FeS与MnS的含量 $\approx 1\%$, 一般不会产生硅酸盐分解和铁锰分解; 如果改进排渣工艺, 不在排渣时往罐内壁浇石灰水也不会产生石灰分解, 则重矿渣的结构是稳定的。

(二) 松散重度

根据冶金部YBJ205—84的规定, 重矿渣的强度可用松散重度指标表示。

本章有关松散重度与泥土、杂质的含量要求均采用冶金部《高炉重矿渣应用暂行技术规程》中有关“矿渣垫层”的规定。根据该规程规定, 对分级矿渣松散重度要求不小于 $11\text{kN}/\text{m}^3$, 对比宝钢矿渣测定的结果(表8), 这一要求是容易满足的。

宝钢分级矿渣松散重度

表8

粒径组成	8~15mm	15~25mm	25~40mm	25~60mm
松散重度(KN/m^3)	12.65	12.80	14.10	14.10

测定结果表明, 松散重度随粒径组合不同而不同, 粒径小的则轻些。粒径大者则反之, 但粒径较小的矿渣砂(粒径范围 $0 \sim 8\text{mm}$), 其重度又可达 $14\text{kN}/\text{m}^3$ 。

对分级矿渣松散重度要求不小于 $11\text{kN}/\text{m}^3$ 的缘由, 是因为在确定垫层承载力、变形模量和施工技术参数等数据方面进行选择的矿渣材料松散重度大于 $11\text{kN}/\text{m}^3$ 。

(三) 矿渣垫层的变形模量

根据对矿渣垫层的研究[3], 无论是采用碾压施工或是采用振动法施工, 当满足压实条件时, 均可获得很高的变形模量而能

满足工程要求。

对混合矿渣（不分级矿渣）用12t平碾碾压10~12遍以后进行静载试验得到的变形模量见表9。

混合矿渣平碾后变形模量

表9

试验编号	1	2	3	4	5	平均值
变形模量E。(MPa)	55.1	61.4	76.5	82	56.8	68.4

对分级矿渣用振动法施工时静载试验获得的变形模量见表10。

分级矿渣振动法施工后变形模量

表10

振动时间（秒）	0	15	30	45	60	75	90	100
变形模量E。(MPa)	4.8	35.6	51	53.3	55.5	62.1	69	46.9

注：1、铺渣厚度250mm；

2、振动器重量65kg，底板尺寸48×61cm，振频2800转/min。

鞍钢和武钢两个不分级矿渣静载荷试验结果见表11。载荷板尺寸为70cm×70cm。

鞍钢、武钢不分级矿渣变形模量

表11

地点	施 工 方 法	变形模量E。(MPa)
鞍钢	12t平碾 压3~4遍	35~75
武钢	12t平碾，压12遍	55.1~82

为了与其它垫层进行比较，表12列出了砂、碎石、砂夹卵石的载荷试验结果。

砂、碎石等垫层变形模量

表12

垫层材料	施工方法	荷载板尺寸	变形模量 E_0 (MPa)
碎石	表面振动器振实	70.5×70.5cm	79, 84.5
碎石	12t平碾, 压4遍	2m ²	35, 48.5
砂	表面振动器振实	70.5×70.5cm	29.7, 31.5
砂夹卵石	天然地基		≈55

从上表资料结果可见, 不论是分级矿渣或是不分级矿渣压实后的变形模量都大于或等于砂、碎石等垫层的值。

根据施工现场条件不及试验性操作这一点考虑, 工程中采用的碾压遍数及振动器振动时间均宜适当增加, 一般认为, 用10t~12t平碾, 压10~12遍与用振动器振实, 时间45秒(铺渣厚度200mm)与60秒(铺渣厚度250mm)的压实方法, 矿渣垫层(分级或不分级)的变形模量 E_0 可达到35MPa以上。具有这种变形模量的垫层可属低压缩性的, 而具有低压缩性的垫层即使由原状矿渣(不分级矿渣)构成, 也可认为其压缩性是均匀的。

(四) 设计须知

高炉重矿渣在力学性质上的最重要特点是, 一方面当压实时其荷载—变形关系符合直线变形关系, 具有直线变形体的一系列特点; 而另一方面, 当压实不够, 强度不足时会引起显著的非线性变形。所以保证矿渣垫层的充分压实, 使其具有足够强度是矿渣地基采用线性变形理论的先决条件。因此, 设计人员应首先了解矿渣的组成特点, 如矿渣级配、软弱地基的颗粒的含量和松散重度等。其次应与施工部门结合, 根据现场条件与施工机械条件等确定合理的施工方法, 选用适宜的压实机械, 然后选择各种设计计算参数。

(五) 工程实例

宝钢总厂从80年代开始，成功地在大量工程中采用矿渣地基。

矿渣地基工程应用实例

表13

序号	工程名称	施工日期	工程概况
1	宝钢热轧厂板坯库	1986~1987	用于①厂房基坑回填，深3~4m； ②车间地坪回填，厚度1m； 用量2.5~3.0万吨，采用平板振动器 和小型振动压路机，铺设厚度30cm。
2	二号高炉平台基础	1990	用于出铁沟槽与基坑回填； 用量1万吨，施工方法同上。
3	三号高炉平台	1993.8	用于基坑回填与地坪，基坑深2~3m， 地坪厚度40~50cm； 施工方法同上；用量估算1万吨
4	上海铜带厂	1992	用于厂房基坑回填与地坪； 基础深4~6m；用量2000吨；采用平板 振动器
5	月浦水厂	1992.6~10	用量2000吨
6	二十冶物资公司办公楼及仓库	1993年1季度	回填面积800m ² ； 回填深度1.5~2.4m。
7	二十冶三公司车队基地	1993年1季度	回填面积350m ² ； 回填深度0.8~1.5m
8	冷轧厂七区地坪	1993.9~10	用量2400吨。
9	月浦游泳池	1992年1季度	用量1000吨。

参考资料

[1] 高炉重矿渣应用暂行技术规程（冶金工业部）

[2] 混凝土用高炉重矿渣碎石技术条件（YBJ205—84，冶金工业部）

[3]高炉重矿渣地基压实的试验研究(武汉冶金建筑研究所)

三. 粉煤灰垫层

(一). 上海粉煤灰用于结构回填的发展史。

粉煤灰是燃煤电厂生产过程中产生的颗粒型废弃物。我国是一个以燃煤为主要能源的国家,至1990年底全国粉煤灰年排灰量已超过7000万吨^[1],而利用率仍很低,近年一直徘徊在百分之二十几,排灰量的递增速度始终高于用灰量的递增速度,需处置的粉煤灰量每年以10%左右的速度增加,以八十年代为例,堆存量的增长可见表14。

八十年代5万kW以上电厂粉煤灰堆存递增率 表14

年 份	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
排放量(万吨)	2633	3019	3400	3768	4227	4809	5549
堆放量(万吨)	2035	2099	2710	2968	3277	3618	4173
递增率(%)		13	17.9	10.2	9.7	10.4	15.1

上海目前各电厂粉煤灰排放量已达400万吨/年,1992年用于处置粉煤灰的费用估计达4000万元。因此通过什么途径大规模直接利用粉煤灰不仅具有巨大的社会效益(改善环境污染)而且还具有巨大的经济效益。实践证明工程建设中的结构填筑可成为达到上述目的的主要途径。如上海宝钢回填土方量达200多万立方米。浦东外高桥港区回填土方量也达80万立方米,如能用粉煤灰回填,则大大提高了粉煤灰的利用率。粉煤灰具有自重轻、压实后承载力高、松散状态下透水性大以及易于施工等特点,非常适合作为填筑材料。粉煤灰用于大型工程建设场地填筑和地基处理不仅用灰量大且只需少量投资。

另一方面,上海在全国首创了粉煤灰结构回填的历史。1981年起宝钢在建设过程中进行了多项试验研究和应用^[2],并于1983年在宝钢现场召开了“宝钢电厂粉煤灰回填技术论证会”,对进一步试验和应用提出了建设性的意见^[3]。然后第三航务勘察设计院与上海市建筑科学研究所及宝钢十九冶合作在南通港建设工程中进行了国内首次的港区大规模回填,并进行了一系列环保和土工性能等方面的室内试验^[4],取得了非常有价值的科学数据。

1985年上海市建筑科学研究所开始了市科委下达的《粉煤灰回填土试验研究》,通过近两年的土工性能室内试验于1987年开始在南通建设工程中进一步进行试点,并在1988年市科委组织的鉴定会上通过了技术鉴定^[5]。鉴定文件指出,工程填筑是大量利用粉煤灰的有效途径,具有显著的社会环境效益和较好的技术经济效益,并建议对粉煤灰水下回填工程特性作进一步的试点研究。

为落实鉴定会意见,在国家经委、建设部、市科委和港务局等部门的关心下,市建筑科学研究所协同设计单位、施工单位、建设单位在上海港关港作业区开展了水下填筑粉煤灰的大型现场试验。试验区长76 m,宽28 m,深度5~6 m,用灰量一万吨。通过试验摸索出了一套在地下水位以下进行粉煤灰填筑的施工技术措施,并经一年时间的考验,表明压密粉煤灰后期沉降很小^[6]。

与此同时宝钢在继续深入研究粉煤灰的后期效应,包括垫层的工程性质及对环境的影响问题,特别是地下水浸泡下粉煤灰垫层的后期强度、对环境产生影响的诸因素的时间效应以及垫层的抗液化能力。在此基础上,宝钢的粉煤灰及其回填技术逐步向外推广,回填范围扩大到道路、桥坡等;1991年起又开始在浦东外高桥港区一期工程陆域回填中采用粉煤灰填筑,用灰量达20万吨以上。

1991年10月宝钢在现场组织由冶金部环保司主持的《压实粉煤灰地基的试验研究和应用》技术成果鉴定会，并通过了鉴定文件〔7〕。

上海冶金设计研究院、市建筑科学研究所等单位于1988年也展开了“粉煤灰在冶金工业填筑工程中应用研究”课题的工作，且在1990年进行了“上海益昌冷轧薄板工程承重地坪垫层”的工程试点，共用灰3万吨，与碎石垫层相比，节约37万元投资，且满足堆载荷重50~80kPa的设计要求〔8〕〔9〕〔10〕。该试点工程在1991年也通过了上海市科委组织的成果鉴定〔11〕。

第三航务局勘察设计院与上海港务局协同其它单位对上海港罗泾煤码头陆域软土地基粉煤灰综合加固进行了大型现场试验，通过试验提供了直接在贮灰场利用含水量很高的湿排灰进行软土地基综合加固利用的设计与施工技术参数。罗泾港区陆域位于的大型贮灰场内已存有200万 m^3 呈泥浆状的湿排灰，厚度达4~5m，其下卧层为10多m厚的淤泥质软土，加固试验小组在1992年底至1993年初采用排水板动力固结钢渣挤压法成功地加固了这一层粉煤灰及其下卧层。结果表明，经加固后的地基满足和超过了设计提出的地基容许承载力为150kPa的要求〔12〕。

粉煤灰不仅在建筑工程中获得越来越多的利用，且在道路工程中也越来越普遍的采用。除了宝钢在本厂及厂外一些小型道路、桥梁上采用粉煤灰填筑外，上海的沪嘉和莘松二条高速公路都采用粉煤灰修筑了实体工程试验路，取得了明显的技术经济效益。上海市市政工程研究所等单位在此基础上发表了“沪嘉高速公路粉煤灰路堤试验研究”、“粉煤灰高路堤代引桥研究”等多篇论文，对用粉煤灰路堤代引桥给予了较高的评价。如莘松高速公路243m长的试验路段，路堤最大高度7.56m，用灰量6万多吨，直接经济效益63.62万元，提前施工计划周期9个月，通车至今情况良好。

为推动粉煤灰在上海公路、城市道路和其它市政工程上的推广应用，提高粉煤灰的设计和施工质量，上海市市政工程研究所编制了《粉煤灰设计与施工规定》（上海市标准）^{〔13〕}，并于1992年4月起经批准后实施。

综上所述，粉煤灰回填技术经过上海有关单位十余年来的大量工作积累了较为丰富的设计和施工经验，已具备了纳入地基处理规范的条件。

（二）. 关于上海各电厂粉煤灰的成分分析

1. 关于上海各电厂粉煤灰的化学成分分析

上海各电厂粉煤灰化学成分的平均指标可参考见表15。由于各批灰料的生产工艺等不尽相同，其化学成分的含量指标也会有所波动，因此表15不能代替工程实用的粉煤灰的成分分析。

上海各电厂粉煤灰的化学成分

表15

厂名和灰名	化 学 成 份								烧失量
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	O ₃	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	
宝钢干灰	50.43	33.23	7.34	2.30	0.53	0.60	0.81	0.54	2.80
宝钢湿灰	52.23	30.85	7.97	2.86	0.18	1.11	0.65	0.29	3.53
杨浦干灰	49.90	33.35	6.73	2.58	0.35	0.70	0.33	0.30	4.86
杨浦湿灰	49.12	32.95	5.62	1.97	0.44	0.61	0.84	0.44	
闸北湿灰	48.54	30.76	7.34	3.07	0.50	0.70	0.74	0.30	6.66
闵行干灰	52.12	34.24	5.14	2.50	0.33	0.74	0.63	0.44	2.08
吴泾	54.83	29.79	6.41	2.69	0.37	0.58	0.77	0.28	4.06
GB1596-79 (国家标准)	36~60	13~40	3~10	2~5		< 5			

粉煤灰是电厂在煤粉燃烧过程中，当煤通过炉膛高温区时绝大部分矿物杂质在高温下熔化，在被送到低温区时固化成球状颗粒的玻璃体，绝大部分随烟气飞出，随后用电收尘器将其从烟气中分离收集下来的。上海粉煤灰大多由无烟煤或烟煤通过正常燃烧而得，其CaO含量 $<10\%$ ，因此上海粉煤灰极大多数是低钙灰。

构成粉煤灰活性的基本因素是其颗粒特征、玻璃体的组成和含量。玻璃体本身的活性是随它的热处理史变化的，粉煤灰的性能随其燃烧工艺不同而不同。因此工程中使用时应每批灰进行成分分析。

就上海粉煤灰而言，表15所列各种化学成分变化幅度是： $45\% < \text{SiO}_2 < 55\%$ ； $25\% < \text{Al}_2\text{O}_3 < 35\%$ ； $5\% < \text{Fe}_2\text{O}_3 < 10\%$ ； $1.95\% < \text{CaO} < 2.70\%$ ； $0.15\% < \text{SO}_3 < 0.65\%$ ； $0.35\% < \text{MgO} < 1.10\%$ ；烧失量 $< 5\%$ 。这些数值都在《粉煤灰国家标准》（GB1596—79）规定范围之内，因此从工程实用意义上要求而言，上海各电厂粉煤灰均可作为填筑材料。

2. 上海各电厂粉煤灰的颗粒分析

上海各电厂粉煤灰的颗粒组成一般值可参见表16。

上海各电厂粉煤灰的颗粒分析

表16

灰种	比重 kN/m^3	颗粒组成 (%)				
		粒组 (mm)				
		砂粒		粉粒		粘粒
		2.0~0.1	0.1~0.05	0.05~0.01	0.01~0.005	
宝钢干灰	20.5	9.4	12.9	68.9	2.6	6.2
杨浦干灰	20.4	13.9	23.5	54.9	2.3	5.4
杨浦湿灰	20.3	52.1	11.4	30.7	2.6	3.2
闸北湿灰	22.9	10.3	11.7	71	3.2	3.8
闵行干灰	20.6	17.7	21.3	54.7	1.2	5.1

从表中可见,除杨浦湿灰外上海各厂粉煤灰粒径组成主要分布在0.05~0.01段,其次是0.1~0.05段,两者相加总量达80%,按土工规范均属砂质粉土。

宝钢干灰颗粒较细,相应的玻璃体含量亦较高,活性较大。闸北湿灰细颗粒,玻璃体较多,多孔玻璃体较少。杨浦湿灰多孔玻璃体较多。

(三) 粉煤灰的工程特性

1. 自重轻

从表16中可见粉煤灰比重比粘性土小得多,极大多数灰的松散重度在6~7 kN/m^3 之间,经轻型击实试验击实后干重度在9.2~13.5 kN/m^3 之间;比土要轻得多。产生差别的原因在于粉煤灰主要是以硅铝为主的非晶态玻璃球体组成,结晶矿物含量较少。而粘性土矿物组成都由石英长石和粘土矿物等晶体矿物组成,因此粉煤灰的比重和重度均比粘性土小。粉煤灰自重轻的特

点给回填工程带来很有一面，可降低下卧层土的压力，减少沉降。如利用该特点道路路堤的填筑高度现在可提高至8 m，打破了土路堤4.5 m高度的极限。

2. 击实性能较好

粉煤灰的颗粒组成特点使它具有可振实或碾压的条件，击实试验曲线峰段比天然土具有相对较宽的最优含水量区间，因此粉煤灰的变动幅度是最优含水量 $\pm 4\%$ ，大于土的 $\pm 1\sim 2\%$ 的变动幅度。因此粉煤灰在回填施工过程中达到设计密实度要求的含水量较容易控制，质量容易得到保证。但不同品质粉煤灰压实后的最大干重度和施工最优含水量有明显的差异。如细度（ $80\mu\text{m}$ 、 $45\mu\text{m}$ 筛余量）接近的闸北湿灰和宝钢干灰，由于闸北灰的比重和松散重度比宝钢灰提高1.06倍和1.20倍，其相应的最大干重度比宝钢灰提高约12.5%，最优含水量降低约25%；对于比重和松散重度相近的杨浦湿灰和宝钢干灰，由于宝钢灰粒较细，其相应最大干重度提高约17%，最优含水量降低约6%。

由于最大干重度与最佳含水量不仅与击实能量有关，且与粉煤灰品质有关，因此不同工程应在回填实施前通过击实试验分别求得最大干重度和最优含水量。

上海地区地下水位高、雨水多、土含水量大，压实采用轻型击实标准较适宜。大量实践证明即使到达95%以上的轻型标准，亦要采用10t振动压路机碾压8~10遍^[51]，因此根据土质条件和机具设备的能力，也为了与相关规范统一，本规范采用轻型击实标准。

3. 抗剪强度

粉煤灰的抗剪强度与密实度及剪切方式有关，以下是几份试验报告的分析结果：

（1）上海市科学研究所对宝钢干灰、杨浦干灰、闸北干灰等进行较为系统的土工力学试验研究^[14]。试件由室内制作，成

形采用击实法，重度按最优含水量及压实系数控制。抗剪试验按直剪（快剪）和静三轴剪（浸水饱和、固结不排水）分别进行。试验成果见表17。

直剪试验（快剪）

表17

灰名	宝钢干灰		杨浦干灰		闸北干灰	
压实系数	0.90	0.95	0.90	0.95	0.90	0.95
ϕ	28°18′	31°30′	25°53′	30°1′	23°58′	27°20′
C(kPa)	29	31	32	35	24	35

静三轴剪得到的结果分别是：

①总应力法， $\phi = 23^\circ$ ， $c = 32\text{kPa}$ ，

②有效应力法， $\phi = 31^\circ$ ， $c = 10\text{kPa}$ 。

（2）宝钢湿排灰和调湿灰 [16] [17]。

宝钢湿排灰和调湿灰的抗剪强度参数 ϕ 、 c 见表18和表19。

宝钢湿排灰和调湿灰的抗剪强度参数

表18

压实系数	饱和度	龄 期	直 剪		三轴剪固快 (总应力法)		备 注
			$\phi (^{\circ})$	C (kPa)	$\phi (^{\circ})$	C (kPa)	
≥ 0.90	饱和	回填后4年	22.9	16.6	40.7	57.1	①
≈ 0.85	饱和	回填后5年	28.9	12.4	37.1	27.1	②
0.90		回填后5年※	24.2	9.8			③
0.90		回填后1个月	15~ 26.7	5~8.8			④

注，1，※取样时发现该处埋设管道影响已受到扰动，

2，取样地点，①炼钢副原料坑，

②烧结清循环水池

③转炉煤气柜，

④焦炉煤气柜。

宝钢饱和调湿灰抗剪强度参数

表19

取样地点	压实系数	龄期(天)	直 剪		三轴剪固快(总应力法)	
			ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)
室内制样	≥ 0.95	0	20°28'	29.4		
		28	21°34'	43.1		
		60	22°23'	36.3		
		120	22°22'	41.2		
		280	18°40'	42.1		
垫层	0.97	回填后2个月	21.3°	12.3		
取样		回填后6个月	28.9°	58.2	33.4°	10.4

从上述大量试验结果来看，粉煤灰内摩擦角 ϕ 与内聚力 c 的数值变化幅度很大，其影响因素不仅是各电厂的品质，还有压实系数大小、龄期长短、灰种、剪切方法、试样来源等等，由于历史原因，尚未对上述因素进行深入系统的分析，因此就目前技术水平而言仍要求各工程所用灰料进行针对性的土工试验取得 ϕ 和 c 值。规范所列数值只能作为设计时的参考值。

4. 压缩性

粉煤灰压缩性能与击实功能、密实度及饱和程度等因素有关。有关试验参数资料见表20～表22。

宝钢湿排灰压实垫层压缩试验

表20

压实系数	饱和度	龄 期	压缩模量Es (MPa)	备 注
≥ 0.90	饱和	回填后4年	31.9~43.5	①
≈ 0.85	饱和	回填后5年	18.3~30	②
0.90		回填后1个月	5.5~26.3	④

宝钢调湿灰压实垫层压缩试验

表21

压实系数	饱和度	龄 期	压缩模量Es (kPa)
0.97	非饱和	回填后 2 个月	23.3
0.97	非饱和	回填后 6 个月	34.8
0.97	饱和	浸水后 3 个月	30.88

上海部分电厂粉煤灰室内试件压缩试验

表22

灰 样	宝 钢 干 灰				杨 浦 湿 灰				南 北 湿 灰			
	轻		重		轻		重		轻		重	
击实功能												
压实系数	0.90	0.95	0.90	0.95	0.90	0.95	0.90	0.95	0.90	0.95	0.90	0.95
压缩模量 (MPa)	14.3	19.1	20.9	22.3	8.3	13.4	15.6	17.2	13.5	15.9	16.8	21.9

从以上结果可见,击实功能对压缩性能影响较大,根据前述理由,本规范建议采用轻型击实标准,但在实际工程中如果有大功率机械则对提高垫层的抗压缩性有利。从表中也可见龄期和饱和程度的影响,室内制样与垫层之间的差别,这些因素的规律性尚待进一步研究分析,因此规范规定,各工程应通过试验确定参数,当无条件进行试验时可参考条文所列数据,但变化幅度较大,各工程选用时应根据自身特点慎重考虑。

5. 承载能力

粉煤灰垫层经压实后承载能力的试验结果见表23~表27。

宝钢湿排灰垫层标准贯入试验

表23

工程名称	龄期	密实度	深度 (m)	N
管道支架基础	一年		0.65~0.95	15
焦炉煤气柜基础	半年	0.90	0.85~1.15	11
			1.30~1.60	7
高炉煤气柜基础	半年		0.85~1.15	12
			1.30~1.60	9

宝钢炼钢副原料坑湿排灰垫层标贯试验

表24

贯入深度 (m)	N	地下水位深度 (m)
1.15~1.45	31	2
1.45~1.75	16	
2.15~2.45	23	
2.45~2.75	23	
3.15~3.45	16	

宝钢调湿灰垫层贯入试验标准

25表

龄期	非 饱 和		龄期	饱 和	
	深度 (m)	N		深度 (m)	N
二个月	0.45~0.75	30	十个月 (浸水 3个月)	0.50~0.80	32
	0.65~0.95	30		0.60~0.90	28
	1.45~1.75	21		0.7~1.00	33
	1.65~1.95	16		1.00~1.30	29
六个月	0.65~0.95	29		1.10~1.40	24
	1.10~1.40	22~25		1.20~1.50	29
	1.55~1.85	30~37		1.60~1.90	18~19

宝钢调湿灰垫层地基容许承载力 (kPa)

表26

试验方法	龄 期				
	二个月	三个月	六个月	十个月 (浸水三个月)	一年 (浸水五个月)
荷载试验		330			480
标贯试验	260		320	300	
抗剪强度	120		320	320	

上海冷轧薄板工程粉煤灰垫层载荷试验结果

表27

采用方法	容许承载力 (kPa)
相对沉降法 ($S=0.01B$)	440~610
比例界限荷载法	940~1150
极限荷载法	1600※

注:※一为极限荷载。

从表23、表25、表26可看到龄期的影响；从表24、表25、表26可看到浸水对承载力的影响；从表26和表27可看到评估方法的影响。这些因素导致承载力有较大的变化幅度，但均高于天然地基的承载能力，且浸水饱和后虽然与浸水前相比下降了20%~30%，但仍有较高的承载能力，考虑到实际工程中可能出现的这种情况，在规范提供的参考值把实测资料的上限作了降低，不超过200kPa。

6. 渗透性

由于粉煤灰颗粒组成近似砂质粉土，压实过程中与压密初期具有较大的渗透系数，但随着龄期的增加渗透性能逐渐减弱，见表28~表30。

上海部分电厂渗透系数（室内试件）

表28

厂 名	宝钢	杨浦	闵行	闸北
渗透系数 (cm/s)	2.46×10^{-4}	6.59×10^{-8}	3.17×10^{-5}	2.87×10^{-5}
	~	~	~	~
	4.41×10^{-5}	5.9×10^{-5}	6.3×10^{-5}	5.55×10^{-5}

注, 压实系数0.90~0.95。

宝钢调温灰室内试件渗透系数

表29

龄期 (天)	含水量 (%)	压实系数	渗透系数 (cm/s)
0	34	0.945	1.13×10^{-4}
28	34	0.945	9.21×10^{-5}
90	34	0.945	7.96×10^{-5}

宝钢粉煤灰不同龄期时的渗透系数

表30

地 点	炼钢副原料坑	烧结清水池	非饱和调湿灰	饱和调湿灰
龄 期	4 年	5 年	6 个月	浸水
渗透系数(cm/s)	0.6×10^{-7}	$0.4 \sim 1.6 \times 10^{-7}$	4.3×10^{-8}	6.35×10^{-8}

从表28和表29中可看出, 上海粉煤灰初始渗透系数在 $10^{-8} \sim 10^{-5}$ 间变化, 明显大于粘性土。良好的透水性能给多雨地区的施工带来方便, 并且由于透水性好, 由外力引起的孔隙水压力也消散得快。

表30表明, 粉煤灰有较强的龄期效应, 这是由粉煤灰的矿物组成与颗粒组成特性决定的。由于粉散状态下细颗粒并有水存在时, 会在常温下与氢氧化钙产生化学反应, 形成具有胶凝能力的化合物, 这种反应即称火山灰反应。粉煤灰的微胶凝性, 据研究表明在早期主要由 SO_3 存在而发生石膏结晶, 后期主要是游离 CaO 等碱性物质与 Al_2O_3 、 SiO_2 发生反应的缘故。这种反应的产物有效填充了孔隙, 从而使强度和抗渗性能得到改善。前述抗剪强度和承载能力随龄期的提高, 其原因也在于此。

粉煤灰的这一特性还能使垫层在后期形成一块具有隔水性能的刚度和强度均较好的板块, 大大地改善了地基的承载能力。

7. 抗液化性能

粉煤灰的颗粒组成使它处于振动液化敏感范围内, 经压实后是否能避免在振动条件下的液化, 宝钢进行了较为系统的分析^[16]。

宝钢对本厂的湿排灰和调湿灰地基进行了现场贯入试验与室内动三轴仪试验, 试验结果见表31。

宝钢野外标贯试验

表31

地 点	压实系数	回填深度 (m)	龄期	N
烧结清循环水池	0.85	4~5	4 年	8.7
炼钢副原料坑	>0.90	3.5	4 年	21
煤气柜	0.90	2	0.5年	10
调湿灰地基	0.97	2.4	2 个月	24

按上海市标准《地基基础规范》规定,判定液化的临界标贯击数 N_{cr} 按下式计算:

$$N_{cr} = N_0 [0.9 + 0.1(d_s - d_w)] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}}$$

宝钢地下水位约位1 m,粉煤灰粘粒含量6.2%,其临界标贯击数见表32。

按规范计算 N_{cr} 值

表32

N_0	6			8		
d_w	1			1		
ds	3	5	8	3	5	8
N_{cr}	4.6	5.5	6.7	6.2	7.3	9

表32表明当粉煤灰回填深度 ≤ 5 m时,实际标贯击数 >8 以及回填深度 ≤ 8 m时,实际标贯击数 >9 击时垫层不会发生液化。与表31比较可认为当压实系数 >0.90 时,粉煤灰垫层实际贯入击数均 >9 ,因此不会发生液化。

粉煤灰地基有较高的标贯击数反应了它的龄期效应特征。如煤气柜粉煤灰地基,回填6个月测得10击,4年后在原料坑再测,则平均高达21。其原因是因为粉煤灰的颗粒组成虽与砂质粉土或

粉土相近，但它具有微弱的火山灰反应，因此有一定的胶凝性，所以抗液化能力要比砂质粉土强得多。

室内动三轴试验也获得相同的结论。动三轴试验试件取自粉煤灰垫层地基现场，包含湿排灰和调湿灰。湿排灰取样深度2~3 m，龄期5年。调湿灰取样深度1.5~2 m，龄期一年。仪器是C.K.C循环三轴仪，试样采用等向固结，轴向循环动荷载频率1HZ，不排水。液化强度的确定采用孔压破坏标准，即孔压等于围压 σ_3 。设循环剪应力以幅值等于 $0.65\delta_{max}$ 的等幅波代表，则循环次数N与震级关系如表33所示：

震级与循环次数关系

表33

震级	7.5	6.75	6
循环次数	15	10	5~6

据历史资料记载，迄今对上海有影响的中远场地震为6.5级，分析时再增加考虑震级为7.5级的特殊情况，相应的循环次数分别为10和15。试验结果如表34。

动三轴试验结果

表34

N	液化剪应力比	液化强度
10	0.3~0.4	0.18~0.24
15	0.25~0.36	0.15~0.22

地震引起的周期剪应力比可按下式计算：

$$\frac{\tau_0}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot \gamma_d$$

则不同烈度下周期剪应力比值为:

表35

地震烈度	7度	8度
τ_e/σ'_v	0.09	0.16

把 τ_e/σ'_v 与液化强度相比可得液化安全系数, 见表36。

宝钢粉煤灰压实地基液化安全系数

表36

地震烈度	7度(震级6.5)	8度(震级7.5)
液化安全系数	2~3	0.94~1.38

安全系数 <1 的情况发生在8度地震烈度下的湿排灰地基。

(四)。粉煤灰回填材料对环境的影响 [19] [20]

粉煤灰是一种碱性材料, 遇水后由于碱性可溶物的析出使pH值升高, 如宝钢粉煤灰pH值可达10~12, 同时粉煤灰中还含有一定量的微量有害元素和放射性元素, 因此粉煤灰在填筑过程中是否能推广应用, 在很大程度上取决于是否能满足我国现行的有关环境方面的要求, 下面就这一个问题说明如下。

1. pH值及硼含量

上海各电厂粉煤灰初始pH值见表37。

上海部分电厂粉煤灰pH初始值 表37

灰名	测 试 单 位		
	上海建科所	上海环保所	吴淞区环保监测站
宝钢干灰	11.3~12.30	11.6~12	11.51~12.66
宝钢湿灰	10.48~11	9.8~10.8	10.34~11.34
吴泾湿灰	/	11.6	/
闸北湿灰	10.1	/	/
杨浦干灰	10.9	/	/
杨浦湿灰	8.7	/	/
闵行干灰	11.1	/	/

从上表可见，上海粉煤灰pH值较高，大于土壤本底值。但随着时间的推移，实践证明pH值会衰减到接近土壤本底值，一般能满足有关环境保护的要求。如宝钢对回填土4~5年的回填区及附近土壤测定结果如表38所示。

宝钢粉煤灰回填区附近土壤4~5年后的pH值

表38

取样深度 (m)	距回填区距离					
	烧结清循环水池			高炉煤气柜		
	15m	25m	45m	15m	25m	45m
2	7.70	7.50	7.80	7.64	7.70	7.36
4	7.20	7.50	7.50	7.75	7.64	7.45
6	8.00	8.00	7.50	7.75	7.90	7.88
8	8.10	8.00	8.10	7.50	7.50	7.50
10	8.20	7.60	7.80	7.66	7.54	7.50
12	7.80	8.10	7.80	7.80	7.53	7.75

注:①由上海测试技术研究所测试;

②回填区pH值8.12~8.16.

宝钢地区地下水 pH 值的本底值为7.15~8.25; 其余有关部门对pH值的要求见表39。

部分行业pH值容许值

表39

pH值	生活饮用水 卫生标准	上海市工业废水 排放试行标准	一般树种生长要求
	6.5~8.5	6~9 (工业废水 总出口处)	5.5~7.5

与表38比较后可见, 粉煤灰经过自然稀释作用, 其本身pH值以及附近土壤本底值可满足有关行业的要求, 唯在初期对绿化有一定的影响。

另一个对植物生长有影响的是可溶硼的含量。宝钢粉煤灰由于颗粒细度细, 其含硼量较其它电厂大些, 曾测到4.38p.p.m.,

但粉煤灰经过压实与胶凝后硼的释放是缓慢、微量的，且在大自然长期缓冲作用下会衰减下来。经测试宝钢出灰口灰水含硼量仅0.99p.p.m，循环水池粉煤灰水样含硼量也只有0.96p.p.m，小于适宜植物生长的可溶硼含量容许值1~2p.p.m(英国中央电力局推荐值)，也小于《上海市工业废水排放补充标准(第二类)》中规定的3p.p.m(工业废水总出口处)的要求。

实践证明在粉煤灰填方上覆土30~50cm后，可种植一些耐碱耐硼的花草和树木作为过渡，待碱度和含硼量恢复正常值时就可正常进行绿化工作。

2. 微量有害元素

粉煤灰中微量有害元素，特别是其浸出液中，有害元素的溶出对土壤和地下水的影响是又一个环境影响问题。

上海部分电厂粉煤灰浸出液与土壤中有害元素含量的比较以及有关规定的容许值见表40。

粉煤灰与土壤浸出液微量元素成份(P.P.m)

表40

灰名和标准	微 量 元 系							备注
	Cu	Zn	Pb	Cd	Cr	Hg	As	
宝钢湿灰	0.012	0.51	1.16	<0.07	0.093	未检出	/	上海市环保所测试
宝钢干灰	0.025	2.43	1.53	0.25	0.09	未检出	/	
吴淞湿灰	<0.003	0.46	0.5	<0.01	<0.003	未检出	/	
宝钢循环水池粉煤灰, 3m以下水样	0.004	0.31	未检出	未检出	0.01	未检出	/	
潘桥农田粘土	0.007	0.42	3.8	<0.01	未检出	未检出	/	
上海市工业废水排放试行标准GBJ4—74	1.0	5.0	1.0	0.1	0.5	0.02	0.5	
生活饮用水卫生标准(试行)TJ20—76	1.0	1.0	0.1	0.01	0.05	0.001	0.04	
农田灌水标准TJ24—79	1.0	3.0	0.1	0.005	0.1	0.001	0.05	
地面水标准TJ36—79	0.1	1.0	0.1	0.01	0.05	0.001	0.04	

从上表可知, 宝钢湿灰中除了 P_b , 宝钢干灰中除了 P_b 和 C_d , 其余指标均满足工业废水排放标准及农田灌水标准。

从宝钢循环水池粉煤灰水样测试结果分析, 由于地下水的稀释, 粉煤灰自身的化学反应, 土壤的过滤和固定作用以及微量在高碱度液相中的沉淀作用, 地下水水质符合生活饮用水标准。

3. 放射性元素

由于原煤成矿过程中伴生某些微量放射性矿物, 因此粉煤灰具有较弱放射性, 其含量是否超过有关规定, 宝钢与上海市建筑科学研究所均作了测试, 结果见表41和表42。

宝钢回填工程放射性元素测试结果

表41

灰 样	放 射 性	
	α	β
杨浦粉煤灰	$2.1 \times 10^{-8} \text{Ci/kg}$	$2.65 \times 10^{-8} \text{Ci/kg}$
宝钢粉煤灰	$2.1 \times 10^{-8} \text{Ci/kg}$	$2.70 \times 10^{-8} \text{Ci/kg}$
国家标准GB4792—84 (按放射性废物处理的 比放射性强度)	$1.0 \times 10^{-7} \text{Ci/kg}$	

注:测试由上海计量技术研究所进行。

上海部分电厂粉煤灰测试计算值 (Bg/kg)

表42

灰样名称	$\frac{A_{Ra}}{200}$	$\frac{A_{Ra}}{350} + \frac{A_{Th}}{260} + \frac{A_k}{4000}$
冈 行	0.76	1.08
宝 钢	0.91	1.22
闸 北	0.82	1.24
杨 浦	0.81	1.15

表 42 是按卫生部《建筑材料放射卫生防护标准》(GB6566—86)中对建材成品放射性核素比放射性强度限制的公式计算结果。

建材成品中 ^{226}Ra (A_{Ra})、 ^{232}Th (A_{Th}) 和 (A_k) 的比放射性强度 (Bg/kg) 应满足下列限制式:

$$\frac{A_{Ra}}{200} \leq 1.0$$

$$\frac{A_{Ra}}{350} + \frac{A_{Th}}{260} + \frac{A_k}{4000} \leq 1.0$$

从表41可知，上海电厂粉煤灰的总放射性限制在国家标准容许值之间；从表42可知，上海电厂粉煤灰基本上不会对人体构成危害。

4. 对地下管线的腐蚀作用

这方面的研究分析资料不多。上海市建筑科学研究所曾借鉴电导率值分析粉煤灰的腐蚀程度，测试结果如表43。

部分电厂粉煤灰电导率值

表43

灰 名	电导率 (微西/厘米)
宝 钢 干 灰	1.15×10^3
闸 北 湿 灰	0.88×10^3
杨 浦 干 灰	1.00×10^3
杨 浦 湿 灰	0.55×10^3
闵 行 干 灰	1.15×10^3

我国尚未有这方面的标准，参考美国标准值局规定的电导率与腐蚀程度间的关系，在粉煤灰中的金属地下管线宜采取适当的防腐措施，如涂沥青等。另外根据实际资料，镀锌管也能防腐。粉煤灰的高碱性也有助于防酸性腐蚀。美国国家标准局的规定如表44。

美国国家标准局规定

表44

电导率 (微西/厘米)	点腐蚀极限尺寸 (毫米/年)	平均点蚀深度 (毫米/年)
$> 10^3$	0.08~0.40	0.18
$10^3 \sim 10^2$	0.02~0.14	0.08
$< 10^2$	0.015~0.12	0.03

参考资料

- [1]粉煤灰在冶金工业填筑工程中应用研究总报告
上海冶金设计研究院
上海市建筑科学研究所 1991.11
- [2]压实粉煤灰地基的食盐研究和应用总结报告
上海宝钢总厂
冶金部武汉勘察研究院等 1991.10
- [3]上海宝钢电厂粉煤灰回填技术论证会资料摘编
上海宝钢总厂
冶金部武汉勘察研究院等 1991.10
- [4]南通港煤炭中转码头后方堆场回填粉煤灰试验研究
第三航务工程勘察设计院 1984.10
- [5]粉煤灰回填土试验研究技术鉴定证书沪科鉴(87)832089
- [6]关港粉煤灰填筑工程构造设计及施工工艺
- [7]压实粉煤灰地基的试验研究和应用技术成果鉴定证书
(91)冶科成鉴字第 257 号
- [8]上海冷轧薄板工程粉煤灰结构回填技术简介 上海冶金
设计研究院
- [9]上海冷轧薄板工程粉煤灰结构回填施工总结
宝钢二十冶等 1991.11
- [10]上海冷轧薄板工程粉煤灰结构回填经济评估
上海冷轧板工程现场指挥部等 1991.11
- [11]冷轧薄板工程鉴定文件
- [12]上海港罗泾煤码头采用排水板动力固结钢渣挤实法加固
湿排粉煤灰软土地基试验报告

上海港罗泾煤码头陆域软土地基加固试验小组

[13]粉煤灰路堤设计与施工规定 (DBJ08—24—91)

[14]粉煤灰土工力学性能试验研究

上海市建筑科学研究所 1988.3

[15]粉煤灰路堤设计与施工规定条文说明

[16]湿排粉煤灰地基土工性能的试验研究

上海宝钢总厂

冶金部武汉勘察研究院等 1991.10

[17]调湿粉煤灰作承重地基回填材料的土工特性研究

上海宝钢总厂

冶金部武汉勘察研究院等 1991.10

[18]压实粉煤灰地基的液化可能性研究

上海宝钢总厂

冶金部武汉勘察研究院等 1991.10

[19]压实粉煤灰地基对环境影响的试验研究

上海宝钢总厂

冶金部武汉勘察研究院等 1991.10

[20]粉煤灰污染物的试验研究

上海市建筑科学研究所

上海冶金设计研究院 1991.11

第四章 预压法

我国沿海地区和内陆河流谷地分布着大量的软基，其特点为含水量大、压缩性高、透水性差、强度低，为确保工程的安全和正常使用，必须进行地基处理。预压法是处理这种软基的有效方法之一。预压法分为堆载预压和真空预压两类。堆载预压法是历史悠久，行之有效的处理方法，该法于1943年首次在美国用于处理沼泽地段的路基，取得满意的结果，其后在世界各地得到推广。我国于1953年首次将砂井堆载预压应用于加固船台地基，以后推广至水工建筑，工业与民用建筑、铁路路基、港湾工程和油罐的软基中，都获得较好的效果。在处理较厚软基时，该法必须辅以在软基中插入垂直排水通道，即所谓的砂井——堆载预压法，由于砂井用砂量大，在砂源不足或砂价昂贵的地区，常使造价增加，兼之打入设备笨重，施工条件较高。为此，在1979年研制成功袋装砂井，1981年开发成功塑料排水带。塑料排水带具有重量轻、运输方便、所需施工设备简单、工效高、劳动强度低、施工费用省、产品质量稳定和排水效果有保证、对土层的扰动小、适应地基变形的性能好等优点，故塑料带——堆载预压法发展很快，将堆载预压法推向新的高潮。根据土质情况分为单级加荷和多级加荷，根据堆载材料分为自重预压、加荷预压和加水预压。真空预压法最早是瑞典皇家地质学院杰尔曼教授（W·Kjellman）于1952年提出的，随后有关国家相继进行了探索和研究，但因密封问题未能很好解决，又未研究出合适的抽真空装置，故不易获得和保持所需的真空度，因此未能很好的用于实际工程，同时在加固机理方面也进展甚少。我国于50年代末60年代初对该法进行过研究，也因同样的原因未能解决实际工程问题，

所以就一直被搁置起来了。根据港口发展规划,沿海的大量软基必须在近期内得到加固,为此我们于1980年起开展了真空预压法的研究,从改进工艺、更新设备、弄清机理,提高加固效果和推广使用等方面进行了研究。1985年通过了国家鉴定,获得国家六五科技攻关奖,填补了国内空白,在真空度和大面积加固方面处于国际领先地位。其膜下真空度达610~730 mmHg柱,相当于80~95kPa的等效荷载,历时40~70天,固结度达80%,承载力提高到3倍,单块膜面积已达30000 m²,已在300多万 m²工程中使用,得到满意效果。为了满足某些使用荷载大,承载力要求高的建筑物的需要,1983年起开展了真空——堆载联合预压法的研究,开发了一套先进的工艺和优良的设备,并从理论和实践方面论证了真空和堆载的加固效果是可以叠加的,已在50多万 m²软基上应用,均取得满意结果。该法已多次在国际会议上介绍,外国同行给予很高的评价,认为中国在这方面创造了奇迹。预压法可以解决以下两个问题。

1. 沉降问题。使地基的沉降在加载预压期间大部分或基本完成,使建筑物在使用期间不致产生有害的沉降和沉降差。

2. 稳定问题。加速地基土的抗剪强度的增长,从而提高地基的承载力和稳定性。

对沉降要求较高的建筑物,如冷藏库、机场跑道等,常采用加荷预压法处理地基。待预压期间的沉降达到设计要求后,移去预压荷载再建造建筑物。对于主要应用排水固结来加速地基土抗剪强度的增长和缩短工期的工程,如路基、土坝等,则可采用自重预压法利用其本身的重量分级逐渐施加,使地基土强度的提高适应上部荷载的增加,最后达到设计荷载。

第一节 一般规定

第4.1.1条 堆载预压是通过增加土体的总应力,并使超静水压力消散来增加其有效应力,使土体压缩和强度增长。而真空预

压则是在总应力不变的条件下,使孔隙水压力减小、有效应力增加,土体强度增长。对于在持续荷载下体积会发生很大压缩和强度会增长的土,而又有足够时间进行预压时,这种方法特别适用。堆载预压法适用于淤泥质土、淤泥和冲填土等软土地基。真空预压法关键在于要能形成真空,要求预压区边界能保持很高的气密性,适用于能在加固区形成(包括采取措施后能形成)稳定负压边界条件的软土地基,如济南遥墙机场面层有3 m厚的粉砂;上海罗泾堆场面层有4 m厚的粉煤灰;中科院上海分院试验楼地基有防空洞和上、下水道,采取措施后,都获得所需的真空度,取得满意效果。兹将预压法的部分工程实例列于表4.1.1(a)和表4.1.1(b),从中可以看出,该法主要适用于堆场、港区陆域、机场、市政和建筑等工程。

加塑料排水带的堆载预压应用实例

表4.1.1 (a)

工程名称	土质情况	加固面积 10000 × m ²	塑料排水带			荷 载 (kPa)	效 果			
			布置方式	间距 (m)	长度 (m)		沉降 (cm)	固结度 (%)	承载力 (kPa)	十字板 强度 (kPa)
深圳皇岗 口岸一期 工程	表层填土0.5 ~1.3m, 其下为 0.5~13.4m的 淤泥质粉质粘 土	24	正三角形	1.0	7~13		130.9	97	109 (提高一倍)	
利港电厂 煤场	地表为软塑粉 质粘土1.4~ 1.7m, 下为 2.4~3.7m淤 泥质粉质粘土	7	正三角形	1.4 和 2.0	5	107	42	91	从50 提高至 110	
蛇口工业 区三尖堤 集装箱码 头堆场	淤泥厚12.6m	20	正方形	0.9 和 1.1	14.5 ~15	150	328.65 (东区) 241.71 (西区)	93.9 85.2		从7.1 提高至 25.3~ 30.3
天津新港 四港池后 方	地面下17m 属淤泥质粘 土和淤泥质 粉质粘土	0.125	正方形	1.3 和 1.6	10	68			增 加一 倍	

莘松高速 公路	表面人工填土 1.3~2.5m下 为粉质粘土 8.5~10m	0.6	正三角形	1.5 3.0 4.5	12	填土 3m	78			加荷09 天从22 提高至 38
珠江电厂 厂区	厚20m以上 的淤泥	30	正方形	1.5	20	120	236.3	94.9— 96.7		
滁江市石 油公司和 物资公大楼 办二栋	20~30m厚的高 压缩性土	二栋 10层 楼	正方形	1.3	16	房重压 楼自预	62	80		
镇江大港 木材中转 陆库	上层为淤泥质 粉质粘土和粉 土最厚处为10 m，其下为灰 黄色和灰色粉 质粘土	3.3	正方形	1.5 3.0 4.5 和 6.0 (过渡 区)	10					
天津新港 东突堤北 侧	表层软填3.2 m淤泥和淤泥 质土，其下为 18m厚海相淤 积淤泥和淤 泥质土	24	正方形	15	12.5 和 16.5	74.88	125.9	89	从22 提高至 70	

真空预压加固软基的应用实例

表4.1.1(b)

工程名称	土质情况	加固面积 $\times 10000$ (m^2)	塑料带或袋装砂井			等效荷载 (kPa)	效果			
			布置 方式	间距 (m)	长度 (m)		沉降 (m)	固结度 (%)	承载力 (kPa)	十字板强度 (kPa)
天津港四港池后方	表层0.5~1.0m回填土下为2~3m人工冲填土再下为12m淤泥和淤泥质土	5.6	正方形	1.3~1.8	10~15	80	64~70	80	176 (原为66)	28 (原为12)
天津港东突堤辅建区	表层2~3m新冲填土其下为20m淤泥或淤泥质粘土	20.6	正方形	1.3	12.5	80	86~109	65~80	85	22
天津新港东突堤	表层新吹淤泥4.5m,下为7.5m淤泥,淤泥质粘土再下7m饱和软粘土	48	正方形	1.3	20~23	97 (真空+堆载)	131.04	91		26.7 (原为4.56)
连云港碱厂	地表60cm素填土,下为10m滨海相沉积淤泥	16	梅花形	0.9~1.2	10	87	70	70	78 (原为31)	24 (原为10)
上海14区集装箱堆场试验区	表层3.25m灰黄色粉质粘土,下为4m厚灰色粉土,再下17m厚灰色淤泥质粘土	2.5	正方形	1.5	25	104 (真空+堆载)	60	65		静力触探 $q_c=2300$, (原为1200) $f_s=30$ (原为10)

福州煤码头 斗轮机基地	表层 3.7 m 厚淤泥， 下为淤泥和淤泥质粘 土，厚度不等	0.6	三角形	1.0	8~25	117 (其 空+集载)	98.7	83		25 (原为 6.6)
连云港 煤码头西侧 吹填区	表层为 0.5~0.7 m 铁 板砂，下为 4 m 厚淤泥	0.5	正方形	1.0	10	80	85.6	80		19.5 (原为 3.6)
南宁机场跑 道	表层为 2.7 m 厚的混角 砾粘土，下为 0.8~ 8.5 m 的淤泥质粘土	1.8	梅花形	1.0	打至软 土层面 下 0.5 ~1.0 m	80	77	95	回弹模量 42.5~ 62.3 MPa	
济南遥墙机 场跑道	表层为 3 m 粉砂层， 下为厚度大于 18 m 的 粘性土	15.6	正方形	1.3	12	80	35.4	95		66.7 (原为 28.1) 三轴 快剪 c 值
中科院上海 分院试验楼	表层为 1 m 杂填土， 下为厚度大于 18 m 的 淤泥质粘土和粉质粘 土	0.2	正方形	1.2 1.3	17 15	80	57.9 37.7 ₆	80	150 (原为 90)	

第4.1.2条 通过工程勘察查明土层的分布、透水层的位置、厚度及水源补给等，这对预压工程是至关重要的。对堆载预压工程，关系到是否需要设置竖向排水体；对真空预压工程，关系到是否需要采取措施和实施后的加固效果和处理费用。条文中所列的土工试验项目是采用该法处理地基进行设计计算时所必需的资料。

第4.1.3条 由于土层的复杂性、土质的不均匀性和取样、运输时对土体的扰动，以及现有土工试验的条件和设计计算方法的现状，故理论计算获得的加固效果和所需的时间往往不能很好反应实际工程的情况。为此，对重要工程应进行预压试验，以便修正设计，指导施工。对于房屋建筑、机场跑道等以沉降控制的建筑，一般都应进行建筑物荷载下地基的变形计算，包括最大变形、差异变形，并对照建筑物的容许变形值，确定预压期间所应消除的变形量，使剩余变形量控制在容许变形值之内。由于按容许变形值进行控制尚有困难，故条文提出受压土层的平均固结度应符合设计要求或达到80%以上。这样在建筑物使用期限内固结变形量将很小，为建筑物所能承受。对于砂井地基，达到此固结度所需的时间一般为2~6个月，在工程上也是允许的。

第二节 设计

预压法的设计，实际上在于合理安排排水系统和加压系统的关系，使地基在受压过程中排水固结，增加一部分强度以满足逐渐加荷条件下地基的稳定性，并加速地基的沉降以满足建筑物对沉降的要求。具体的设计与计算可参见图4.2.1。

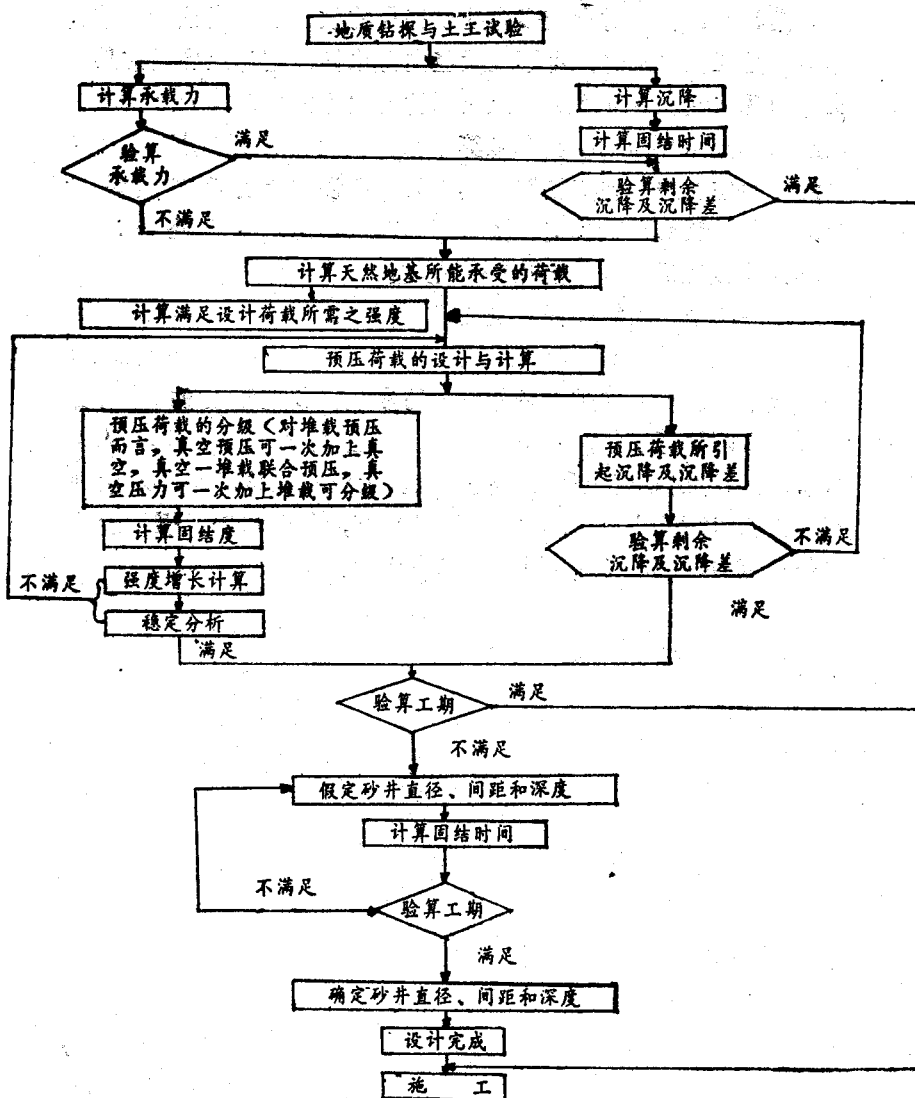


图4.2.1 预压法设计流程图

第4.2.1条 对含较多薄粉砂夹层的软土层，当预计固结速率能满足工程要求时，可不设置竖向排水体，这样土层通常具有良好的透水性。表 4.2.1 为上海高桥石化炼油厂20000 m³试验油罐经125d充水预压的实测和推算结果。该罐区的土层分布为：地表约4 m左右的“硬壳层”，其下为含粉砂薄层的淤泥质粘性土，呈“千层糕”状构造。预计固结较快，地基未做处理，经125d充水预压后，固结度达90%左右。

土层的平均固结度普遍表达式 U 如下：

$$U = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (4.2.1)$$

式中 α 、 β 为和排水条件有关的参数。 β 值和土的固结系数、排水距离等有关，它综合反应了土层的固结速率。从表 4.2.1 可以看出罐区土层的 β 值较大。上海石化总厂油罐天然地基 β 为 0.0173 (1/d)。对照砂井地基，如台州电厂煤场砂井地基 β 值为 0.0207 (1/d)，二者相近。

从实测 $s \sim t$ 曲线推算 β 、 s_{∞} 等结果及其他

表4.2.1

测 点	1 #	7 #	环基上12个 测点的 平均值	中心点	备 注
实测 S_{125} 天 (厘米)	62.6	79.8	69.83	105.40	
β (1/天) $\times 10^{-2}$	2.41	2.12	2.17	2.79	
S_{∞} (厘米)	67.10	86.80	76.26	111.12	
S_d (厘米)	10.39	21.12	13.27	34.81	
S_d/S_{∞}	0.155	0.243	0.174	0.313	
S_e/S_{∞}	0.845	0.757	0.826	0.687	
$S_{\infty} - S_d = S_e$	56.71	65.68	62.99	76.31	
理论计算的 S_e (厘米)			63.1	101	
推算的 $m = S_{\infty}/S_e$	1.183	1.334	1.211	1.456	
S_{125} 天 / S_{∞}	0.933	0.919	0.916	0.950	
卸荷后的回弹量 (厘米)	1.9	1.1	1.9	13	

注: s_{∞} —最终沉降

s_d —瞬时沉降

第4.2.2条 在堆载预压过程中, 地基因排水固结而强度逐渐增长, 同时随荷载的加大, 地基中的剪应力也增大。如剪应力的增大超过土体的强度增长, 则可导致该土体的剪切破坏。因此, 加载速率应与土的强度增长相适应。特别是在预压荷载较大时, 应进行各级荷载下地基的稳定性分析, 以保证工程安全。对于沉降有严格限制的建筑, 应采用超载预压法处理地基。经超载

预压后, 如受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加总应力时, 则今后在建筑物荷载下地基土将不会再发生主固结变形, 而且将减小次固结变形并推迟次固结变形的发生。

第4.2.3条 塑料排水带的当量换算直径 D_p 的计算式中的 α 值‘应通过试验求得。塑料排水带的排水能力和带受到的侧向土压力、带的挠度及排水体内的水头损失等有关。完全不考虑排水体内的水头损失时, α 可取1。但瑞典Kjellman认为带状排水带在径向的排水效果比圆形低, 需乘上一个形状系数 α 。有关文献提供的 α 值见表4.2.3。

α 值

表4.2.3

α 值	资料来源	备 注
0.6~0.9 一般0.75	松尾新一郎	《土质方法加固手册》
0.75	卡尔斯坦尼	福冈正己
0.75	福冈正己	《最新软弱地基处理方法》
1	Hansbo, Jamiolkowski and Kok	《Consolidation by vertical drains》
1	Mitchell and Katti	第十届国际土力学及基础工程会议水平报告
1	曾锡庭	《塑料板排水法在加固工程中的应用》
0.6~0.9	赵九斋	《几种软基加固方法的效果对比》
1	叶柏荣	《超软地基的加固技术》
1	Runesson Tagnfors and Wiberg	有限元计算
1.43	上海铁路局科研所	《SVD塑料排水板在软基处理中的应用》

根据近几年国内外的工程实践和试验研究结果,对标准型塑料排水带,其加固软基的效果与直径7cm的袋装砂井至少相同,1990年7月在黄山召开的塑料排水法加固软基技术研讨会建议 α 取1。Holtz等也认为换算系数采用Hansbo(1979、1981)的取值,即 $\alpha=1$ 推算当量换算直径 D_p 是合适的。

第4.2.5条 砂井间距的选择,应根据地基土的固结特性、预定时间内所要求达到的固结度以及施工影响等通过计算后分析确定。实践表明,为了加速土层的固结,缩小井距要比增大砂井直径效果好得多。对于不考虑井阻和涂抹作用的理想井情况,采用小直径密排列的砂井地基,固结效果较好,即工程上所称的“细而密”的布置原则。但实际上,对于同样深度的砂井,砂料渗透系数相同时,直径越小,其井阻影响越显著。间距越小,砂井施工对土结构的扰动越显著。根据我国的工程实践,普通砂井井径比取6~10,袋装砂井或塑料排水带井径比取15~25,均取得良好的处理效果,故建议按以上井径比选取砂井间距。

条4.2.6条 砂井的深度,根据压缩土层的厚度以及建筑物对地基的稳定性和变形要求确定,这是合理的。但砂井过深,则深层土层的固结效果较差。Hansbo于1981年得到的考虑井阻和涂抹作用的软土地基深度 Z 处径向平均固结度 U_r 表达式如下:

$$U_r = 1 - e^{-sT_h/\mu_s} \quad (4.2.6-1)$$

$$T_h = c_{ht}/d_e^2 \quad (4.2.6-2)$$

$$\mu_s = \ln(n/s) + (k_h/k_s)\ln(s) - 3/4 + \pi z(2l-z)k_h/q_w \quad (4.2.6-3)$$

$$n = d_s/d_w \quad (4.2.6-4)$$

$$s = d_s/d_w \quad (4.2.6-5)$$

$$q_w = k_w A_w = k_w \pi d_w^2/4 \quad (4.2.6-6)$$

式中 c_h ——径向固结系数；
 t ——时间；
 l ——砂井两端与排水层相连时，为砂井长度的一半；
 d_w ——砂井直径；
 d_e ——有效排水圆的直径；
 d_s ——扰动区直径；
 k_s ——涂抹区土的渗透系数
 k_w, k_h ——分别为砂井和土层的渗透系数。

由计算式可见，随着深度 Z 的增加，径向平均固结度减小，所以砂井的深度也不宜过深。国内外采用塑料排水带作为纵向排水体时，一般的深度为10~20 m。随着工程的要求，深度正日渐增加。如上海、天津的港口工程，加固深度达25 m；荷兰的阿姆斯特丹高速公路，深度为35 m；新加坡Changi 机场，深度为43 m；日本大阪南港为25 m，日本乌取市道路工程为30 m，都取得应有的效果。

第4.2.7条 现有的固结度理论计算公式都是假设荷载是一次瞬间施加的。对逐渐加荷条件下地基的固结度计算则需经过修正。修正方法有多种，本规范采用改进的高木俊介法，其理由是该公式理论上是精确解，而且无需先计算瞬时加荷条件下的固结度，再根据逐渐加荷条件进行修正，而是两者合并并计算出修正后的平均固结度。而且公式适合于多种排水条件，具有通用性。所不同的是 α 、 β 值根据不同的排水条件选用。此式也可应用于考虑井阻及涂抹作用的径向固结度计算，此时公式中的 $\alpha = 1$ ，

$$\beta = \frac{8 c_h}{(F_s + \pi G) d_e^2} \quad (\text{符号说明见第 4.2.8 条})。$$

对于一级堆载预压工程的固结度也可从图 4.2.7 中很快的求出。

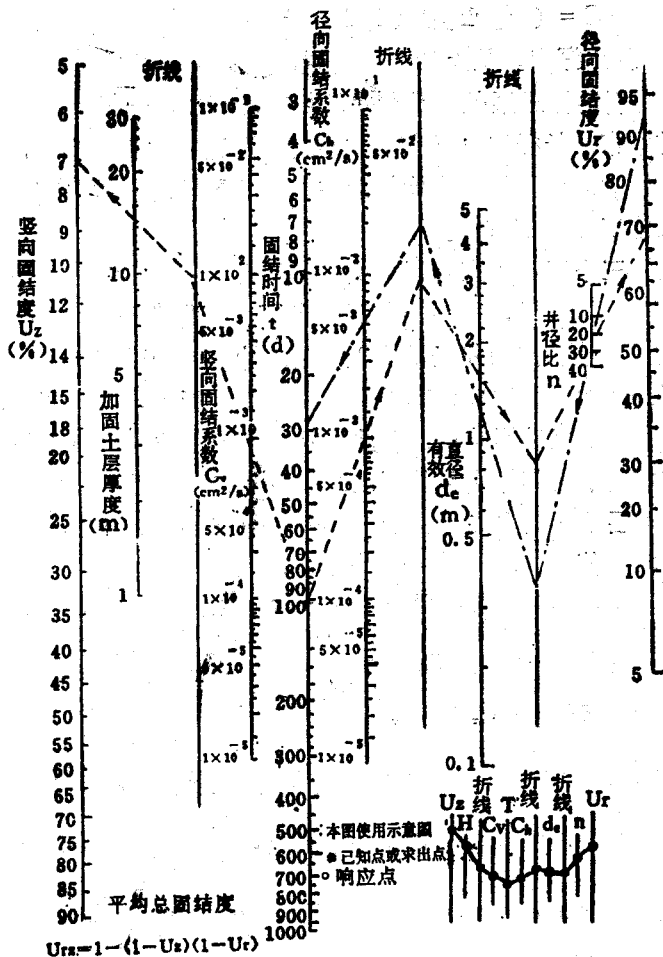


图 4.2.7

砂井固结度计算诺模图

第4.2.8条 考虑井阻和涂抹作用的理由如下:

$$U_r = 1 - \exp[-T_h / (Fa + \pi G)] \quad (4.2.8-1)$$

$$F_s = \ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s^{-3/4} \quad (4.2.8-2)$$

$$G = (k_h/k_w) (l/d_w)^2 \quad (4.2.8-3)$$

式中 l 为砂井深度。从上述公式可看出,反映井阻作用的井阻因子 G 和井料的渗透系数以及砂井的长径比有关。一般袋装砂井和塑料排水带的长径比均较大,如井料的渗透系数又较小时,应考虑井阻影响。土的扰动或涂抹影响和土的灵敏度、砂井直径、间距以及施工方法等有关。

根据三个工程的室内固结试验,得到固结系数算得的参数 β 值(理想井情况),和现场实测沉降~时间曲线推算得的土层参数 β' 值(反映涂抹和井阻影响),然后计算同一时间地基的径向平均固结度并进行比较,其结果如表4.2.8所示。由表可见,考虑井阻和涂抹扰动影响后,砂井地基的平均固结度比按理想井计算的有所减小,其折减系数可取0.80~0.95。对砂井长度和间距较大、土层中无透水夹层、砂料渗透系数较小等情况,取较小值,否则取较大值。

理想井和非理想井径向平均固结度

表4.2.8

工程名称	参数值		径向平均固结度		U'_r/U_r	备 注
	$\beta(l/d)$	$\beta'(l/d)$	U_r	U'_r		
宁波机场	0.0332	0.008	≈ 1.0	0.81	0.81	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.4\text{m}, n=21$ $l=20.0\text{m}, t=210\text{d}$
温州机场	0.043	0.0101	≈ 1.0	0.88	0.88	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.4\text{m}, n=21$ $l=20.0\text{m}, t=210\text{d}$
台州机场	0.0298	0.0207	0.995	0.993	0.97	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.2\text{m}, n=18$ $l=20.0\text{m}, t=180\text{d}$

第4.2.9条 如果利用地基土的天然抗剪强度不能满足抗滑稳定性要求时,可利用土体因固结而增长的强度。在预压荷载作

用下，地基土的强度一方面因固结而增长，另一方面，随着荷载的增加，地基中剪应力也在增大，在一定条件下，由于剪切蠕变还有可能导致强度的衰减。因此，地基中某一点在任一时间的抗剪强度 τ_{ft} 可用下式表示：

$$\tau_{ft} = \tau_{fo} + \Delta\tau_{fo} - \Delta\tau_{ft} \quad (4.2.9-1)$$

式中 τ_{fo} ——地基土的天然抗剪强度；

$\Delta\tau_{fo}$ ——由于固结而增长的强度增量；

$\Delta\tau_{ft}$ ——由于剪切蠕变而引起的强度衰减量。

由于剪切蠕变而引起的强度衰减量 $\Delta\tau_{ft}$ 目前尚难计算，为了考虑 $\Delta\tau_{ft}$ 的效应，比较理论计算与实测结果，本规范第4.2.9条把上式改写成

$$\tau_{ft} = \eta (\tau_{fo} + \Delta\tau_{fo}) \quad (4.2.9-2)$$

式中 η 为考虑剪切蠕变及其它因素对强度影响的折减系数。

强度折减系数 η 目前积累的资料尚少，根据浙江省杜湖水库不同坝高各阶段的十字板抗剪强度值反算求得的 η 值如表4.2.9所示：

η 平均值

表4.2.9

填土高 (m)	7.20	14.30	15.85	17.50
η	0.895	0.795	0.795	0.761
分析日期	1971.10	1972.12	1975.4	1980.4

η 值随荷载和时间的增加而减小。同时， η 值还与土的性质有关，建议取用 $\eta = 0.75 \sim 0.90$ 。剪应力越大，剪切蠕变的效应就越显著， η 值应取较低值，反之则取较高值。

各土层由于应力历史不同。其所处的状态也不同。若在上覆土自重压力下已完全固结，该时称正常固结土。若未完全固结，

该时有一部分土自重压力作用在孔隙水上，称欠固结土。若在历史上承受的压力大于现有自重压力，则称超固结土。在预压荷载作用下，对不同状态土层的抗剪强度的增长应按条文中的不同公式计算，以符合实际情况。

第4.2.10条 如果忽略土的次固结变形，则在建筑物荷载作用下，压缩土层的总变形由瞬时变形和固结变形两部分组成。瞬时变形是由土的侧向变形引起的体积不变的变形，固结变形则是由于孔隙水的排出而引起的变形。建筑物的荷载面积一般都是有限的，严格地说，固结变形应采用三向压缩分层总和法计算。但工程上一直沿用比较简单的单向压缩分层总和法计算，然后乘上经验系数 ψ ，得到最终竖向变形。经验系数 ψ ，考虑了瞬时变形和其它因素的影响。根据多项工程实测资料推算，正常固结粘土的 ψ 值列于表4.2.10。

经验系数 ψ

表4.2.10

序号	工程名称	固结沉降量 S_e (cm)	最终竖向变形量 S_f (cm)	经验系数 $\psi_s = s_f/s_e$	备 注
1	宁波试验路堤	150.2	209.2	1.38	砂井地基, s_f 由实测曲线推算
2	舟山冷库	104.8	132.0	1.32	砂井预压, 压力=110kPa
3	广东某铁路路堤	97.5	113.0	1.16	
4	上海金山油罐	100.5	138.9	1.38	罐容量10000m ³ , $p=164.3$ kPa, 罐边缘沉降为16个测点平均值, s_f 由实测曲线推算
5	上海高桥石化油罐	76.3 63.0	111.1 76.3	1.46 1.21	罐容量20000m ³ , $p=210$ kPa, 罐边缘沉降为72个测点平均值, s_f 由实测曲线推算
6	帕斯科克拉炼油厂油罐	18.3	24.4	1.33	$p=140$ kPa, s_f 为实测值
7	格兰岛油罐	48.3 47.0	53.4 53.4	1.10 1.13	s_e, s_f 均系实测值
8	芝加哥马逊尼克教堂	22.9	25.4	1.10	s_f 为实测值

(II) 真空预压

第4.2.13条 真空预压处理地基时, 必须设置砂井或塑料排水带等竖向排水体, 因为砂井或塑料排水带能将真空度从砂垫层中传至土体中, 并将土体中的水通过其抽至砂垫层然后排出, 若不设置, 起不到上述作用就达不到加固目的。曾在现场做过试验, 不设置砂井, 抽气2个多月沉降量仅几厘米, 土层几乎没有改善。

抽真空的时间与袋装砂井或塑料带的间距密切有关, 达相同固结度, 间距越小, 所需的时间越短。表4.2.13列出了在某实际工程中得出的关系。

袋装砂井间距与所需时间关系

表4.2.13

袋装砂井间距 (m)	固结度 (%)	所需时间 (天)
1.3	80 90	40~50 60~70
1.5	80 90	60~70 85~100
1.8	80 90	90~105 120~130

第4.2.14条 对承载力要求高和沉降控制严的建筑, 可采用真空——堆载联合预压法。真空是负压, 堆载是正压, 二者的效果是否能叠加, 这是人们关心的问题。通过三个实际工程测出的沉降量、承载力、变形模量、十字板强度的变化看出, 效果可以叠加。今将结果分述於下。

真空——堆载联合预压的沉降量

表4.2.14—1

序号	真空度 (mmHg)	堆 载 (kPa)	真空——堆载的 总沉降量(cm)	真空的沉降量 (cm)	堆载的沉降量 (cm)
1	610	53.9	131.2	77.7	53.5
2	610	40	65	45.5	19.5
3	540	49	98.0	51.7	47.1

加固前后的承载力和变形模量

表4.2.14—2

项 目	荷载板尺寸 条 件	0.5m ²			6.76m ²		
		加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
允许承载力 [R] (kPa)		74	/	250	60	168	200
变形模量 (kPa)		2890	/	10000	2340	6540	8070

注：[R]—沉降相应于荷载板0.02倍边长时对应的荷载

加固前后十字板强度的变化

表4.2.14—3

深 度 (m)	土 名	加固前 (kPa)	真空后 (kPa)	联合后 (kPa)	增率 (2)-(1) (1) %	增率 (3)-(1) (1) %
		(1)	(2)	(3)		
2.0~5.8	淤泥夹淤泥质粉质粘土	12	28	40	133	233
5.8~10.0	淤泥质粘土夹粉质粘土	15	27	36	80	140
10.0~15.0	淤 泥	23	28	33	22	43

为了进一步验证真空和堆载加固效果的叠加问题和该法与单一堆载下加固效果的等同问题，在联合预压过的加固区，进行了

底面积为 47×47 平米，顶面积为 30.9×30.9 平米，堆高为8.05米的大型堆载检验。实测资料见图4.2.16，从图可知，当荷载 ≤ 132.3 kPa时，K值相似，为直线变化，坡度很平，荷载 >132.3 kPa时，K值迅速增大，该时土中出现塑性变形区，故定该级为等效荷载。其值等于真空预压78.4 kPa和堆载53.9 kPa之和，证实二者的加固效果是可以叠加的。

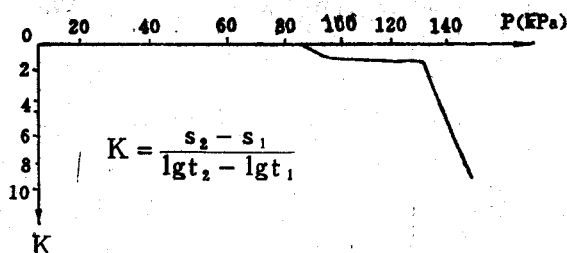


图4.2.16 沉降速率K~荷载p的关系曲线

第4.2.17条 由真空预压的固结模型可知，土体在正负压作用下只是初始条件和边界条件不同，应力转换过程完全相同，故仍可采用太沙基和比奥固结理论求解。图4.2.17 (a) 比较了实测与计算平均固结度的历时过程线，实测最终沉降量 S_{∞} 系用三点法从实测沉降线算出，从图看出二者比较符合。图4.2.17 (b) 比较了实测与计算的地基平均固结度，从图看出，井阻和涂抹是客观存在的。

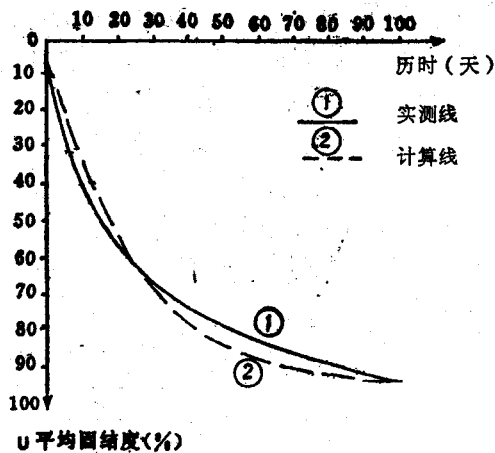


图4.2.17 (a) 实测与计算平均固结度

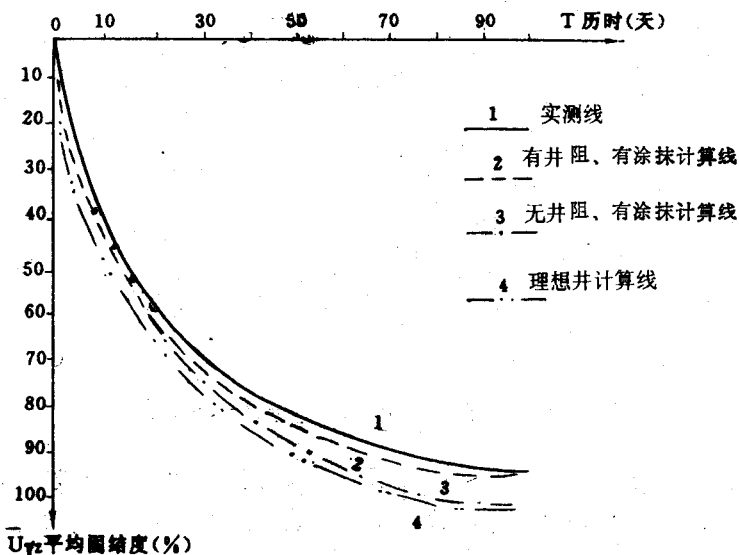


图4.2.17 (b) 平均固结度与时间过程线

第4.2.19条 抽真空时，孔隙水压力降低，水平方向增加了一个向负压源的压力即 $\Delta\sigma_3 = -u$ ，使土体向着预压区移动。即使加上堆载，当孔隙水压力仍小于初始值，土体仍然向着预压区移动。图4.2.19的实测结果充分反映了这一情况。故在计算真空预压下的地基变形量时应乘一个系数 ψ_0 。某真空预压工程，现场实测沉降量为54cm，但用该区土体加固前后的室内获得的指标进行反算，求得相应于土体当时密实状态的沉降量为86cm， $\psi_0 = 0.63$ 。

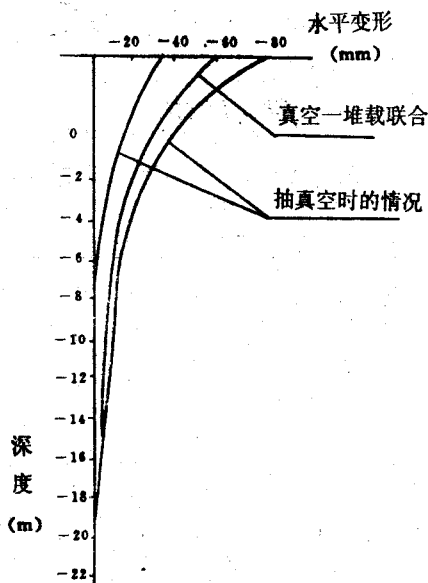


图4.2.19 侧向变形随深度的变化

第4.2.20条 真空度越高，等效荷载越大，加固效果就越好。为获得高真空度，曾在同一区域相同土质情况下，对不同加固面积取得的真空度进行了比较，其结果见表4.2.20。从表看出，加固面积越大，加固面积与周边长度之比也越大，气密性就越

好，真空度就越高，故每块真空预压的面积应尽可能大，根据现有的材料和工艺设备，每块面积已达30000m²。

真空度与加固面积的关系

表4.2.20

加固面积F(m ²)	264	900	1250	2500	3000	4000	10000	20000
周边长度S(m)	70	120	143	205	205	260	500	900
F/S	3.77	7.5	8.74	12.2	13.04	15.38	20	22.2
真空度 mmHg	515	530	600	610	630	650	680	730

第4.2.23条 真空预压的关键在于要有良好的气密性，使预压区与大气层隔离，当在加固区发现有透气层或透水层时，应采取措施。如济南遥墙机场跑道为3m厚的粉砂层，在塑料薄膜周边采用搅拌桩进行密封；中科院上海分院试验楼，加固区东侧有防空洞，与大气相通，该边也采用搅拌桩进行密封；连云港吹填区表层为0.5~0.7m厚的砂层，在塑料薄膜周边插入塑料隔离板进行密封；都取得了所需的真空度和加固效果。详情见表4.1.1(b)

第4.2.25条 真空预压时，加固周围土体都向着加固区移动，使地面开裂，其大小随着距离的增加和深度的增大而减小，影响范围约为5~10m，故真空预压区应与原有建筑物保持一定距离，若受场地限制，也可向裂缝中灌填砂子来弥补。

第三节 施 工

预压法的施工顺序如下，先在预压区地面铺设排水砂垫层，然后打入竖向排水体，包括砂井、塑料带或袋装砂井，最后施加荷载，具体要求如下：

一、排水砂垫层的施工

预压时地面必须铺设排水垫层，一般采用透水性好的砂料，

渗透系数不低于 10^{-3} cm/S ，并能起到反滤作用，含泥量不超过3%，无杂质和有机质。根据原地基的情况采取以下三种施工方法：

- 1.当地基表层有一定厚度的硬壳层，能上一般运输机械时，采用机械分堆摊铺法；
- 2.当硬壳层承载力不足时，采用顺序推进摊铺法；
- 3.当地基表面很软，为使人和设备能够上去，需在表面铺荆笆、塑料编织网、尼龙编织网或土工合成材料。再在其上铺排水砂垫层。

二、砂井的施工

为保证砂井连续、密实和均匀，常采用以下方法：

- 1.套管法。即将带有活瓣管尖或套有混凝土端靴的套管沉到预定深度，然后在管内灌砂，拔出套管，形成砂井。
- 2.水冲成孔法，通过专用喷头，在水压作用下冲孔，成孔后清孔再向孔内灌砂成形。
- 3.螺旋钻成孔法，以动力螺旋钻成孔，提钻后向孔内灌砂成形。

三、塑料带的施工

塑料带通过插带机插入土中，要求插带机械具有较低的接地压力，较高的稳定性，移动迅速，对位容易，插入快，对土的扰动小，使用方便，易于操作。插带机械可用挖掘机、起重机、打桩机改装，也可制作专用机械，按其类型一般可分为：①门架式，②步履式，③履带式，④插带船。为使塑料带能顺利打入，需在套管端部配上混凝土制成的管尖，或用薄金属板、塑料制成的管靴。

四、袋装砂井的施工

该法系将合适的砂料充填于直径为70 mm的聚丙烯编织袋内，可大大的减少用砂量，并保证了砂井的质量，所用施工设备与塑

料带的设备类同。

五、加载的施工

根据工程的类型和要求,可分四类:①利用建筑物自重加压,该法可用于堤坝、油罐、房屋等。②加水预压,该法可用于油罐、水池等。③加荷预压,一般用石料、砂、砖等散料作为荷载材料,大面积施工时通常用自卸汽车与推土机联合作业。④真空预压,用大气压力。

(I) 堆载预压法

第4.3.4条 对堆载预压工程,当荷载较大时,应严格控制堆载速率,防止地基发生整体剪切破坏或产生过大塑性变形。工程上一般通过沉降、边桩位移及孔隙水压力等观测资料按一定标准进行控制。控制值的大小与地基土的性能、工程的类别和加荷的方式有关。如根据60余例软基上建罐的沉降速率来看,大都在每天10~15 mm范围内;而大量房建堆场的沉降速率在每天10 mm左右,故条文中规定沉降控制在10~15 mm。根据软基上填筑工程临破坏前边桩最大位移速率资料(见表4.3.4)来看,是否打入竖向排水体对边桩位移的控制有关,故条文中规定边桩水平位移每天控制在4~7 mm。大量实测资料表明,土体屈服前孔隙水压力近似地和填土高度成比例增加,达屈服状态,孔隙水压力猛增,出现明显的转折点,因此可把观测资料整理成 $\Sigma \Delta u \sim \Sigma \Delta p$ 关系曲线或 $u \sim p$ 关系曲线,当曲线斜率出现陡增时,认为该点已发生剪切破坏。国内外工程实践经验认为,当 u 和 p 的比值 $u/p < 0.6$ 时,地基不会失稳,故条文中孔隙水压力系数控制在 $u/p < 0.6$ 。

边桩位移控制标准 (mm/d)

表4.3.4

地基处理方法	砂井预压	砂垫层预压	不处理连续堆土
边桩位移控制标准(mm/d)	4	7	10

应当指出,按观测资料进行地基稳定性控制是一项复杂的工作,控制指标取决于多种因素,如地基土的性质,地基处理方法,荷载大小以及加荷速率等。软土地基的失稳通常是从局部剪切破坏发展到整体剪切破坏,其间需要有数天时间。因此,应对沉降、边桩位移、孔隙水压力等观测资料进行综合分析,研究它们的发展趋势,这是十分重要的。

(II) 真空预压法

第4.3.5条 真空预压法的整个施工过程可参见图 4.3.5(a) 真空预压施工流程网络图。

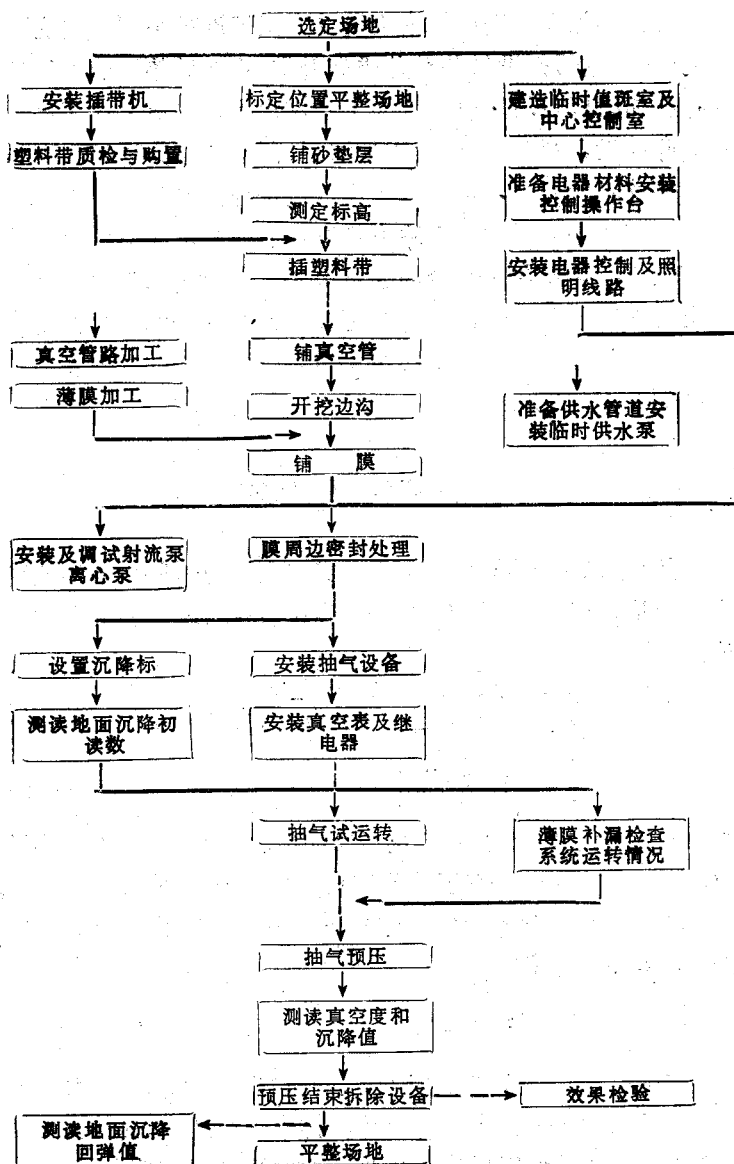


图4.3.5 (a) 真空预压施工流程网络图

首先在加固区表面用推土机或人工铺设砂垫层,层厚约0.5~0.6m。然后打设袋装砂井或塑料带,再在砂垫层内埋设滤管。同时在加固区四周用机械或人工开挖沟槽。完成上述工序后可进行薄膜铺设,薄膜面积应大于加固区,薄膜铺设完毕即可回填软粘土,使薄膜四周严密地埋入土中,以保证气密性。

上述工序完成后,将膜下管道伸出薄膜,与射流泵相连,装上真空表,接通与控制台的连接电源,即可进行抽气。根据使用情况可知,现在的射流泵每台可控制1000~1500m²的真空预压区,若面积较大,一个加固区需用多台泵,若面积较小,一台泵可控制几个加固区。

第四节 质量检验

第4.4.2条 条文规定利用实测变形与时间关系曲线推算最终变形量,在工程中往往用下列公式推算最终变形量 S_f 和参数 β 值:

$$S_f = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1) - (S_3 - S_2)} \quad (4.4.2-1)$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \quad (4.4.2-2)$$

式中 S_1 、 S_2 、 S_3 为加荷停止后时间 t_1 、 t_2 、 t_3 相应的变形量,并取 $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$ 。有了 β 值即可计算出任意时间的固结度。

利用加荷停歇时间的孔隙水压力 u 和时间 t 的关系曲线按下式可计算出参数 β :

$$\frac{u_1}{u_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (4.4.2-3)$$

式中 u_1 、 u_2 、为相应时间 t_1 、 t_2 的实测孔隙水压力值。 β 反映了孔隙水压力测点附近土体的排水固结速率,而按式(4.4.2-2)计算的 β 值则反映了压缩土层的平均固结速率。

【工程实例】

连云港某区真空预压加固

连云港某区因陆域不够，需在1.0m厚粉砂层的天然地基上吹填5.5m厚的淤泥，其上拟建

办公楼、宿舍和仓库等。因土质很差不能满足工程要求，因此必须进行加固，经多个方案比较。

最后选取真空预压加固法。

该区土层的物理指标如下：

土名	层厚 (m)	含水量 (%)	塑性指数 (%)	压缩系数 M_{Pa}^{-1}	孔隙比	重度 (kN/m^3)	渗透系数(mm/s)		固结系数 mm^2/s		承载力 (kPa)
							k_v	k_h	C_v	C_h	
吹填淤泥	5.5	70		1.19	2.07	15.0	3.9×10^{-6}	7.8×10^{-6}	0.9×10^{-2}	1.8×10^{-2}	
粉沙	1.0	27		0.07							
淤泥	3.0	67	25.9	1.46	2.02	15.3	4.0×10^{-6}	8.0×10^{-6}	0.92×10^{-2}	1.84×10^{-2}	40
粉质粘土		23	9.2	0.21	0.67	19.8					240

从上表可看出, 粉质粘土层的物理力学性质指标都较好, 可满足上部建筑物的要求, 故塑料排水带的长度取10 m, 正方形布置, 间距1.0 m。

计算参数如下:

$$k_h = 8.0 \times 10^{-6} \text{ mm/s}; \quad k_v = 4.0 \times 10^{-6} \text{ mm/s};$$

$$c_h = 1.84 \times 10^{-1} \text{ mm}^2/\text{s}; \quad c_v = 0.92 \times 10^{-1} \text{ mm}^2/\text{s};$$

$$r_w = 33 \text{ mm}; \quad r_e = 564 \text{ mm}; \quad d_e = 1128 \text{ mm};$$

$$H = 10000 \text{ mm}; \quad z = 8500 \text{ mm}; \quad n = 564/33 = 17.$$

根据电算结果获得真空预压100天, 假设为理想井状态, 固结度为99.23%。当考虑井阻及涂抹作用, 固结度为91.01%。根据现场实测沉降量获得的固结度为89.5%。故计算时要考虑井阻及涂抹作用。

为阐明这些公式的计算运用过程, 今选择地面下8500 mm深度处的土层用手算在100天真空预压加固下的径向固结度。即按条文公式(4.2.17—3)计算如下:

1. 假设为理想井

$$\text{则 } \beta_r = \lambda, \quad k_s = k_h, \quad S = 1,$$

$$F_s = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n} = 2.83 - 0.75 = 2.08$$

$$\beta_r = \lambda = \frac{8c_h}{d_e^2 \cdot F_s} = \frac{8 \times 1.84 \times 10^{-1}}{1128^2 \times 2.08} = 5.56 \times 10^{-7}$$

今计算预压100天, $z = 8500 \text{ mm}$ 处的 U_{rt} ,

$$U_{rt} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{Mz}{H} \times \exp(-\beta_r \cdot t)$$

$$M = \frac{2m+1}{2} \pi$$

当 $m = 0, 1, 2, 3, 4$ (已足够精确)。

则 $M = 1.57, 4.71, 7.85, 11, 14.14$ 。

$$\sin \frac{Mz}{H} = \sin 24.35, \sin 73.06, \sin 121.76, \sin 170.47, \sin 219.17$$

$$\exp(-\beta_r t) = \exp(-5.56 \times 10^{-7} \times 100 \times 86400) \\ = \exp(-4.8) = 8.2 \times 10^{-3}$$

$$U_{r,t} = 1 - \left(\frac{2}{1.57} \sin 24.35 \times 8.2 \times 10^{-3} + \frac{2}{4.71} \sin 73.06 \times 8.2 \times 10^{-3} \right) \\ + \frac{2}{7.85} \sin 121.76 \times 8.2 \times 10^{-3} + \frac{2}{11} \sin 170.47 \times 8.2 \times 10^{-3} \\ + \frac{2}{14.14} \sin 219.17 \times 8.2 \times 10^{-3} = 99.1\%$$

2. 考虑涂抹和井阻作用。

$$\text{设 } k_s = 6 \times 10^{-6} \text{ mm/s, } r_s = 66 \text{ mm, } k_w = 2.5 \times 10^{-1} \text{ mm/s,}$$

$$\text{则 } S = 66/33 = 2$$

$$Fa = \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \right) \frac{n^2}{n^2 - 1} + \frac{s^2}{n^2 - 1} \\ \left(1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \left(1 - \frac{S^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \frac{1}{n^2 - 1} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \\ = \left(\ln \frac{17}{2} + \frac{8 \times 10^{-6}}{6 \times 10^{-6}} \ln 2 - 0.75 \right) \frac{17^2}{17^2 - 1} + \frac{2^2}{17^2 - 1} \\ \left(1 - \frac{8 \times 10^{-6}}{6 \times 10^{-6}} \times \left(1 - \frac{2^2}{4 \times 17^2} \right) + \frac{8 \times 10^{-6}}{6 \times 10^{-6}} \frac{1}{17^2 - 1} \right) \\ \left(1 - \frac{1}{4 \times 17^2} \right) = 2.32$$

$$\lambda = \frac{8c_h}{d_e^2 F_a} = \frac{8.184 \times 10^{-1}}{1128^2 \times 2.32} = 4.99 \times 10^{-7}$$

$$\rho^2 = \frac{8k_h (n^2 - 1)}{k_w \cdot d_e^2 \cdot Fa} = \frac{8 \times 8 \times 10^{-6} (17^2 - 1)}{2.5 \times 10^{-1} \times 1128^2 \times 2.32} = 2.5 \times 10^{-3}$$

今计算预压100天, $z = 8500 \text{ mm}$ 处的 $U_{r,t}$:

$$U_{rt} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot z}{H} \exp(-\beta_r \cdot t);$$

$$M = \frac{2m+1}{2} \pi,$$

$$\beta_r = \frac{\lambda M}{\rho^2 \cdot H^2 + M^2}.$$

当 $m=0, 1, 2, 3, 4$ (已足够精确),

$$M = 1.57, 4.71, 7.85, 11.0, 14.14$$

$$\beta_r = 2.48 \times 10^{-7}, 4.48 \times 10^{-7}, 4.8 \times 10^{-7}, 4.89 \times 10^{-7}, 4.93 \times 10^{-7}$$

$$\exp(-\beta_r t) = 0.117, 0.021, 0.016, 0.015, 0.014$$

$$\sin \frac{M \cdot z}{H} = \sin 24.35, \sin 73.06, \sin 121.76, \sin$$

$$170.47, \sin 219.17$$

$$U_{rt} = 1 - \left(\frac{2}{1.57} \sin 24.35 \times 0.117 + \frac{2}{4.71} \sin 73.06 \right. \\ \times 0.021 + \frac{2}{7.85} \sin 121.76 \times 0.016 + \frac{2}{11.0} \sin 170.47 \\ \left. \times 0.015 + \frac{2}{14.14} \sin 219.17 \times 0.014 \right) = 92.9\%$$

其它深度处土层的径向固结度和不同深度区土层的竖向固结度, 以及整个土层的平均固结度的手算可按条文公式(4.2.17—1)~(4.2.17—4)计算, 此处不再赘述。

第五章 强夯法

第一节 一般规定

第5.1.1条 强夯法在国外称Dynamic Consolidation、Dynamic Compaction或 Heavy Tamping, 为法国Menard技术公司于1969年首创的一种地基加固方法。它通常以10~30t的重锤(最重可达200t)和10~20 m的落距(最高可达40 m), 对地基土施加很大的冲击能, 一般单击能量为1000~8000 kN·m。在地基土中所出现的冲击波和动应力, 可提高土的强度, 降低土的压缩性、改善砂土的振动液化条件和消除湿陷性黄土的湿粉性等作用。同时, 夯击能还能提高土层的均匀程度, 减少建(构)筑物可能出现的差异沉降。

强夯法开始使用时仅用于加固砂土和碎石土地基, 经三十多年来的应用, 它的适用土类已有很大的发展。以上海地区而论, 强夯法适用于砂土、含水量低于25%的杂填土地基; 对粘性土和粉性土也可采用。对淤泥质土地基, 经试验证明施工有效时方可采用。

当前, 应用强夯法处理的工程范围极为广泛, 有工业与民用建筑、油罐、贮仓、公路和铁路路基。机场跑道及码头等。总之, 强夯法在某种程度上比机械的、化学的和其它力学的加固方法应用更为广泛和有效。

上海地区自上港十一区试验成功后, 很快就在上港十区仓库基础、长桥水厂水库地基、上港九区集装箱码头堆场、十六铺客运总站生活楼地基等近十项工程中先后采用了强夯法加固。

第二节 设 计

第5.2.1条 在国外Menard称有效加固深度为“加固土层厚度 h ”，而国内外对有效加固深度的定义也未作任何解释，应理解为经强夯加固后，该土层强度的提高和压缩模量的增大，其加固效果属显著的土层范围。

实际上对有效加固深度的影响因素很多，除锤重和落距外，还与地基土的性质、不同土层的厚度和埋藏顺序、地下水位以及其它强夯的设计参数等都与有效加固深度有着密切的联系。

Menard对有效加固深度 h (单位为 m)的经验公式 $h = \sqrt{Q \cdot H}$ (式中 H 为落距, m ; Q 为锤重, t)，不论从理论上还是从实践上都存在不少问题，对不同土质和夯击工艺也未能体现出来。上海港湾设计研究院提出，应根据工程实践和设计要求来确定有效加固深度，凡能满足工程要求的就可认为是有效加固深度。有效加固深度和影响深度是不同的两个概念，前者是根据工程需要而定的，后者是给定夯击能量能够影响到的深度，这对工程无实用意义，而影响深度远大于有效加固深度，当前应对有效加固深度的标准尚需进一步研究。在公式(5.2.1)中， $h = \alpha \sqrt{Q \cdot H}$ ， α 为修正系数， $\alpha = 0.6 \sim 0.8$ ，它是经上海地区统计的对Mendard公式的修正经验数据。单击夯击能越大，则其修正系数越小。因而对同一类土，采用一个修正系数也并不能令人得到满意的结果。

第5.2.2条 夯击总能量为锤重 $\times$ 落距 $\times$ 击数，单位夯击能量为夯击总能量除以施工面积，亦即为单位面积上所施加的平均夯击能。它随所加固地基土的物理力学性质、设计要求加固后土的强度和变形的性质不同而异。加固粘性土比加固砂性土所需的单位夯击能一般为大，对砂性土取 $1000 \sim 5000 kN \cdot m / m^2$ ；对粘性土取 $1500 \sim 6000 kN \cdot m / m^2$ 。

第5.2.3条 强夯法加固设计技术参数尚有以下内容：

一. 夯点布置

1. 对大面积基础宜采用正方形插挡法布置, 这样可使孔隙水压力的消散有充足的时间, 不易形成弹簧土, 如上港十一区、长桥水厂、天津新港均采用这种布置法, 效果良好。

2. 对条形基础可采用点线插挡法布置, 采用这种方法施工的, 速度快、造价低。上港十区仓库基础就采用这种方法施工。

以上二种方法中最后一遍夯完后, 要用普 (或排) 夯法解决前面最后一遍两夯点间的松土, 其能量可为前几遍的 $1/3 \sim 1/4$ 。

3. 对柱基可采用点夯法夯击。采用这种方法施工的速度快、效果好、造价低。

4. 对砂性土和强夯挤淤可采用排夯法加固 (锤印彼此搭接 $200 \sim 300 \text{ mm}$) 连云港庙岭用强夯挤淤, 地基承载力提高到 150 kPa 。

5. 设计时如遇需要加固深度较大, 由于夯击能量可能受到限制或垫层厚度较大而能量在该层消耗较多, 可能达不到加固要求, 这时可采用二次夯击。即先在某一较低标高上夯完后, 再回填到设计标高进行第二次夯击, 如表5.2.3所示。

上港九区集装码头堆场一次夯与二次夯对比

表5.2.3

位 置	B 区 (一次夯)		A 区 (二次夯)	
	标 高 (m)		标 高 (m)	
沉 降 (mm)	640	250	1148	758
载荷试验地基土承载力 (kPa)	205~344		442~453	
有效加固深度 (m)	10~12		14~16	

二. 夯点间距

夯点间距的确定,一般应根据地基土的性质和要求处理深度而定。为了使深层土得以加固,第一遍夯击点的间距要大,这样才能使夯击能量传递到深处。第二遍夯点往往布置在第一遍夯点的中间。最后一遍是以较低的夯击能进行夯击,彼此重叠搭接,用以确保近地表土的均匀性和较高的密实度,也称“满夯或搭夯”。如果夯距太小,相邻夯击点的加固效应将在浅层处叠加而形成硬层,则将影响夯击能向深度传递;另外,夯距太小,在夯击时上部土体易向侧向已夯成的夯坑中挤出,从而造成坑壁坍塌,夯锤歪斜或倾斜;夯距过小,亦不利于孔隙水压力的消散。

三. 每个夯点击数

国内确定每夯点夯击数的方法有所不同:有的以前后两击所产生的沉降差小于某一数值为标准;有的以最后一击的沉降量达某一数值为限值;也有的孔隙水压力达到某一数值为依据。总之,夯击数应通过现场试夯确定,以夯坑的竖向压缩量最大,而夯坑周围隆起量最小为原则。另外,还要考虑施工方便,不能因坑过深而发生起锤困难。

国内外一般每夯点夯击5~20击,上海一般为5~10击。根据土层厚度、表层情况及使用要求的不同,凡软弱土层厚度大、表层上较硬或使用荷载较大时,可用大值。

四. 前后两遍夯击的间歇时间

前后两遍夯击的间歇时间的确定,取决于加固土层中孔隙水压力消散所需要的时间。对粘性土,由于孔隙水压力消散较慢,故当夯击能逐渐增长时,孔隙水压力亦相应的叠加,间歇时间一般为2~4周;对砂土,孔隙水压力的峰值出现在夯完后的瞬间,消散时间只有2~4min,为此,可不考虑间歇时间而连续夯击。

目前国内有的工程对粘性土地基的强夯现场埋设了竖向排水体,以便加速孔隙水压力的消散,用以缩短间歇时间。

五. 夯击遍数

国内目前习惯称呼“遍数”的含义，是将夯坑与夯坑间的夯击作为不同的遍数而论。确定夯击遍数的原则是根据压缩层的厚度、土质条件和工程的容许沉降而定。当土体压缩层越厚、渗透系数越小、同时含水量较高时，则需要夯击的遍数就越多。国内外目前一般采用2~5遍，上海通常采用3遍加普夯。

六. 夯击范围

如在整个地表面上对建筑物轮廓线均匀夯击，此时现场四周产生建筑物轮廓线外部没有夯击过和内部夯击过的边界。为了避免在夯击后的土体中出现不均匀的“边界现象”，从而引起建筑物的差异沉降，为了保证加固区的质量需要，就得有一定的超夯范围。用强夯处理液化土，其超夯范围应控制更严。

第5.2.4条 在淤泥质土地基中，可预先打入塑料排水带或袋装砂井后再进行夯击，可改善加固效果。

第三节 施 工

第5.3.1条

一. 起重机

西欧国家所用的起重设备多数为大吨位履带式起重机，稳定性好，行走方便；日本采用轮胎式起重机亦获得满意结果；国外也有不少工程采用三角架式或门式起重架进行起吊，这样起吊高度和重量增加很多，稳定性好且安全可靠，但也有移动慢，需配较多的辅助机械，由此带来造价高的缺点。

国外所用履带吊都是在100吨以上，由于100吨以上的吊机其卷扬机能力只有20吨左右，如果夯击工艺采用单缆锤击法，则100吨的吊机最大只能起吊20吨的吊锤。

有时为防止起重臂在较大的仰角下突然释重而有可能发生后

倾，一般可在吊臂的顶部加两根钢缆绳，用停在前面的推土机作为活动地锚，这样施工比较安全和有效。亦可在履带吊臂杆端部设置辅助门架，以防止落锤时机架倾覆失稳，并且提高了起重能力，效果显著。

二. 夯锤

国内外的夯锤材料，多数采用以钢板为外壳和内灌配制钢筋的混凝土锤。目前也有为运输方便和根据工程需要，浇筑成在混凝土的锤上能临时装配钢板的组合锤，这样可一锤多用，减少投资。为了日益增加的锤重，锤的材料已趋向于由钢材铸成。

夯锤的平面一般有圆形和方形等形状，圆形（圆柱形或圆台形锤）和带有气孔（上大下小）的锤较好，它可克服方形锤由于上、下两次夯击着地不完全重合，因而造成夯击能量损失和锤着地时倾斜的缺点，气孔可减小起吊夯锤时的吸力（上海金山石化厂的试验中测出，夯锤的吸力达三倍锤重）；又可减少夯锤着地前的瞬时气垫的上托力，从而减少能量损失。

应尽量加大落锤着地面积，用以提高加固深度，当加固土层厚度大于5m时，锤着地面积取大于 4.5 m^2 。国内外锤的着地面积一般为 $3\sim 6\text{ m}^2$ （或锤重/底面积 $=30\text{ kPa}$ ），它与加固地基土的土质和加固土层的厚度等因素有关。应尽量加大落锤着地面积，用以提高加固深度，对粘性土或加固深度大于5m时用大值；对砂性土、含水量小于25%的土、或加固深度大于5m时用小值。

三. 脱钩

我国绝大多数的夯强工程只具备小吨位起重机的施工条件，所以只能使用滑轮组起吊夯锤，利用自动脱钩装置，使锤形成自由落体。脱钩器的钢丝绳其一端拴在桩架的盘上，以钢丝绳的长短控制夯锤的落距，夯锤挂在脱钩器的钩上，当吊钩提升到要求落距的高度时，张紧的钢丝绳将脱钩器的伸臂拉转一个角度，致使夯锤突然下落。另外，自动脱钩装置尚要求有足够强度和施工

灵活。

第5.3.2条 强夯前要求对拟加固的现场，必需具有一层稍硬的表层，使能支承起重设备，因此有时必须铺设垫层。垫层尚能对所施加的击夯能得到扩散，向深度方向传递，同时也可加大地下水位与地表面的距离，以免夯击成“弹簧土”

铺设的垫层不能含有粘土，垫层的厚度约为0.5~2.0 m，垫层材料一般为中砂、粗砂、砂砾、山皮土、煤渣、建筑垃圾或性能稳定的工业废料。

第5.3.3条 强夯施工时的振动对周围建筑物的影响程度与土质条件、夯击能量和建筑物的特性等因素有关。为此，在强夯时有时应沿不同距离测试地表面的水平振动加速度，绘成加速度与距离的关系曲线。当地表的 最大振动加速度 相当于 $0.98 \text{ m}^2/\text{s}^2$ 处（即认为是相当于七度地震烈度）作为设计时振动影响安全距离。目前国内外强夯引起的振动影响都参照地震资料进行分析，但强夯的振动和地震的振动有不同之处，强夯振动的周期比地震短得多，产生振动作用的时间短，一秒钟完成全过程，而地震6度以上的平均振动时间为30秒；另外，强夯产生振动作用的范围也远小于地震的作用范围。所以，强夯的振动影响比地震的振动影响小得多，但国内外目前还沿用相当于地震烈度的设计标准规定作为安全的影响距离的规定。

根据国内目前的强夯所采用的能量级，强夯振动的主要影响范围一般为10~15 m。在此范围内的建（构）筑物应采取防振或隔振措施。通常在夯区周围设置隔振沟（指一般在建筑物邻近开挖深度约3 m的隔振沟），在上海金山石化工地测得的有隔振沟和无隔振沟的地面振动加速度的影响，如表5.3.3所示。

上海金山石化工地地面振动加速度测试

表5.3.3

离夯坑中心距离 (m) 隔振沟	5	15	18.5	31
有	0.65g	0.105g	0.05g	0.04g
无	0.7g	0.23g	0.11g	0.105g

第5.3.4条 如遇地表层为粘性土或粉性土且地下水位较高的情况，宜采用人工降低地下水位，或在地表层铺设一定厚度的松散性材料。加固区周围亦应设置排水沟，若加固区边长大于30m时，中间应设置网格形排水沟。另外，如果发现有地下水上升到夯坑中，则应设法将地下水降低或排除后再进行夯击，以免造成夯击能量的损失。

第四节 质量检验

第5.4.1条 经强夯处理的地基，其强度是随着时间的增长而逐步恢复和提高的，国外称它为“时间效应”。因此，在强夯施工结束后应隔一定时间方能对地基质量进行检验。其间隔时间可根据土的性质而定，对砂土地基可取1~2周，对粉性土和粘性土地基可取3~4周。间隔时间越长，则强度增长越高。

第5.4.3条 对强夯加固地基的质量检验，目前国内外基本上都用勘察原位测试方法进行。通常根据工程地质和结构设计要求，可选择下列几种方法：静力触探、标准贯入、旁压仪和载荷试验等方法。对一般工程应进行两种或两种以上的方法进行检验；对重要工程应增加检验项目，也可做现场大压板试验。

第六章 碎(砂)石桩法

第一节 一般规定

第6.1.1条 碎石桩 (Stone Column) 和砂桩 (Sand Pile) 总称为碎(砂)石桩,是指采用振动、冲击或水冲等方式在软弱地基中成孔后,再将碎石或砂挤压入已成的孔中,形成大直径的碎(砂)石所构成的密实桩体。

据Hughes和Withers (1974)的资料介绍,碎石桩最早始于1835年,在法国Bayonne地区建造兵工厂车间时曾使用过,但后来被人们所遗忘。直至1936年,由德国 S. Steuer man 提出用振动水冲法 (Vibroflotation) (简称振冲法) 挤密砂土地基。五十年代末,振冲法开始用于加固粘性土地基,并称为碎石桩。随着时间的推移,各种不同的碎石桩施工工艺相应产生,如沉管法、强夯置换法等。Juran等 (1988) 认为碎石桩代表施工过程的最后结果。我国应用振冲法于1977年,目前除了个别省外,已在国内全面推广使用。江苏省江阴市江阴振冲器厂已正式投产振冲器ZCQ30型和55型供应市场,当前我国振冲设备方面也在不断改进,75kW大功率振冲器业已问世,为了克服振冲法加固地基时要排出大量泥浆的弊病,国内就有采用沉管法和干振法等施工方法。目前上海主要采用振冲法 (振冲器为30kW) 和沉管法,故本条主要制订了这两种方法的有关规定。

砂桩始于本世纪五十年代末。1959年上海曾进行过锤击沉管挤密砂桩的软土地基加固试验,实际工程中并在部分厂房柱基下试用过砂桩地基但未获得理想效果。1978年5月至1980年5月上海宝钢先后进行两次大规模砂桩处理软土地基试验,获得了大量试验数据,充实了设计理论。自六十年代起,日本发展了一种振动挤密砂桩施工工法 (亦称S.C.P工法)。宝钢利用从日本引

进的施工机械，在矿石堆料场等项目工程中应用此工法施工了数十万根砂桩。由于采用了先进的施工机械和施工工艺方法，提高了施工效率和质量，处理深度也相应增大。早期砂桩都用于松散砂土和人工填土地基处理，如今在软土中也已应用，国内外都有使用成功的经验。

第6.1.2条 中华人民共和国行业标准《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—91)中规定：“振冲法适用于处理不排水抗剪强度不小于20kPa的粘性土、粉土、饱和黄土和人工填土等地基”。然而，Barksdale等(1983)、Welsh(1987)和Juran(1988)等都撰文指出，振冲法可适用 $c_u = 15 \sim 50 \text{ kPa}$ 的地基土以及高地下水位情况。Juran等(1988)指出，在他们统计的24项工程中有75%的工程所加固的地基是软土和粉土，而 $c_u < 20 \text{ kPa}$ 的情况占54%。到目前为止，国内也有几项成功的工程，其地基土 $c_u < 20 \text{ kPa}$ ，如表6.1.2所示。

碎石桩加固饱和软土地基 ($c_u < 20 \text{ kPa}$) 的工程实例 表6.1.2

工程名称	浙江镇海	石化总厂	天津塘沽	长芦盐场	云南白药厂	浙江岱山电厂	广东莲花港	实业有限公司	云南省牧工商	昆明豆腐公司	西區三村	昆明上地中心
$c_u (\text{kPa})$	18.6		16.1		17.0	15.0	<13.3#		6.7#		13.3#	13.3#
$f (\text{kPa})$	65		40			45	<40		20		40	40
资料来源	郑培成(1979)		方永凯等(1983)		郑培成等(1986)	韩杰等(1990)	王盛源等(1989)		康景俊等(1989)		康景俊等(1989)	康景俊等(1989)

注：f—天然地基容许承载力，

#—表示按 $c_u = f/3$ 估算而得。

然而,对 $c_u < 20 \text{ kPa}$ 的饱和软土地基的成功经验是:施工时要有一支素质很好的施工队伍;设计时应采用大置换率(0.3~0.4);为此,在当地碎石桩材料费用便宜,其它地基处理方法不适宜等的条件下可考虑采用;且其加固效果尚应通过现场试验确定。

碎(砂)石桩处理可液化地基的有效性已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实。

1964年日本新潟发生7.7级地震,大面积砂基发生液化,震害严重。而现场调查结果表1,采用振冲法处理地基的2万立方米油罐和厂房基本上都没有破坏,基础仅均匀下沉20~30 mm。同一地点的相邻几个厂房,虽已打了深7 m,直径0.3 m的钢筋混凝土摩擦桩,并打到 $N=20$ 的持力土层,但都发生了明显的沉降和倾斜;另外,地基未处理的建筑物遭受到更为严重的破坏。

国内的李源伟、尤立新(1989)报道的1988年云南澜沧、耿马地震中证实碎石桩加固软土地基抗震陷的效果,进一步开拓和展现了碎石桩的应用前景。王余庆(1991)认为碎石桩处理可液化地基的效果在于:(1)提高地基的桩间土的密实度;(2)改善了地基的排水条件;(3)地基土受到一定时间的预震;(4)由于桩对桩间土的约束作用,使得地基的刚度增大,这也就是碎(砂)石桩复合地基抗液化能力高于天然地基的原因。

上海高桥的华东石油销售分公司建造两个1万 m^3 油罐,根据勘察报告表明,场地天然地基承载力仅100 kPa,不能满足设计要求,且粘质粉土层在7度地震条件下有液化可能,最后决定采用碎石桩加固。经加固后的复合地基容许承载力达200 kPa,满足了地基承载力的设计要求;同样,原来可能出现液化的粘质粉土层,经加固后的标准贯入击数均大于临界贯入击数,确保在7度地震条件下将不发生液化;充水预压35天后,经分析罐中心的固结度可达87%;设计时并分区采用不同的桩长,从而有效地减少

了油罐的差异沉降。

碎(砂)石桩处理饱和淤泥质土地基,荷载初期将产生较大的沉降变形。碎(砂)石桩主要起置换作用,并与地基土组合成复合地基,增大地基抗剪强度,提高地基抗滑动破坏能力。但对采取预压等措施处理后,其适用范围可适当放宽,此种情况下,通常应经载荷试验确定其有效性。

第二节 设计

第6.2.1条 国内外估算碎(砂)石桩的单桩极限承载力的方法很多,如被动土压力法、整体剪切破坏法、球穴扩张法等,Ranjar (1988)提出了比较统一的表达式:

$$f_{pu} = K_p \cdot K' \cdot c_u$$

式中 K_p ——被动土压力系数;

K' ——经验系数;

c_u ——地基土不排水抗剪强度。

根据Hughes的方法, K' 可取4,则上式可改写为、

$$f_{pu} = 4 \cdot c_u \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi_p/2) \quad (6.2.1)$$

式中 ϕ_p ——碎(砂)石料内摩擦角。

韩杰(1992)曾对18项国内碎石桩加固地基工程进行了统计,其结果如图6.2.1所示。对振冲法, $f_{pu} = (14 \sim 24) c_u$ 相当于 $\phi_p = 35^\circ \sim 45^\circ$ 。由于沉管法的试验数据较小,故建议取大值。

对砂桩,砂料内摩擦角可参考以下经验公式:

$$a. \text{对级配良好棱角砂 } \phi_p = \sqrt{12N + 25}$$

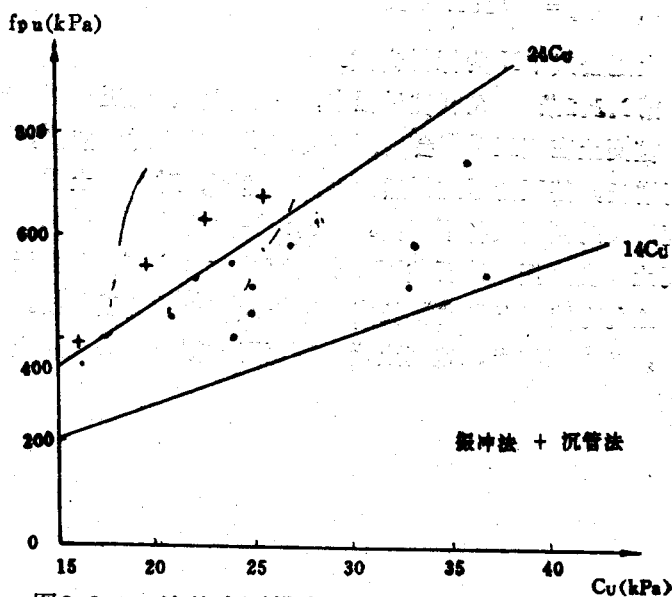


图6.2.1 地基土不排水抗剪强度 c_u 与碎石桩单桩极限承载力 f_{pu} 的统计关系

对级配良好圆粒砂和均匀棱角砂 $\phi_p = \sqrt{12N} + 20$

对均匀圆粒砂 $\phi_p = \sqrt{12N} + 13$

$$b. \quad \phi_p = \frac{5}{6}N + 26\frac{2}{3} \quad (4 \leq N \leq 10)$$

$$\phi_p = \frac{1}{4}N + 32.5 \quad (10 \leq N \leq 50)$$

$$c. \quad \phi_p = 0.3N + 27$$

$$d. \quad \phi_p = \sqrt{20N} + 5$$

$$e. \phi_p = \sqrt{15N + 15}$$

上述公式中N 为标贯击数。

第6.2.2条 在制桩过程中，由于振动、挤压和冲击等原因，桩间土在施工早期会出现强度下降，随着时间推移，强度会逐渐增长，甚至会超过天然土强度。然而，对不同土质，地基土强度增长的幅度又各不相同。图6.2.2—1为陈环（1990）给出的桩间土强度因振冲碎石桩而增加的百分数 $\Delta f_s/f_0$ (f_0 为天然土强度， Δf_s 为桩间土强度增长值) 随土性变化的关系曲线。由图中可见，对饱和软土，地基土增长幅度可近似取原来天然土时的强度值。

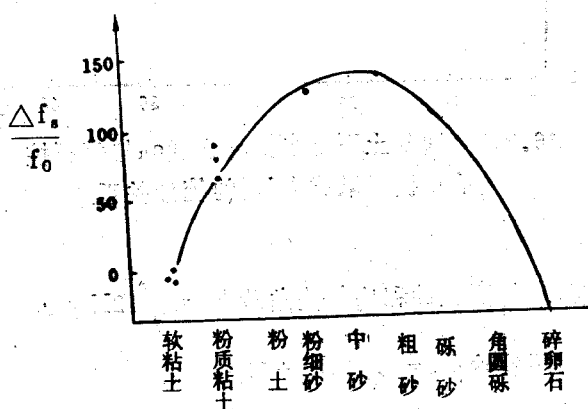


图6.2.2—1 振冲碎石桩对各类土的加固效果

桩土应力比是一个重要的计算参数，反映着桩土应力的集中程度，它与桩、土的相对刚度、桩长、面积置换率、应力水平、垫层性质和时间等因素有关。近年来，国内对桩土应力比的确定

及影响因素开展了大量研究。钱征(1990)统计分析了已发表的关于碎石桩复合地基载荷试验测得的桩土应力比值,发现了大部分资料的桩土应力比随平均应力的增大而增大,如表6.2.2—1。李杰和方永凯(1989)则根据有关试验资料建立了桩土应力比 n 与天然地基承载力的对应关系,如表6.2.2—2所示。韩杰(1989)曾通过三项碎石桩复合地基载荷试验中桩、土应力量测发现,桩土应力比 n 与载荷 p 间存在着一个临界荷载(近似等于复合地基比例界限荷载 p_0),即当 $p < p_0$ 时, n 随 p 的增大而增大,然后当 $p > p_0$ 时, n 随 p 的增大而减小。韩杰、叶书麟等(1991)还从建筑物基础下获得了桩土应力比的长期观测资料,如图6.2.2—2所示。图中“0”为建筑物基础下实测的 n 值,“x”为载荷试验时实测的 n 值,而“▲”为在建筑物施工过程中采用载荷试验时的土压力盒量得的 n 值。由此可见,建筑物基础下的 n 值略大于载荷试验时的 n 值,这说明采用载荷试验时量得的 n 值来进行设计计算是可行的,理论计算表明,置换率较小时,桩土应力比较大,但其变化幅度不大。

碎石桩复合地基桩土应力比 n 与荷载 p 间关系表 6.2.2—1

p (kPa)	n 值范围	n 平均值	n 建议值
100~120	2.00~3.40	2.70	2.70
120~140	2.00~3.25	2.88	2.80
140~160	2.00~4.10	3.05	3.10
160~180	1.90~4.40	3.15	3.20
180~200	1.85~4.25	3.39	3.40

桩土应力比 n 与天然地基承载力 f_0 对应关系 表6.2.2—2

f_0 (kPa)	<50	50~70	70~100	>100
n	3.5~3.2	3.2~3.0	3.0~2.0	2.0~1.5

图6.2.2—3为建筑物基础下实测的桩土应力比 n 与时间 t 的关系曲线（韩杰、叶书麟等，1991），从中可看出，在整个施工过程中桩土应力比 n 基本上变化于3.0~4.0间（施工初期除外），与日本福田钢铁厂用掺砾石砂桩的复合地基相似，如图6.2.2—4所示。

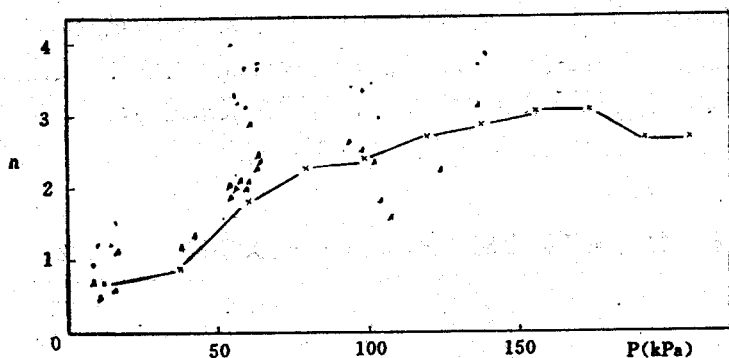


图6.2.2—2 建筑物基础和荷载板下桩土应力比 n 与荷载 p 之间关系曲线

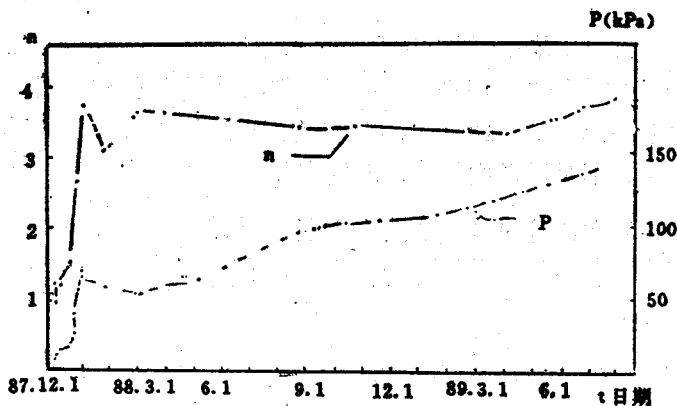


图6.2.2—3 建筑物基础下实测桩土应力比 n 与时间 t 关系曲线

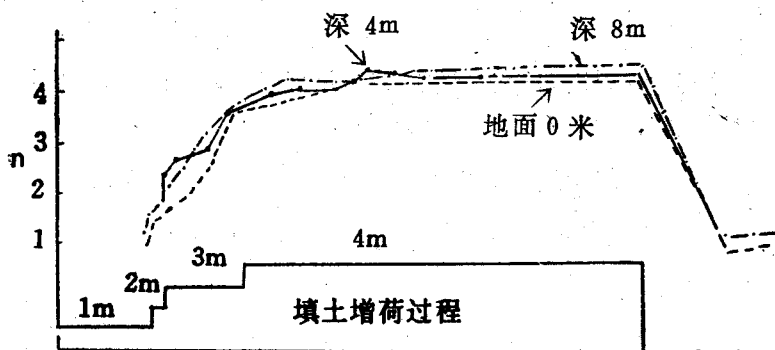


图6.2.2—4 填土增荷过程中桩土应力比 n 变化情况

第6.2.3条 目前复合地基变形量计算是套用天然地基分层总和法，即

$$S = \psi_s \cdot p_0 \cdot \sum_{i=1}^n \frac{b \delta_i - b \delta_{i-1}}{(E_{s,1-2})_i}$$

其中复合地基的压缩模量按下式计算：

$$E_{sp} = [1 + m(n-1)]E_s \quad (6.2.3)$$

从建筑物实测沉降——时间曲线反算得 ψ 值的情况(韩杰、叶书麟等, 1989, 1991), ψ 平均值近似等于1.0, 由于统计数据较少, 不足以形成条文, 而仅作参考。

沉降计算经验系数 ψ 的计算结果 表6.2.3—1

工程名称	浙江舟山市岱山电厂厂房				上海市华东石油销售分公司油罐	
	I	II	III	IV	罐中心	罐周平均值
p(kPa)	35	75	50	54	160	160
ψ	0.43	0.78	1.19	1.16	1.01	1.00

碎石桩加固饱和软土可减小建筑物沉降量, 其效果已为不少工程所证实, 如表(6.2.3—2)所示。

实测建筑物沉降折减系数 β 表6.2.3—2

工程名称	浙江舟山市岱山电厂厂房				上海华东石油销售分公司油罐		浙江厂镇海石化	南京上元门水厂		天碱厂长芦窗	平均值
	I	II	III	IV	罐中心	罐周		甲型滤池	乙型滤池		
$\beta(\%)$	39.9	36.9	32.0	30.3	56.7	73.2	38.8	50.4	63.5	53.2	47.5

注 $\beta = s/s_0$, s_0 和 s 分别为天然地基和碎石桩加固地基的建筑物沉降量。

第6.2.4条 当碎(砂)石桩用于改善地基整体稳定性时, 可利用复合地基的抗剪特性, 再采用圆弧滑动法来进行计算。

如图6.2.4所示, 假定在复合地基中某深度处剪切面与水平面的交角为 θ , 考虑碎(砂)石桩和粘性土两者都发挥抗剪强

度，则可得出复合地基抗剪强度 τ_{sp} 。

$$\tau_{sp} = (1 - m) \cdot c + m (\mu_p \cdot p + \gamma_p \cdot z) \operatorname{tg} \varphi_p \cdot \cos^2 \theta \quad (6.2.4-1)$$

式中 m —— 置换率；

c —— 桩间土粘聚力；

$$\mu_p \text{ —— 应力集中系数, } \mu_p = \frac{n}{1 + m(n-1)};$$

n —— 桩土应力比；

γ_p —— 碎（砂）石料的重度；

z —— 自地表面起算的深度；

φ_p —— 碎（砂）石料的内摩擦角；

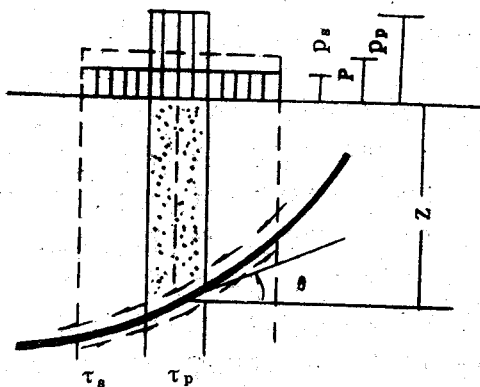


图6.2.4 复合地基的抗剪特性

如不考虑荷载产生固结而对粘聚力提高时，则可用天然地基粘聚力 c_0 。如考虑作用于粘性土上荷载产生的固结，则粘聚力提高可按式(6.2.4-2)计算：

$$c = c_0 + \mu_s \cdot p \cdot U \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cu} \quad (6.2.4-2)$$

式中 μ_s ——应力降低系数, $\mu_s = \frac{1}{1 + m(n-1)}$;

p ——作用荷载;

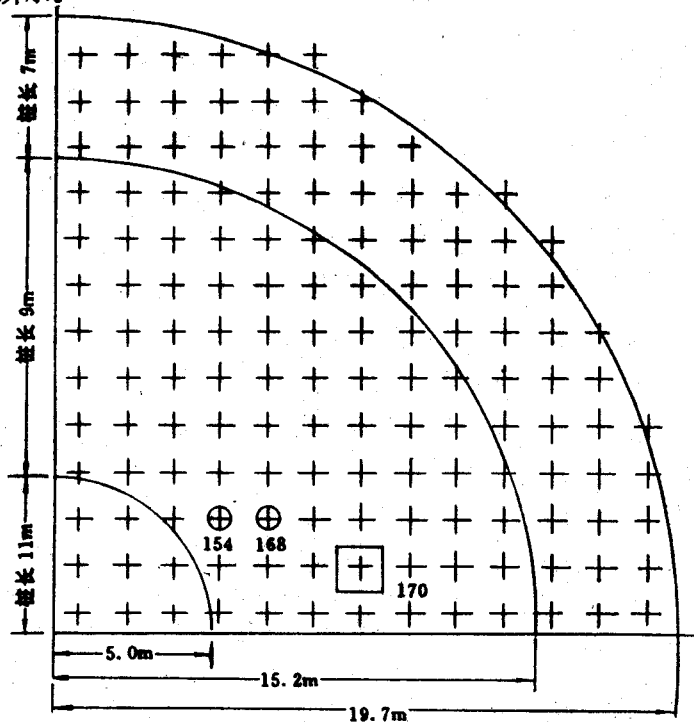
U ——固结度;

φ_{cu} ——桩间土固结不排水抗剪强度。

第6.2.5条 对层厚很大的软土,要使碎石桩贯穿整个软土层达到具有支承能力的硬土层是有困难的。在这种情况下,可用满堂短碎(砂)石桩组成复合地基,复合地基相当于一个垫层。根据英国经验,垫层厚度一般为3~6m。国内采用7~8m的桩长处理深厚软土,已成功地加固了许多工程,如表6.2.5所示。另外,南京自来水公司上元门水厂第二期扩建工程快滤池地基为流塑至软塑的淤泥质粉质粘土,厚度在20m以上,十字板剪切强度平均值为33kPa,用6m长的碎石桩满堂加固,桩位等边三角形布置,间距1.5m。1980年6月竣工投产,至1983年4月实测沉降量为237~340mm,平均302mm,相对倾斜0.01~0.51%,平均0.17%,池壁完好无缝,运行正常(方永凯,1981)。韩杰、叶书麟(1989)通过两个项目的单桩荷载试验表明,碎石桩桩体在受荷过程中,在桩顶4倍桩径范围内将发生侧向膨胀,由于振冲碎石桩的桩径一般为0.7~0.9m,则其主要受荷深度为2.80~3.60m。因此设计深度应大于主要受荷深度,即不宜小于4.0m。

一般建筑物的沉降存在一个沉降槽,当差异沉降过大,则会使建筑物受到损坏。为了减少其差异沉降,可分区采用不同桩长进行加固,用以调整差异沉降,如上海华东石油销售分公司二个1万m³油罐地基,基础直径30.4m,基底压力190kPa,采用中心区桩长11m,中心区外围至罐边区桩长9m,罐边区外围保护区为7m,如图6.2.5—1所示。碎石桩直径平均为0.8m,置换率为0.22,天然地基容许承载力为100kPa,经加固后载荷试验得复合地基容许承载力为200kPa,单桩容许承载力均超过400kPa。

1号罐罐周3号点沉降量最大, 预压结束时为402 mm, 7号沉降量最小为346 mm, 两点相对差异沉降量为56 mm 相对倾斜为0.0019, 满足设计时对浮顶油罐倾斜度0.004的要求, 如图6.2.5—2所示。



+ 碎石桩

⊕ 单桩载荷试验

⊕ 复合地基载荷试验

图6.2.5—1 2号油罐碎石桩平面布置图

上海市南市区住宅公司采用振冲法施工的多层住宅

资料汇总

表6.2.5—1

工 程 名 称	建筑 面积 m ²	结 构 形 式	基 础 形 式	开工、竣工、使用情况		
				开 工 日 期	竣 工 日 期	使 用 情 况
海潮路住宅	1625	底层框架 2~6层 砖混	条形	1981.10	1982.12	正 常
豫园、方浜中路 1号房住宅	2311	3层局部 4层砖混	条形	1981.11	1982.12	正 常
南市自来水厂 住 宅	2603	底层框架 2~6层 砖混	十字形	1983.10	1984.底	正 常
南市人民法院 法庭大楼	1050	底层框架 北部三层 砖混 南部五层 砖混	北部 十字形 南部 片筏	1985.3	1986.3	正 常
南市区西林后路 住 宅	1202	6层砖混	十字形	1987.7	1988.7	正 常
浦东雪野新村 四街坊1~10号房 共十幢住宅 其中 # 1房 # 2房 # 3房 # 4房 # 7房 # 8房 # 10房	20215	6层局部 7层砖混	十字形	1986. 3~10	1987. 6~11	正 常

续表6.2.5—1

地 质 情 况	振冲桩 间距 (m)	布桩 形式	桩长 (m)	桩总 根数
1. 标高0~1.6m人工填土 2. 标高1.6~2.4m褐黄色填土 3. 标高2.4~4.4m褐黄色粉质粘土 4. 4.4m以下灰色粉质粘土 查上海市工程地质图得100~110kPa	1.1~1.2	梅花型 局部 加固	6.5	136
1. 表层2.0~4.0m厚杂填土 2. 1.0~2.5m厚褐黄色粉质粘土 100kPa 3. 3.1~4.6m厚淤泥质粘质粉土 90kPa 4. 9.0~10.0m厚淤泥质粘土 70kPa 5. 粉质粘土未穿透 $p_1=80\text{kPa}$ ($b=1\text{m}$, $h=2\text{m}$, 地下水位0.5m)	1.1~1.2	梅花型 局部 加固	8	120
1. 2.2~4.2m厚暗灰杂填土 2. 3.3~3.8m厚粉质粘土 90kPa 3. 2.0m厚淤泥质粉质粘土 80kPa 4. 6.6~6.9m厚淤泥质粘土 70kPa 5. 1.7~2.0m厚淤泥质粉质粘土 85kPa 6. 褐黄色粉质粘土, 未穿透 95kPa p_1 计算见上 ($b=1\text{m}$, 地下水位0.5m)	1.15	正方形 满堂 加固	8	310
1. 3.5~3.9m厚杂填土 2. 1.0m厚灰淤质粉质粘土 3. 1.5m厚粉质粘土 4. 2.0m厚灰淤泥质粉质粘土 5. 6.0m厚灰淤质粘土 6. 灰粘土未钻穿 天然地基承载力为78kPa	1.5	正方形 满堂 加固	8	143
1. 1.4~2.0m填土 2. 1.0~1.5m厚灰黄色粘土, 粉质粘土 3. 1.0~1.9m灰淤质粉质粘土 4. 1.2~1.8m灰色粉质粘土 5. 灰色淤泥质粘土, 夹粉砂, 未穿透	1.3~1.4	梅花型 局部 加固	7	96
1. 0.9m~1.3m厚填土 2. 1.0~2.0m厚褐黄色粉质粘土 3. 淤泥质粉质粘土, 未穿透 临塑强度 $P_{0.1}=90\text{kPa}$	1.3~1.5	条形 正方形	8	2110 211 211 211 211 211 211

续表6.2.5—1

天然地基 承载力 (kPa)	振冲桩 置换率 m	实测 振冲桩 直径 (m)	不排水 抗剪强度 (kPa)	单桩容许承载力	
				按理论公式 计算 $K=2.5$ (kPa)	由单桩载荷 试验得 $P_{0.01}$ (kPa)
98.0 ~107.8	0.22	0.6			
78.4	0.22	0.6			
88.2	0.4	0.8			
76.44	0.222	0.8	31.1	212	264.6
88.2	0.3	0.8			
88.2	0.27 ~0.33	0.93 0.85 0.83 0.83 0.91 0.82 0.85	31.26	221.9 221.3 220.6 220.6 221.9 220.6 221.3	280.3 201.9 233.2 198 296.35 203.84 331.24

续表6.2.5—1

实测 桩基 应力比 n	复合地基土容许承载力		沉 降 量 (cm)	加 固 效 果 检 测 手 段
	按理论公式 计算 $K=2.5$ (kPa)	载荷试验 推算得 (kPa)		
				单桩复合地基荷载 板面积: $1 \times 1 \text{ m}^2$ 荷载24t时, 沉降3.5 cm.
				单桩复合地基荷载板 面积 $1 \times 1 \text{ m}^2$. 荷载13t时, 沉降1.5 cm.
			10.5~16.0	单桩复合地基荷载板 面积 $1 \times 1 \text{ m}^2$. 荷载 0t时, 沉降1.1 厘米.
3.0	106.5	127.4	5.3~7.1	1.单桩静载荷试验 2.单桩复合地基 静载荷试验 3.十字板试验
			8.4~10.5	十字板试验
3.18	133.26	152.9	11.3~11.9	
2.3	128.15	122.3	10.4~11.6	
2.64	123.55	126.9	11.3~12.2	
2.25	123.55	117.6		
3.36	133.26	158.47	8.9~11.4	
2.30	123.55	119.1	8.0~13.0	
3.76	128.15	152.88	10.2~13.1	

施用 冲 型 工 振 机	备 注
ZCQ—13	本基础范围内有两条暗浜，在暗浜内用振冲加固。 (南市区房地局查勘设计室设计)
ZCQ—13	本基础范围内，北侧和西侧有局部暗浜，在暗浜内用振冲桩加固。 (华东建筑设计研究院设计)
ZCQ—30	本基础范围内，软土层深厚。 (南市区住宅建筑设计室设计)
ZCQ—30	本工程有一半基础面积为原旧人防。施工前将旧人防拆除，回填土后用振冲法加固。 (南市区住宅公司设计)
ZCQ—30	本工程基础范围内的一半因土质尚可，另一半是含腐殖质暗浜土。对此部分进行振冲加固。 (南市区住宅公司设计)
ZCQ—30	本街坊工程地形较复杂，地面有明浜，地下有暗浜，而且分布范围较大，土质变化范围较大。 (上海市建筑设计研究院设计)

上海部分砂桩施工资料汇总

表6.2.5—2

工 程 名 称	建 筑 面 积 (m^2)	结构 形式	基础 形式	开工、竣工、使用情况		
				开工 日期	竣工 日期	使用 情况
上海重型机器厂		单层 厂房	柱基	59.11	60.3	
宝钢原料场 砂桩地基 压板试验	3.6×3.6 4.0×4.0	荷载 板	压板	78.5	78.10	正常
宝钢原料场 振实砂桩地基 大型堆土试验	10000		砂土 堆载	79.7	80.5	正常
宝钢原料场 矿石堆场	271000		矿石 堆场			正常
宝钢热轧厂 板坯堆场	52920		板坯 堆场	85.11	86.10	正常
上海蕴藻浜桥 路基加固				88.6	88.9	正常

续表6.2.5—2

地 质 条 件	设计 桩径 (cm)	套管 直径 (cm)	桩尖 型式	桩长 (m)	总桩数 (根)	布桩 方式
1.标高0~2.5 m灰黄色粘土 2.2.5~7.5 m灰色粉质粘土夹薄层粉砂 3.5.5~15.2 m灰色粘土夹薄层粉砂 4.14.5~21.0 m灰色粘土与砂质粉土互层 5.18.0~27.6 m灰色砂质粉土与粘土互层	60	42	活瓣	8~10		
1.标高0~2 m黄褐色粉质粘土 2.2~10 m淤泥质粉质粘土夹薄层粉砂 3.10~20 m淤泥质粘土夹薄层粉砂	42	42	活瓣	20	49	正方
	60	42	活瓣	20	36	正方
1.标高0~2.3 m黄褐色粉质粘土 2.2.2~4.04 m淤泥质粉质粘土 3.4.04~7.6 m粉砂 4.7.6~10.08 m淤泥质粉质粘土 5.10.08~22.1 m淤泥质粘土	40	40.6	活瓣 加压 风压	5	162	正方
	50			15		
	40	40.6	活瓣 加压 风压	5	496	正方
	70			15		
同 上	40	40.6	活瓣 加压 风压	5	10826	正方
	50	40.6		15		
	40	40.6		5	16744	正方
	60	40.6		15		
基 本 同 上	50	50.8		5	88476	正方
	70	50.8		15		
	70	40.6		20	15582	正方
	40	40.6		5	4379	正方
	70			15		
	30	27.3	活瓣	9	565	正方

续表6.2.5—2

桩间距 (m)	施工 机具	制桩方式	天然地基 承载力 (kPa)	标 贯 值		静力触探	
				加固前	加固后	加固前	加固后
1.10	3.5t 单动式 蒸汽锤	二次灌砂 复打一次, 上下冲 击振动排 砂					
1.80	3.0t 单动式 蒸汽锤	不复打	78.4~	2~11	桩芯 6~24		
2.00		复打	98.1		桩间土 4~30		
3.00	90kW 振动锤	多次灌砂 反复振压 排砂	78.4~ 98.1	2~11	桩芯 4~50		
1.65					桩芯 7~30		
3.00	同上	同上	同上				
2.00							
1.65							
1.85	同上	同上	同上				
1.85							
1.20	45kW 振动锤	同上					

续表6.2.5—2

应力分担比 n	加固效果及检测手段	备 注
	现场试验 $12 \times 27 \text{ m}^2$ 面积, 打入202根砂桩桩长20 m, 钻取桩间土试验, 含水量降低, 孔隙比减少, 有一定的挤密效果。	柱基尺寸 $4.3 \times 4.7 \sim 5.3 \times 5.7 \text{ m}^2$, 基底压力 $82.3 \sim 194 \text{ kPa}$, 厂房建成12年后观测桩基最大沉降量值为 $34.8 \sim 44.9 \text{ cm}$ 。
5.03~5.95	压板 $3.6 \times 3.6 \text{ m}^2$, 荷载45.25t, 复合地基承载力 $>44 \text{ kPa}$, 沉降42.45cm	
4.81~5.24	压板 $4 \times 4 \text{ m}^2$, 荷载45t, 复合地基承载力 $>441 \text{ kPa}$, 沉降43.6cm。	
地表1.9~3.3 15 m处6.6~11.4	堆载面积 $100 \times 20 \text{ m}^2$, 加荷动态观测四个月, 沉降量87.3cm。	
地表1.3~1.5 15 m处4.8~5.5	其它同上, 沉降量为91.6cm。	

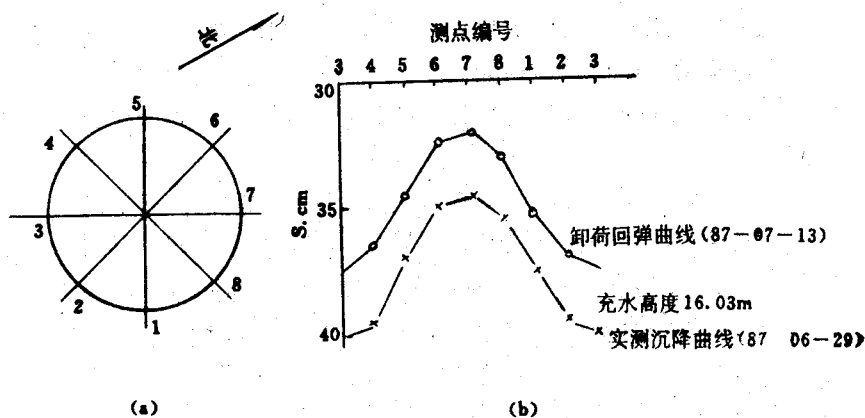


图6.2.5—2 1号罐各侧点沉降展开图

第6.2.9条 碎(砂)石桩直径与地基土的条件直接相关, 图6.2.9为Hughes等给出的振冲碎石桩有效直径与土的不排水抗剪强度 c_u 间关系, 国内工程经验表明, 国内实际情况与国外基本一致。

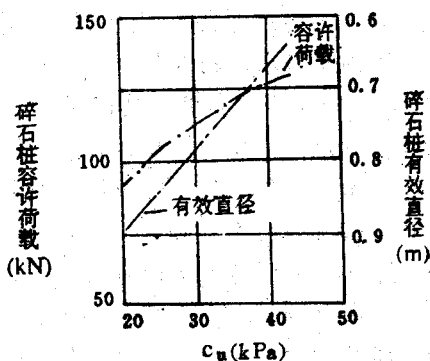


图6.2.9 碎石桩有效直径、容许荷载与不排水抗剪强度 c_u 间关系

沉管法施工时,设计成桩直径与套管直径比不宜大于1.5,主要考虑振动挤压时如扩径较大,会对地基土产生较大扰动,不利于保证成桩质量。另外,成桩时间长,效率低,给施工也会带来困难。

上海地区利用沉管法施工制筑碎石桩的工程颇少,以下仅举上海外高桥电厂碎石桩加固试验,试验面积为 $3.2 \times 1.6 \text{ m}^2$,地层情况是:1.标高0~3.5 m为杂填土、暗浜;2.标高0.91~2.53 m为褐黄色粉质粘土;3.标高2.53~8.38 m为灰色淤泥质砂质粉土;4.标高8.38~25.58 m为灰色淤泥质粘土,原天然地基承载力为63.7 kPa。碎石桩设计桩径70 cm,预制混凝土桩尖,桩长9 m,等边三角形布桩,桩距1.6 m,置换率0.174,采用DZ—40 Y振动锤,施工时采用多次灌碎石反复振压。加固后单桩载荷板采用 $\phi 700 \text{ mm}$,单桩容许承载力为520~620 kPa;复合地基载荷板为 $3.2 \times 1.6 \text{ m}^2$,复合地基承载力为171 kPa。

第6.2.11条 目前国内桩体材料,除了碎石、卵石和砂外,还采用碎砖、渣土、钢渣等。然而碎渣、渣土等成份较杂,性能变化较大,一般应根据不同的工程,通过试验具体分析而定,对钢渣,国内有关专家对其稳定性尚有不同看法,为此在条文中暂不列入。另外,国内还有水泥粉煤灰碎石桩(Cement Fly-ash Gravel Pile),简称CFG桩,是在碎石桩基础上加进一些石屑、粉煤灰和少量水泥,加水拌和后制成一种具有一定粘结强度的桩体,该项技术具有广泛的应用前景,但由于国内在工程中尚应用较少,在本条文中暂不列入。

第6.2.12条 碎(砂)石桩桩顶部施工时,由于上覆压力较小,因而对桩体的约束力较小,桩顶形成一个松散层,加载前应加以处理(挖除或碾压)才能减少沉降量,有效地发挥复合地基作用。

第三节 施 工

(一) 振冲法

第6.3.1条 振冲器是利用一个偏心体的旋转,产生一定频率和振幅的水平向振动力进行振冲置换和振冲挤密施工的一种专业机械设备。我国目前生产的型号主要有ZCQ—13型、ZCQ—30型和ZCQ—55型三种,其潜水电机的功率分别为13kW、30kW和55kW;转速为1450转/分。最常见的是ZCQ—30型,其外壳直径为351mm,长度为2150mm,总重为9.4kN,额定电流为60A,振动力为90kN,振幅为4.2mm。此外,目前还研究出一种双向振冲器,它是在水平振冲器上附加垂直向振动装置,这种振冲器可使加固效果更加理想。

第6.3.2条 振冲法施工步骤中应注意点:

一、正确定位、快速成孔

由于置换率较高,桩距较小,所以必须定位正确,如采用有导向设备的DT—20型塔吊,可确保振冲器喷水中心与桩位中心偏差不大于50mm。采取快速成孔,高压力水护壁,可有效地防止塌孔现象。

二、清孔扩孔,降低泥浆稠度

振冲器开孔后,以1~2m/min的速度在土层中徐徐下沉,水压可用400~600kPa,水量宜大于20m³/h反复提升和贯入须大于2次,使桩孔畅通,并于孔口和孔底各悬吊和留振20s,扩大孔口及孔底,以清水将孔中泥浆不断置换出来,降低孔中泥浆稠度,有利于碎石顺利下沉。在置换泥浆时的回水又有利于保护孔壁。通过清孔和扩孔,既保持孔径,又有利于下一步填料的进程。

三、合理投料、分段制桩、严格控制密实电流

碎石桩制桩，必须分段进行，填料高度控制在 $0.5\sim 0.8\text{ m}$ ，这样就有利于碎石桩的密实。填料计量可采用定量小推车计算。在正常情况下，每制 $12\sim 14\text{ m}$ 长的桩，约需 $75\sim 90$ 分钟。对土质很软的土，可采用“先护壁、后制桩”的方法进行施工。

振冲碎石桩的桩身密实程度必须用密实电流来控制。

在粘性土地基中施工，由于土层中常常夹有软弱层，这会影晌填料量的变化，有时在填料量达到的情况下，密实电流还不一定能够达到规定值，这时就不能单纯用填料量来检验施工质量，而要更多地注意控制密实电流是否达到规定值。

第6.3.3条 “留振时间”是指振冲器在地基中某一深度处停下来的振动时间。具有足够的留振时间，可避免将瞬时电流误认为密实电流。

另外，在饱和砂土地基中，受到振动后便会产生液化，足够的留振时间是让地基中的砂土“完全液化”和保证有足够大的“液化区”，砂土经过液化在振冲停止后，颗粒便会慢慢重新排列，这时的孔隙比将较原来的孔隙比为小，密实度相应增加，达到预期的加固目的。

振冲碎石桩的施工质量关键是填料量、密实电流和留振时间，这三者实际上是相互联系的。只有在一定的填料量的情况下，才可能达到一定的密实电流，而这时也必须要有有一定的留振时间，才能把填料挤紧振密。

第6.3.4条 振冲碎石桩不论桩底座落在何种土层上，保证桩底质量是碎石桩施工关键所在，而桩底是整根碎石桩的基础，在施工中已发现质量较差的碎石桩中，多数是没有良好的桩底。为了作好桩底，须保证在软土桩底的投料量大体占整个桩体用料量的 $1/5\sim 1/6$ 。

桩顶部位的制筑，也是施工质量的关键。因桩顶部位离地表面近，覆盖压力小，桩周约束力相应也小，密实电流不容易控

制。为此，桩顶部位施工更须谨慎细致。

第6.3.6条 成桩施工顺序将直接影响地基挤密加固效果，另外，为了减少对软土地基的扰动和保护既有建筑，施工时必须制定合理的成桩施工顺序。

(二) 沉管法

第6.3.8条 上海锤击沉管成桩多数采用单管法，目前国内许多地区使用双管法。双管法优点是碎（砂）石的压入量可随意调节，施工灵活，特别适合小规模工程。

第6.3.9条 施工前应根据不同的工程地质条件进行成桩工艺试验，以便制订出既满足设计要求，又便于施工的成桩方法作为正式施工工艺。

第四节 质量检验

第6.4.1条 由于工程地质多变，加之施工中多种因素影响，碎（砂）石桩加固效果和施工质量也会受到影响，但这些影响不能立即检测出来，因此在施工过程中应随时进行施工观测及详细检查施工记录，是了解施工质量的有效手段之一。当应用自动检测记录仪器时（例如砂桩施工时采用的三笔或四笔式记录仪），仪器必须完好，数据准确可靠，各项测读记录必须由专人负责。

第6.4.2条 由于在制桩过程中原状土的结构受到不同程度的扰动，强度必须有所降低，待休置一段时间后，强度会逐渐恢复，恢复期的长短是根据土的性质而定，对粘性土地基，间隔时间可取4周；对粉性土、砂土和杂填土等地基，可取2~3周。

第6.4.3条 载荷试验类型有单桩载荷试验、单桩复合地基载荷试验、多桩复合地基载荷试验。对单桩复合地基载荷试验的

荷载板直径应与单桩加固影响圆的直径相等。

单桩复合地基载荷试验和常规的天然地基载荷试验相比，不论荷载板的尺寸和地基的性能都有较大的差别，因此对常规的天然地基载荷试验的一些主要试验规定已不再适用，本规范在附录一中列出了“单桩和复合地基载荷试验要点”。

第6.4.4条 如处理可液化地层时，可按标准贯入击数来衡量砂性土的抗液化性，使碎（砂）石桩处理后的地基实测标准贯入击数 $N_{s.s.}$ 大于临界贯入击数 N_{cr} 。这种液化判别方法只考虑桩间土的抗液化能力，而未考虑碎（砂）石桩的作用，因而在设计上偏于安全的。

日本采用标准贯入击数面积加权平均的方法，设计要求处理后的标准贯入击数为 N_1 ，如加固处理后桩间土的标准贯入击数 N'_1 ，桩中心处的标准贯入击数为 N_p ，则按面积比例加权平均的标准贯入击数为：

$$\overline{N_1} = mN_p + (1 - m)N'_1$$

式中 m ——置换率。

第6.4.5条 荷载试验的规模大小及试验手段的选择取决于工程的规模和重要性、以及地质条件的复杂性。对中小型工程可在加固区范围内选择土质较差的地区，采用小型而简单的方法来进行。对大型的、重要的工程或场地地质条件复杂的工程，可选在加固区范围之外进行大型试验，但试验区的土质必须是属于加固区内具有代表性的土质。

第七章 注浆法

第一节 一般规定

第7.1.1条 “一般填土层”是指杂填土、浜填土、素填土和冲填土地基。

第7.1.2条 Rober Bowen(1981)认为:水泥注浆多用作提高土体的强度和变形模量;而化学注浆多用作防渗堵漏。压密注浆常用作基础托换和控制地层沉降。

按浆液在土中的流动方式,可将注浆法分为以下三类:

一、渗透注浆

指浆液以渗透渗入方式,渗入土体孔隙的注浆方法。显然,在渗透注浆中浆材必须与土体孔隙大小相适应。一般认为,对渗透系数小于 10^{-5} cm/s 数量级的地基上,即使选用真溶液也难以达到渗透形式。上海软粘土的渗透系数一般数量级是 10^{-7} cm/s ,所以渗透注浆在上海是难以实现的。

二、压密注浆

指用很稠的浆液灌入事先在地基土内钻进的孔中。评价浆液稠度的指标通常是浆液的坍落度值。美国土木工程师协会注浆委员会认为:“压密注浆是浆液坍落度小于25mm的注浆”;但James Warner认为:“根据ASTMC-143标准混凝土坍落度试验,浆液的坍落度绝对不允许超过50mm”;而W.H.Baker在土石坝坝基压密注浆中所使用的坍落值是25~150mm。综上所述,目前对压密注浆坍落度的规定仍尚未取得一致认识。

三、劈裂注浆

指将浆液在地层中对原有的裂隙或孔隙张开，形成新的裂隙或孔隙，以劈裂形式灌入地层，它是上海地区常见的一种注浆方法。

然而，在实际注浆中浆液往往以多种形式灌入地基中，单一的流动方式是难以产生的。因此，渗透注浆也伴随有劈裂现象，只是以渗透方式为主而已。下例(图7.1.2—1)~(图7.1.2—3)比较形象地表达了注浆的流动方式。

第7.1.3条 本条所列的各项土性指标对注浆至为重要。土体的可注入程度，浆液在土层中的流动和与土体相互作用的机理，以及注浆区的力学性能主要取决于这些土性指标。

第7.1.4条 “重要工程”是指不良的加固效果会酿成重大经济损失和较坏的社会影响的工程。一般认为造价超过一百万人民币的注浆加固项目为“重要工程”

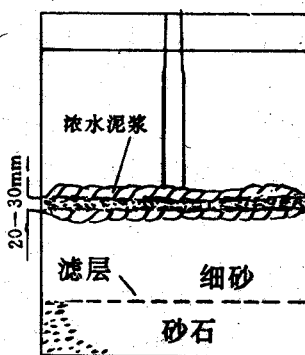


图7.1.2—1 劈裂型

化学浆液的注浆效果直接决定于它们在地层中的渗透程度（聚氨酯类浆液除外），对存在地下动水流的场合，Bowen提出：“初凝时间大于10分钟的浆液会因大量流失而失去注浆效果，因此单液注浆不适宜这种情况。”

第7.2.5条 注浆孔的布置是根据浆液的注浆有效范围，且应相互重叠的原则决定的。若注浆孔的间距为 D ，注浆有效范围为 R ，则应 $D < 2R$ 。《注浆设计施工指南》（日本注浆设计施工研究委员会编）指出：“对注浆用于截水目的，孔距约为0.8~1 m。本条取其上限，因注浆排数在此情况下多为三排以上，所以1 m间距一般能满足防渗截水要求。”

第7.2.6条 用作提高土体强度的注浆加固的情况如下：

- 一、稳定软土地基深基坑的注浆加固；
- 二、隧道工作井外侧土体的注浆加固；
- 三、沉管隧道基础注浆加固；
- 四、提高灌注桩和地下连续墙承载力注浆加固；
- 五、提高浅基础天然地基承载力的注浆加固；
- 六、稳定边坡的注浆加固。

以上六种加固工程，均可采用水泥浆劈裂注浆方法。

第7.2.7条 在调整初凝时间时，必须考虑浆液的初凝反应是受温度影响的因素。为此，必须掌握温度，地下水水温和浆液温度的因素。

第7.2.8条 注浆是否终止，并不一定取决于注浆量，如采用抬高注浆（Slabjacking）时被抬结构物的变形量往往是注浆是否完成的标志。“大量注浆量”可理解注浆超过30000 m³的注浆工程。总注浆量一般可用式（7.2.8）计算：

$$Q = A \times n \times \alpha \quad (7.2.8)$$

式中 Q ——总注浆量（m³）；

A ——注浆有效范围（m²）；

n ——土的孔隙率(%),

α ——通过实际获得的充填率(%),

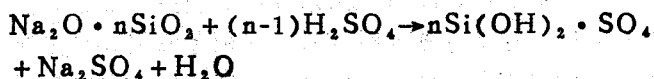
上海软土 $n = 50(\%)$, $\alpha = 40(\%)$, 故浆液注入率(Q/A)约为20%左右。日本规范规定的土质和充填率的关系如表7.2.8所示。

土质和充填率

表7.2.8

土 质	充填率 $\alpha(\%)$
粘 性 土	20~40
砂 性 土	40~60

第7.2.9条 第二次注浆应采用渗透性较好的浆料, 建议采用无毒性的水玻璃浆料。水玻璃的化学方程式为: $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$, 在酸性固化剂作用下可产生凝胶。水玻璃有许多种, 上海地区使用最多的是酸性水玻璃浆液(HS浆), HS浆用硫酸进行酸化, 反应式如下:



在酸化过程中, 必须保持pH值在2以内, 因为这时它的稳定性最高, 不易自凝, 见下图7.2.9—1所示。

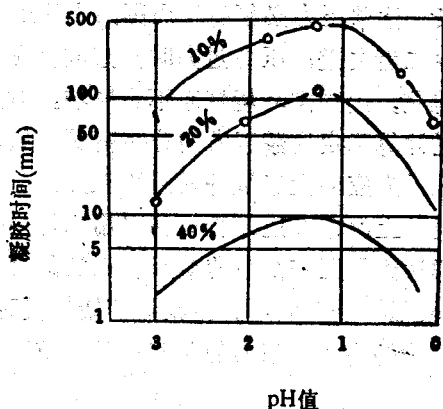


图7.2.9—1不同水玻璃浓度和pH值对稳定性的关系

在这种pH值 = 3的酸性水玻璃中,加入一定的碳性胶凝剂能使浆液胶凝。因pH值对溶液胶凝极大,如单独使用上述碳性胶凝剂,对胶凝时间的控制较为困难,目前已采用加入pH缓冲液的方法来改善胶凝时间的控制条件。从下图7.2.9—2中可见,两者有显著的区别,从而能较容易地调整浆液的胶凝时间。这种浆液的粘度为3MPa·S,密度为 1.1t/m^3 ,胶凝时间可从瞬时到数十分钟内调整。固砂体在海水中浸泡一年半,其强度无显著变化。

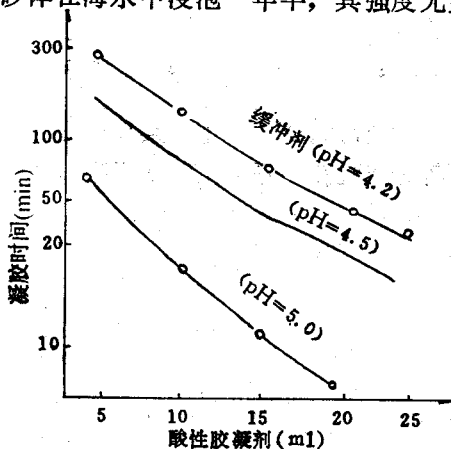


图7.2.9—2 pH缓冲液和酸性胶凝剂合并使用的浆液胶凝时间

第7.2.10条 注浆压力必须高于周围的土体压力(总压力),但也应尽量减少二者之差;压力过高时,浆液极可能大量溢出注浆有效范围或冒浆,给周围环境带来不良影响。对某一特定场合,往往可通过计算确定注浆压力的分布范围。如对沉井进行抬高注浆时,注入压力应略大于沉井的总下沉压力。

第7.2.11条 上海市隧道工程公司采用水泥——水玻璃双液快凝浆液,同样达到了压密注浆的效果。该法的特征是:浆液初凝前,由于稠度较稀而易于泵送。当浆液开始初凝时(一般初凝时间可控制在2~3分钟内),凝固的浆液在某一范围内不再扩散而形成似圆柱体。

第7.2.12条 对多排注浆孔,宜采用如下图7.2.12所示的梅花形布桩方式。

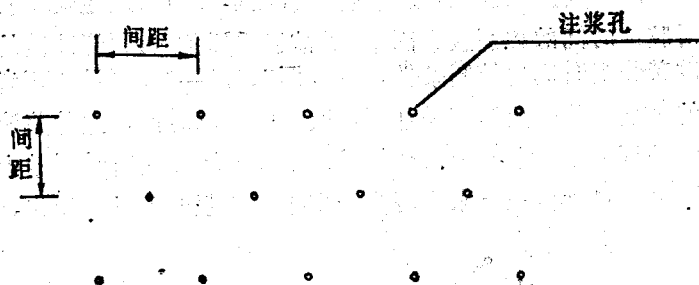


图7.2.12 多排注浆孔布置

第7.2.13条 “跳孔间隔注浆”是指隔孔交替注浆,如下图7.2.13所示。

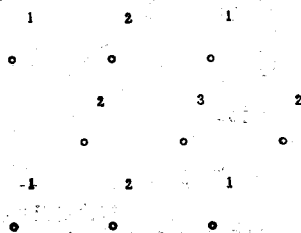


图7.2.13 注浆顺序

注：“1”--最先注浆孔号；

“2”--其次注浆孔号；

“3”--最后注浆孔号。

对互层地层，首先对渗透性或孔隙率较大的地层进行注浆；对均质地层，首先应完成最上层封顶注浆，然后每孔按由下而上的原则进行注浆；浆液在地下水动水流下的迁移效应宜通过室内实验得到定量的结果，然后用于指导施工。

第7.2.14条 “边界约束条件”是指某注浆边界存在能阻挡流动浆液的障碍物，如地下构造物和被加固土体等。采用先外围后内部的注浆施工方法，可防止浆液流失。

第三节 施 工

第7.3.1条 注浆设计文件包括工程设计图和说明书、工程地质和水文地质资料、地下管线位置图、注浆质量要求及检验标准。

注浆施工前，必须特别重视附近的地下管线分布情况，即使废弃的地下管线也会给注浆施工的质量带来麻烦，并常常使浆液流入废管而造成不必要的浪费。因此，对废管必须事先开挖阳洞使之暴露，并采用水泥浆等方法封堵。

第7.3.3条 压力和流量是注浆施工的二个不可缺少的施工参数，任何注浆方式均应有压力和流量的计录。自动压力和流量记录仪能随时记录并打印出注浆过程中的压力和流量值，是现代化注浆工艺的一个显著标志，也是衡量施工队伍技术素质的一个主要指标。

注浆过程中，对注浆的流量、压力和注浆的总流量中可分析地层的空隙，确定注浆的结束条件；预测注浆的效果。

上海隧道工程公司和上海分析仪表三厂协作制成的 SPQ—850 流量压力记录仪具有以下特点：

(1)具有电脑功能,即可显示流量的瞬时值,又可直接打印这些数据以供保存;

(2)可显示注浆总量,并可假设流量的最高值(不大于9999立升),一旦累计注浆量达到设计值就立即报警。

(3)有记日期、时、分和孔号的功能,并按时间顺序贮存。当每个注浆孔结束后,在电脑内可用表格形式分别打印各分段的注浆压力和流量,并以时间为纵坐标绘制压力和流量的变化曲线。

(4)该仪器的一次仪表是采用电磁流量仪和霍尔效应压力变送器,精度较高。

第7.3.4条 可采用以下机械钻孔;

(一)旋转式。是旋转金属钻头或金刚石钻头钻孔的方式。钻头的推进有手工推进、螺旋推进及液压推进等几种;

(二)冲击式。采用曲柄装置和钻杆,以钻头下落的冲击力进行钻孔常使用一字型或十字型钻头,孔壁成形是用手动操纵钻杆使钻头左右旋动完成。

(三)旋转冲击式。兼具以上旋转式和冲击式的功能。

(四)水冲式(或喷射式)。用带有喷射嘴的管,利用高压水进行成孔的方法。

(五)打入式。利用落锤或气锤打入注浆管的方式。

(六)振动式。利用激振装置将注浆管振入土层中。

钻孔机械的选定标准

表7.3.4—1

土 层	钻 孔 机 械				
	旋转式	冲击式	旋转冲击式	水冲式	打入式
砂土层	O	X	X	O	△
粘性土层	O	O	O	O	O

注。O—适宜,△—可以,X—不适宜

注浆泵宜采用柱塞泵，当压送水泥浆时，因柱塞和缸体不能直接接触，所以有磨损少的优点，目前上海地区常用的柱塞泵是上海市隧道工程公司设计的SYB-50/50I型液压注浆泵。该机具有功耗小、噪音低、体积小、振动小、效率高、性能可靠、压力和流量调节灵活及使用寿命长等优点。该泵注浆的最高压力可设定。

SYB-50/50I型注浆泵主要技术性能 **表7.3.4—2**

柱塞直径(mm)	$\phi 75$	$\phi 95$
冲程(次/分)	50	50
流量(l/min)	35	50
压力(MPa)	0.5	0.32
外形	长度=1340mm 宽度=370mm	
尺寸	高度=900mm 重量=2600kN	

搅拌机的选用。为使浆液高速搅拌，达到均匀混合的目的，可采用SM-200外循环高速搅拌机。

SM-200型外循环高速搅拌机 **表7.3.4-3**

有效容积	200立升
制浆能力	1m ³ /小时(包括辅助操作时间)
出浆接口	D=50mm
进浆接口	D=32mm
动力	电动机J02-32-4, 3kW, 1430转/分
外形尺寸	长2000mm, 宽880mm, 高1700mm

浆液贮浆桶应为搅拌式，常用的机型为SS-400型搅拌式贮浆桶。

SS-400型搅拌式注浆桶

表7.3.4-4

注浆容积	400立升
进浆口	D=50mm
出浆口	D=50mm
动力	电动机J02-11-4, 0.6kW, 1280转/分
搅拌转速	345转/分
外形尺寸	长1100mm, 宽950mm, 高1450mm

双向密封注浆芯管一般可分：

(一)自行密封式双向注浆芯管

该型号有PRC型，主要用于水泥、粉煤灰、膨润土为主的CB浆液。由于CB浆液稠度较大、呈悬浊液状，所以在注浆过程中稍有压力，聚氨脂密封环就有效的起到密封作用。

(二)膨胀密封式双向密封芯管

该型号有RBH型，主要用于以水玻璃为主的化学浆液。这类浆液粘度低(2~5cp)、呈溶液型，由于RBH型注浆芯管是由膨胀胶管、固定接头、注浆芯管、闷头和注水管等组成。在水压作用下，橡胶管膨胀与塑料管管壁紧密接触起到密封作用(如果采用PRC型聚氨脂密封环注浆芯管，则因密封环与塑料套管内壁间隙较大，故注浆时浆液泄漏较多，无法维持压力，效果不甚理想)。

PRC和RBH型密封装置(室温23℃,湿度65%) 表7.3.4—5

PRC聚氨脂密封环	RBC橡胶膨胀管
抗张力, 14.8MPa	扯断力, 16.86MPa
伸长率, 270%	伸长率, 750%
永久变形, 7%	永久变形, 16%
硬度sh°, 45°	硬度sh°, 45°
	内径, 22mm, 外径, 33mm
	最大膨胀, 56%
	爆破压力, 2.75MPa

以上二种型号注浆芯管的操作情况如下:

(一)PRC聚氨脂注浆芯管

- (1)用白铁管与软管将PRC注浆芯管与注浆泵联结起来。
- (2)将PRC注浆芯管插入塑料套管到预定深度,
- (3)按设计要求, 注浆一段, 拔出一段。

(二)RBH橡胶膨胀管的注浆芯管

- (1)用白铁软管联结RBH注浆芯管与注浆泵;
 - (2)用软管联结注水接头与注浆泵;
 - (3)用RBH注浆芯管插入塑料套管到预定深度;
 - (4)开动注水泵, 压力维持在0.6MPa;
 - (5)按设计要求, 注浆一段, 注水泵压力释放, 拔出一段,
- 再注水到0.6MPa, 继续注浆。

塑料单向阀管为SRF工法中一个重要部件, 其作用是:

- (一)保证浆液按规定的要求分清层次, 形成劈裂;
- (二)保证浆液只从阀管中喷出, 而防止逆流入阀管中;
- (三)同时也对土体起到一定的稳定作用。

单向塑料阀管是用钙塑聚丙烯制造的，内壁光滑，接头有螺扣，端部有斜口，在阀管首尾相接时保证接头部位光滑，使注浆芯管在管内上下移动方便无阻。其外壁有加强筋以提高其抗折强度。

在有孔部位外部，紧套着根据测定爆破压力为4.5MPa的橡胶套覆盖住注浆孔，这样就可保证浆液的单方向运动。

塑料阀管注浆法施工的施工步骤和工艺流程如下图7.3.4—1和7.3.4—2所示：

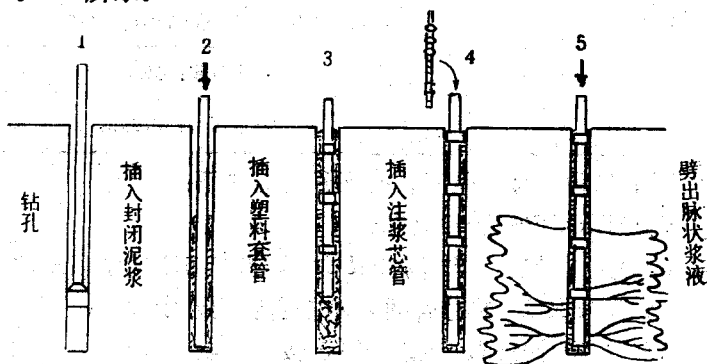


图7.3.4—1 塑料阀管注浆法施工步骤

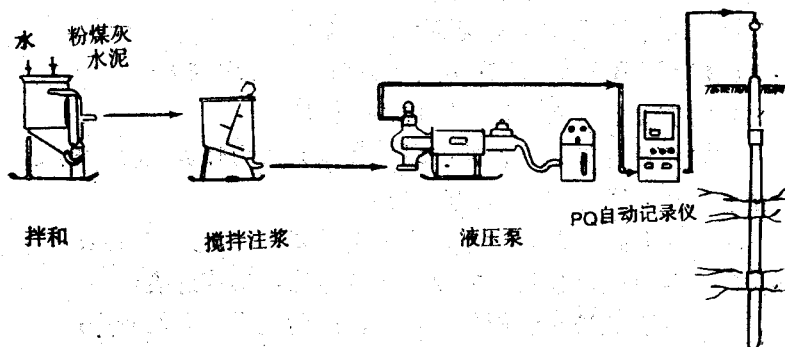


图7.3.4—2 注浆工艺流程图

第7.3.5条 花管注浆工艺较为简便，但与塑料阀管相比，存在以下缺点：

- (一)不能进行第二次注浆；
- (二)浆液极易从注浆管周边侧冒至地面；
- (三)无法进行封顶注浆；
- (四)注浆深度不及塑料阀管法。

所以，一般花管注浆的效果不及塑料阀管注浆法。

第7.3.6条 压密注浆法在第7.1.2条说明中已提及，此处仅补充如下：

- (一)Jame Warner指出：“灌浆孔径通常为50 mm或再大一些，W.H.Baker认为：“灌浆孔径为50 mm~100 mm”。
- (二)注入水泥—水玻璃双液快凝浆液的工艺是压密注浆法的又一种形式，虽然其浆液稠度不太符合压密注浆最初的定义，但其浆液在土体中流动的特性显然是以压密原理为主。

第7.3.9条 封闭注浆的七天立方抗压强度值和浆液粘度值均系上海市隧道工程公司的经验，满足此条，封闭泥浆的作用即可保证。

第7.3.12条 国外Bowen(1981)的论述中亦曾提到，在二次注浆时，先注稀浆，后注稠浆的方法。

第7.3.13条 使用拔管机有两大优点：

(一)可节省劳动力，在注浆深度较大时，拔管是一项非常繁重的工作。

(二)确保提升的精度，避免人为的跳层注浆。

第7.3.15条 “流量”系指单液注浆流量，流量值属小流量。

第7.3.18条 一般均应考虑在注浆浆液中掺入粉煤灰，这不仅因粉煤灰价廉并属于工业废料，且能改善浆液性能。上海市隧道工程公司实验研究结果指出：

图7.3.18—1为粉煤灰掺量与注浆抗压强度的关系；
 图7.3.18—2为粉煤灰掺量与浆液粘度的关系；
 图7.3.18—3为粉煤灰掺量与浆液比重的关系；
 图7.3.18—4为粉煤灰掺量与浆液析水率关系；
 表7.3.18—1为袋装细粉煤灰与浆液渗透系数关系；
 表7.3.18—2原状干灰掺量与浆液渗透系数关系。

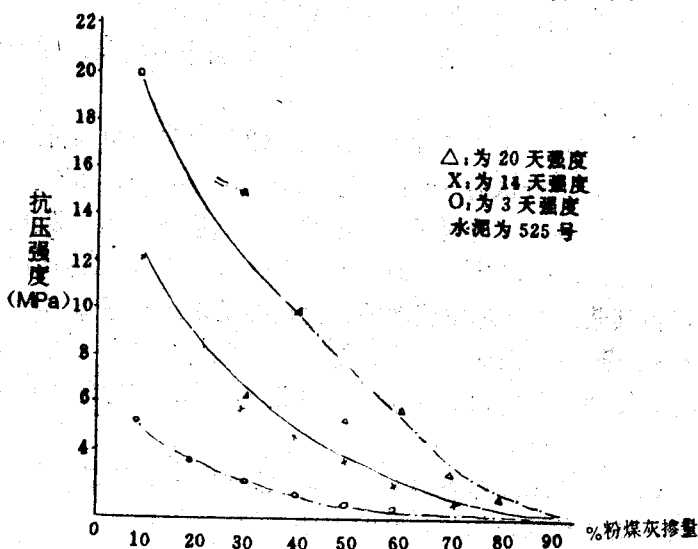


图7.3.18—1粉煤灰掺量与浆液抗压强度的关系(宝钢石洞口电厂)

- 注: 1、以上数据为标准养护室中养护后测定, 压机加速度为 $(0.2 \sim 0.5)$ MPa/s ;
- 2、本试验采用SM-200型外循环式搅拌机定时搅拌3分钟后制成的浆液, 该搅拌机对浆液中固体颗粒具有研磨作用因而制得比一般搅拌机所制浆液性能更加优越的浆液;
- 3、试模采用 $7.07 \times 7.07 \times 7.07 \text{ cm}^3$ 的立方体模具;
- 4、配合比为: 水泥/(水泥+粉煤灰) = 0.7, (重量比); 陶土/(水泥+粉煤灰) = 0.05

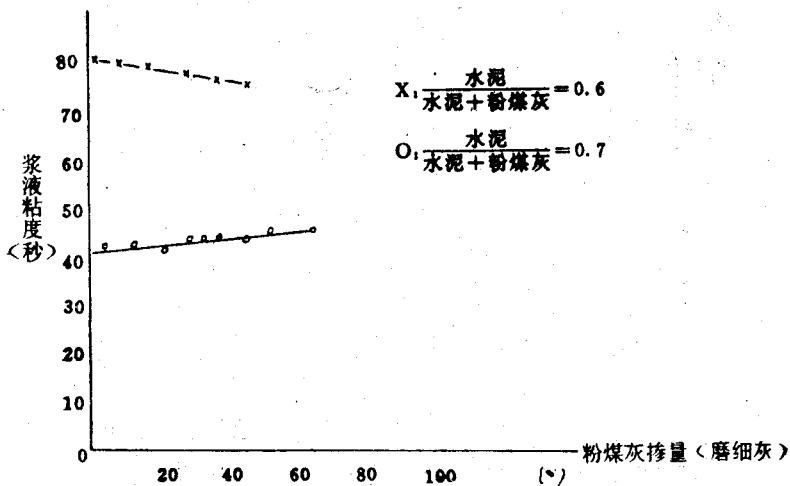


图7.3.18—2 粉煤灰掺量与浆液粘度关系

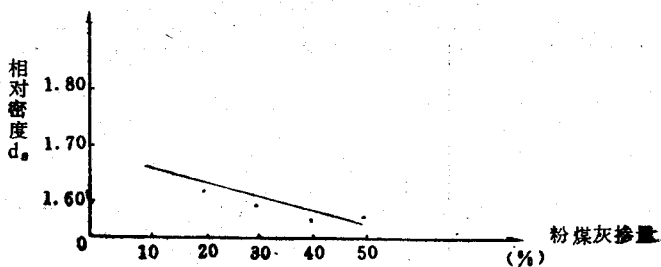


图7.3.18—3 粉煤灰掺量与浆液比重关系

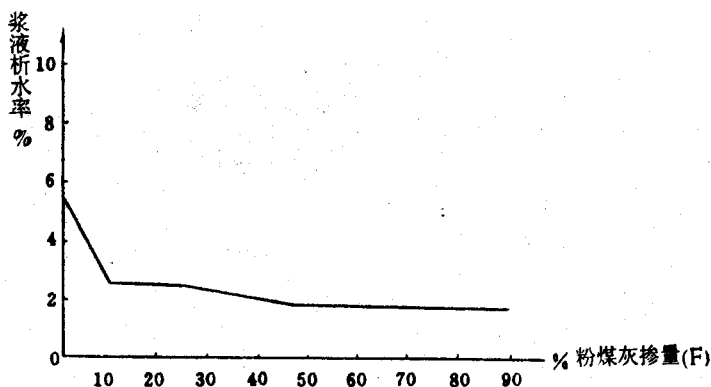


图7.3.18—4 粉煤灰掺量与浆液析水率的关系

注：采用250 ml的量筒，盛入250 ml的浆液，观察其析水数值，直至不再增加。
 $(\text{析水毫升数}/250 \text{ ml}) \times 100\% = \text{析水率}$ ，其中水灰比恒定为0.7，膨润土占总灰量的5%。

掺入袋装磨细粉煤灰浆液抗渗性能

表7.3.18—1

粉煤灰掺量 (%)	加荷 (MPa)	渗透系数 ($\text{ml}/\text{cm}^2 \cdot \text{h}$)
10	2.0	未 渗
20	1.8	未 渗
30	0.3	3.2×10^{-4}
40	0.3	9.5×10^{-4}
50	0.3	7.3×10^{-4}
60	0.2	1.3×10^{-3}
70	0.2	2.0×10^{-3}
80	0.1	7.5×10^{-3}

注：水/(水泥+粉煤灰)=0.6；粉煤灰/(水泥+粉煤灰)=5%

掺入石洞口电厂干排灰和浆液抗渗性能 表7.3.18—2

粉煤灰掺量 (%)	加荷 (MPa)	渗透系数 ($\text{ml}/\text{cm}^2 \cdot \text{h}$)
0	0.3	4.5×10^{-4}
10	0.3	6.4×10^{-3}
20	0.2	2.9×10^{-3}
30	0.2	1.8×10^{-3}
40	0.2	3.1×10^{-3}
50	0.2	2.2×10^{-3}
60	0.1	1.7×10^{-3}
70	0.1	2.8×10^{-4}

综上所述,可见在软土地基注浆加固中,掺入一定量的粉煤灰是可行的,其优点有以下几点:

1、在满足浆液固结体抗压强度 $0.3 \sim 1\text{MPa}$,粉煤灰可掺入总量的 $80\% \sim 90\%$,这样可节约大量资金。

2、抗渗性能可达到 $10^{-3} \sim 10^{-4} \text{ml}/\text{cm}^2 \cdot \text{h}$,属于基本不透水,所以既可作加固又可帷幕注浆。

3、在水泥中加入粉煤灰后其析水率明显下降,因此增加了浆液的触变性能。

4、由于注浆具有触变性能,有利于浆液的扩散,注入地层后其凝固体收缩率也相应减少,利用填充缝隙,提高了注浆效果,这一点在软土注浆中尤为重要。因此,在软土地基加固浆液中,掺入粉煤灰,既可节约工程成本,又增加了粉煤灰应用途径,减小了对环境的污染,节约了土地资源,具有很好的经济效益。

第7.3.19条 本条要求是针对通常情况而言的,对于某一特

定工程，对浆液可能还会有特殊的要求。

第7.3.21条 浆液经过筛网过滤后可避免粗颗粒对注浆泵的堵塞现象。

第四节 质量检验

第7.4.1条 当前对地基注浆加固的效果检查和评估仍然是个尚待进一步研究的问题。由于浆液注入地层的不均匀性，从理论上分析，应选用能从宏观上反映的检查手段，如一些地球物理检测方法，但实际上这些方法均存在对加固土体的强度和刚度等指标难以定量和直接反映的特点。标准贯入试验和静力触探试验是一种有损检测方法，它们还存在仅能反映调查孔一点的加固效果的特点。但却是一种简单实用的检测方法。

第7.4.2条 上海市隧道工程公司曾将一些工程的静力触探效果检验进行归纳，如表7.4.2所示，从中可得出以下结论。

- (一)加固的土体越软，加固后效果越明显；
- (二)如果注浆区上方无抬高的要求，亦即注浆量和注浆压力不受抬高的控制约束，则注浆效果较好；
- (三)浆液凝固强度与加固区强度成正比；
- (四)加固区强度与浆液充填率成正比。

注浆加固前后静力触探 q_{01} 值对比值

表7.4.2

地名	土质	加固前 q_{01} (MPa)	加固后 q_{02} (MPa)	提高 倍数	加固后 调查点	工程 特点	备 注
宁波 北仑	淤泥质 粘土	0.274	0.64	2.3	2个	无 抬高 约束	所有数据为加权 平均值, 原状土 加固, 浆液充填 率为20%
上海 漕宝路	淤泥质粉 质粘土	0.427	≥ 1	2.3	2个		本工程数据采用 十字板调查, 通 过公式换算而得
上海 万体馆	粉细砂夹 薄层粘土	5	8	1.6	2个	无 抬高 约束	基底加固, 调查 时基坑已开挖, 邻近降水, 浆液 充填率20%
上海 漕宝路 车站	粉细砂夹 薄层粘土	0.35	≥ 1	$\geq$ 2.85	2个	无 抬高 约束	基底加固, 充填 率 $< 20\%$
宁波 北仑	淤泥质 粘土	0.722	1.772	2.4	2个	无 抬高 约束	

第八章 高压喷射注浆法

第一节 一般规定

第8.1.1条 高压喷射注浆法是在化学注浆法的基础上,结合水力采煤高压喷射技术而发展起来的一项新地基处理技术。过去使用注浆法加固地基,在渗透系数很小的细颗粒土层中,灌注浆液往往难以得到土体均匀。

高压喷射注浆法始创于六十年代后期的日本,日本称之为CCP工法等,英美国家称之为Jet Grouting。我国于1972年开始试验研究,1975年正式用于工程上,上海地区于1984年起在工程应用中也取得良好效果。

高压喷射注浆法适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、黄土、砂土、人工填土和碎石土等地基。而根据上海地区的地质条件,主要适用于处理淤泥、淤泥质土、粉性土等地基。

实践证明,对砾石直径过大,含量过多及有大量纤维质的腐殖土,高压喷射流受到阻挡或削弱,处理效果较差;如果土层中有有机质含量较多,则会影响水泥固结体的化学稳定性,其加固质量也差,为此,应通过室内外试验后再予确定其适用性。

第8.1.2条 高压喷射注浆适用于下列工程:

- 一、作为基础承重桩;
- 二、用于基坑防渗、挡土支护和坑底加固;
- 三、建造地下防水和防渗帷幕;
- 四、对既有建(构)筑物进行地基加固的托换加固;
- 五、配合盾构等管道施工,加固周围软土;

对20 m以下防水帷幕,以及地下水流速过大,由于施工工艺

和瞬时速凝等原因，应慎重应用。

自1984年以来，上海地区应用高压喷射注浆法施工的工程列举以下几个实例：

工程名称	施工日期	桩长	设计单位	工素桩(根)	作加筋桩(根)	量延长米(m)	基坑深度(m)	帷幕长(m)	用途	工程费用(万元)
扬子江大酒店	86.8	10	文汇科技	187	165	3623	4.5	108	基坑支护确保延安西路安全	28
龙华宾馆	87.4	8	文汇科技	950	350	8834	3~5	420	基坑支护保护古寺及厂房安全	71
莘庄住宅	87.12	8	华东院	979		8779			多层住宅基桩基础加固	27
地铁沪闵路一号桥	86.11	15	本单位	19		300		15	地铁工作沉井确保煤气管和桥墩的安全	2.35
杨浦电厂200k联网	88.11	22	华东院	56		1156		6	确保盾沟安全出洞和上部厂房安全	6

第8.1.3条 高压喷射注浆法以注浆形式分为旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆三种类型。

旋喷注浆就是利用钻机把带有喷嘴的注浆管钻进至土层的预定位置，以高压设备使浆液或水形成25MPa左右的高压流从旋转钻杆的喷嘴中喷射出来，冲击破坏土体。当能量大速度快和呈脉动状喷射流的动压超过土体结构强度时，土粒便从土体剥落下来。一部分细小土粒随着浆液冒出水面，其余土粒在喷射流作用下与浆液搅拌混合，并按一定比例和土粒质量大小有规律的重新

排列。浆液凝固后，便在土中形成一个固结体。其施工顺序如图8—1；

定喷法施工时，喷嘴一面喷射一面提升，喷射的方向固定不变，固结体形如壁状，通常用于基坑防渗、改善地基土的水流性质和稳定边坡等工程。

摆喷法施工时与定喷法施工基本相同，喷射方向呈较小角度来回摆动，固结体形如较厚墙状。它通常用于基坑防渗、改善地基土的水流性质和稳定边坡等工程。

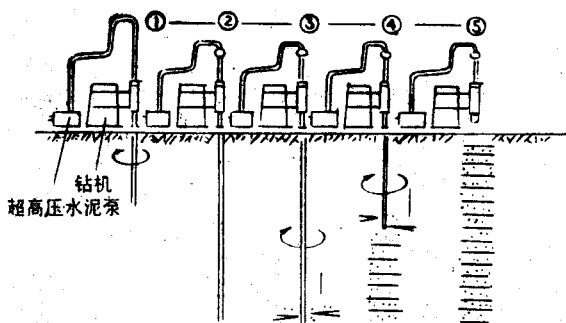


图8—1 旋喷法施工顺序示意图

- ①—低压水流成孔， ②—成孔结束， ③—高压旋喷开始，
④—边旋转边提升， ⑤—喷射完毕，柱体形成

高压喷射注浆法根据机具设备条件可分为单管、二重管、三重管三种方法。

单管法：是利用钻机等设备，把安装在注浆管（单管）底部侧面的特殊喷嘴，置入土层预定的深度后，用高压泥浆泵以大于25MPa的压力，把浆液从喷嘴中喷射出去冲击破坏土体，同时将注浆管旋转和提升，使浆液和土体上崩落下来的土搅拌混合，经过一段时间凝固后，在土中形成圆柱状的固结体，日本称为CCP工法，如图8—2所示。

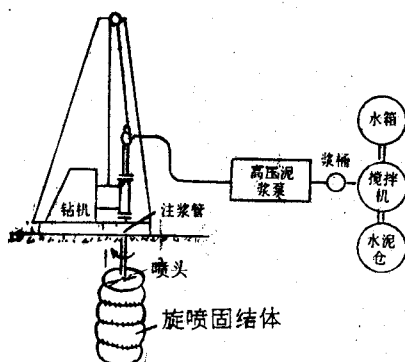


图8—2 单管旋喷注浆示意图

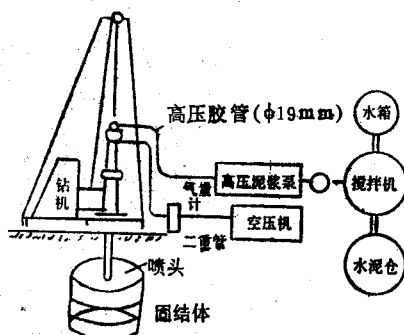


图8—3 二重管旋喷注浆示意图

二重管法：施工时使用双通道二重注浆管。当二重注浆管钻进到土层预定深度后，通过在管底部侧面的一个同轴双重喷嘴，同时喷射出高压浆液和低压空气两种介质的喷射流冲击破坏土体。即以高压泥浆泵等高压发生装置喷射出 25MPa 左右压力的浆液，从内喷嘴高速喷出。并用 1.0MPa 左右压力把压缩空气从外喷嘴喷出。在高压浆液流和它外圈环绕气流的共同作用下，使破坏土体的能量明显增大，喷嘴边喷射边旋转边提升，该固结体的直径显著增加，日本称它为JSG工法，如图8—3所示。

三重管法：施工时使用分别输送水、气、浆三种不同介质的三重注浆管。在以高压泵等高压发生装置产生大于 25MPa 的高压水喷射流的周围，环绕一股 0.7MPa 左右圆筒状气流，进行高压水喷射流和气流同轴喷射冲切土体，形成较大的孔隙，再另由水泥浆注入压力为 $2\sim 5\text{MPa}$ 的浆液填充，当喷嘴旋转和提升运动，产生搅拌混合。最后便在土中凝固为直径较大的圆柱状固结体。日本称它为CJP工法，如图8—4所示。

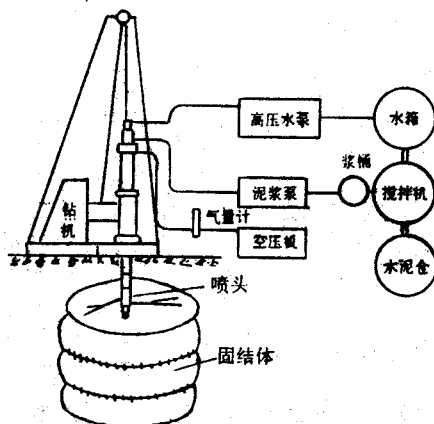


图8—4 三重管旋喷注浆示意图

第三节 施 工

第8.3.1条 施工前准备工作如下：

- 一、熟悉旋喷桩设计图纸及有关要求。编写施工组织设计，
- 二、复查施工现场的地下埋设物，做好危险标志，定出桩位和标高。材料进场验收后必须按指定位置堆放。设备进场后，必须检查性能，保证完好。根据施工平面图要求挖好施工槽、排水沟、沉淀池和泥浆池等；

三、钢筋笼的制作和焊接质量应符合《地基与基础工程施工及验收规范》(GBJ202—83)的规定。

四、以下双重管机具连接图示于图8—5所示。

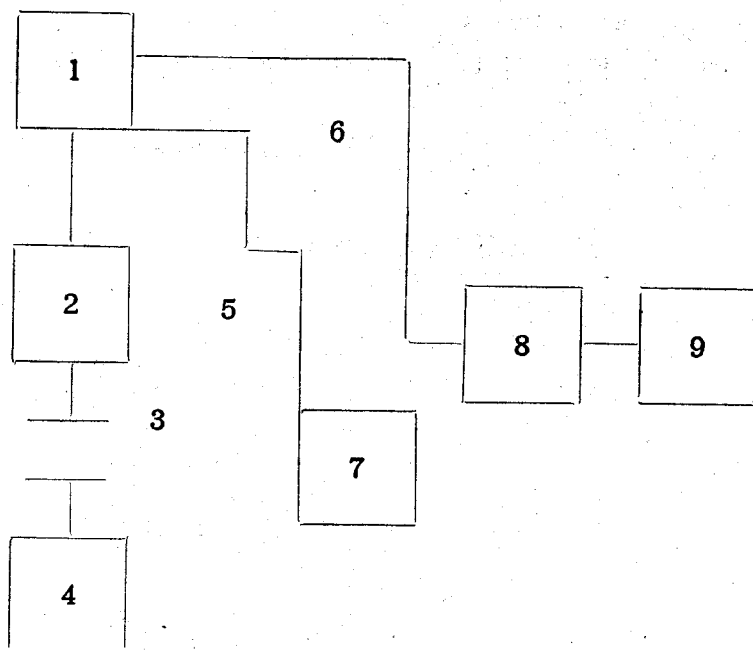


图8—5 双重管机具连接图

注： 1、高压水笼头 2、旋喷钻机 3、旋喷管
 4、旋喷钻头 5、高压软管 6、低压软管
 7、高压清水泵 8、低压泥浆泵 9、泥浆搅拌机

五、正式施工前必须试喷，试喷数量不得少于两根，通过试喷检查桩位、核对地质材料、确定正式施工的技术参数。

第8.3.3~8.3.4条 目前上海地区一般常规的选用材料为：

一、水泥：采用硅酸盐水泥为宜。禁用矿渣硅酸盐水泥，水泥标号一般不宜低于425号，水泥质量应符合国家标准；

二、掺合料：根据不同用途而掺入一定比例，质量应符合国家有关标准规定；

三、外掺剂：外掺剂应符合部颁标准《混凝土减水剂质量标

准和试验方法》(JG56—84)的规定;

四、水: 搅拌浆料用水应符合部颁标准《混凝土拌合用水标准》(JG163)的规定。

第8.3.5条 根据上海市地区二重管的研制设备, 如下表8—1所示。

上海市地区二重管的研制设备

表8—1

序 号	设备或机具名称	型 号	技 术 参 数	数量	
1	旋喷钻机	自制	转速0~200转/min 提升速度 0~50cm/min	1台	地质钻探用 钻机也可
2	高压射流泵	IQX-50型	流量60l/min 可调压力 500~3000N/cm ²	1台	
3	低压泥浆泵	SYB50/ 50-1	流量24~40l/min 可调压力 0~150N/cm ²	1台	
4	泥浆搅拌机	SM-200型	200l/min	1台	也可自制
5	旋喷双重管	自制	外径 ϕ 42~50mm	1套	根据需要 设备
6	高压软管		内径 ϕ 30mm 耐压3900N/cm ²	1套	"
7	低压软管		内径 ϕ 19mm 耐压900N/cm ²	1套	"
8	旋喷钻头	自制	与双重管匹配	1只	备用一只
9	高压水笼头	自制	"	1只	"

注: 以上为一套设备机具。

上海地区高压喷射注浆法工艺流程:

钻机定位→低压水流钻孔到设计标高→横向高压喷射→旋转、提升→旋喷桩形成→吊放钢筋笼→投放碎石→旋喷加筋混凝土桩形成。

第8.3.7~8.3.11条

高压喷射注浆法操作要点：

- 一、在注浆前10分钟必须搅拌好浆料，配制浆液的原材料必须用发定计量器具计量，搅拌时间不得小于5分钟，在30分钟内必须用完，凡超过30分钟，该浆液需予废弃。一般采用以下三种浆液配方，如表8—2所示。

浆液配方

表8—2

浆液配方代号	浆 液 配 方	水灰比	桩体强度 (MPa)	用 途
CF ₁	1:0.03:0.03	0.5	10	作防渗,挡土支护
CF ₂	1:0.35:0.03:0.03	0.6	3	作承重桩
CF ₃	1:0.70:0.03:0.03	0.6	1.5	作防渗帷幕

注：配方为一水泥：掺合料：悬浮剂：促凝剂

- 二、钻机定位必须平稳、准确，钻机轴垂直度小于 $\pm 1^\circ$ ；

- 三、低压水流从旋喷钻头下端喷出，成孔时应同时回旋转旋喷管使旋喷钻头很快达到设计标高；

- 四、钻孔结束后，应提高高压射流泵压力，开始横向喷射，此时高压水流从旋喷钻头横向射出，同时启动浆料泵，浆料从钻前端部喷出，旋喷钻头边喷边钻边提升直至地面，旋喷过程中认真作好记录，每提升一米或在地层变化交界处记录一次压力流量数值。施工时参数如表8—3所示。

上海地区二重管施工参数

表8—3

项目	喷嘴 直径 (mm)	喷嘴 (个)	转速 (r/min)	速度 (cm/min)	高 压 泵		低 压 泵		桩径 (m/m)
					压力 (N/cm ²)	流量 (l/min)	压力 (N/cm ²)	流量 (l/min)	
参数	φ 2	2	10~15	10~20	200 ~ 3000	60~120	150~200	24~40	600 ~ 650

五、旋喷施工时如需投放钢筋笼或碎石，则应旋喷结束后立即投放，并必须在1小时内完成，地面以下4 m桩身用振捣器振实（不投放石料不必振捣），直至桩顶露出碎石为止；

六、旋喷固结时由于浆料收缩而桩顶出现凹穴，必须在八小时内进行补浆以确保质量；

七、旋喷施工中必须采用跳跃法，两桩间隔距离至少大于1.5 m，防止孔间串浆；

八、施工过程中的返浆应及时排入沉淀池，严禁流入已成的桩孔中；

九、对防渗和挡土支护的旋喷桩形成后，应清除施工槽中的浮土和桩顶部松散部分，充分暴露桩顶钢筋，并用拉筋连接桩筋，浇捣混凝土使之成为一体圈梁；

十、旋喷结束后，应立即将机具和管道等工具用清水冲洗干净，防止浆料凝结后堵塞管道。

参考文献

1. 《地基处理手册》(第八章 高压喷射注浆法), 中国建筑工业出版社, 1988。
2. “高压旋喷工法”, 住宅总公司。
3. “C.C.P.工法—设计与施工指南”, 日本。
4. 《旋喷注浆加固地基技术》, 中国铁道出版社, 1984。
5. 高压旋喷桩(上海鉴定资料), 住宅总公司。

第九章 水泥土搅拌法

第一节 一般规定

第9.1.1条 水泥土搅拌法是适用于加固饱和粘性土和粉性土等地基的一种新方法。它是利用水泥(或石灰)等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械,就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌,使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土,从而提高地基强度和增大变形模量。根据施工方法的不同,它可分为水泥浆搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用水泥浆和地基土搅拌,后者是用水泥粉(或石灰粉)和地基土搅拌。

水泥浆搅拌法是美国在第二次世界大战后研制成功,称为Mixed-in-Place Pile(简称MIP法),当时桩径为0.3~0.4m,桩长为10~12m。1953年日本引进此法,1967年日本港湾技术研究所土工部研制石灰搅拌施工机械。1974年起又研制成水泥搅拌固化法Clay Mixing Consolidation(简称CMC工法)。并接连开发出机械规格和施工效率各异的搅拌机械。这些机械都具有偶数个搅拌轴(二轴、四轴、六轴、八轴),搅拌叶片的直径最大可达1.25m,一次加固面积达9.5m²。国内1978年由冶金部建筑研究总院和交通部水运规划设计院进行了室内试验和机械研制工作,于1978年底制造出国内第一台SJB-1型双搅拌轴中心管输浆的搅拌机械,并由江阴市江阴振冲器厂成批生产(目前SJB-2型加固深度可达18m)。1980年初在上海宝钢三座卷管设备基础的软土地基加固工程中首次获得成功。1980年初天津市机械施工公司与交通部一航局科研所利用日本进口螺旋钻孔机械进行改装,制成单搅拌轴和叶片输浆型搅拌机,1981年在天津造

纸厂蒸煮锅改造扩建工程中获得成功。

粉体喷射搅拌法(Dry Jet Mixing Method简称DJM法)最早由瑞典人Kjeld Paus于1967年提出了使用石灰搅拌桩加固15m深度范围内软土地基的设想,并于1971年瑞典Linden—Ali mat公司在现场制成第一根用石灰粉和软土搅拌成的桩。1974年获得粉喷技术专利。生产出的专用机械其桩径500 mm,加固深度15 m。我国由铁道部第四勘测设计院于1983年用DP100型汽车钻改装成国内第一台粉体喷射搅拌机,并使用石灰作为固化剂,应用于铁路涵洞加固。1986年杭州地基基础工程公司使用水泥作为固化剂,应用于房屋建筑的软土地基加固。1987年铁四院和上海探矿机械厂制成GPP-5型步履式粉喷机,成桩直径500 mm,加固深度12.5 m。当前国内的成桩直径一般在500~700 mm范围,深度一般可达18 m。

国内近年来搅拌机械发展迅速,江阴振冲器厂即将试制成一种大功率的单轴搅拌机,加固深度可达30 m;铁道部第四勘测设计院于1991年研制成GS-1型气固两相粉体流量计,施工时可使计量监控,进一步保证了施工质量;交通部第一航务工程局于1992年开发了我国第一代深层水泥拌和船,该机双头拌和,叶片直径达1.2 m,间距可调,施工中各项参数可监控;交通部第三航务工程局科研所1992年首次试制成搅拌斜桩的机械,最大加固深度达26 m,最大斜度为 19.6° ;上海市隧道工程公司隧道施工技术研究所以1992年正在试制三轴式($3\Phi 500\text{ mm}$)搅拌机,形成等边三角形排列。可见我国今后搅拌机械的研制是向深、大和多功能干湿两用方向发展。

水泥土搅拌法加固软土技术具有独特优点:(一)最大限度地利用了原土;(二)搅拌时无侧向挤出、无振动、无噪音和无污染,可在密集建筑群中进行施工,对周围原有建筑物及地下沟管影响很小;(三)根据上部结构的需要,可灵活地采用柱状、壁状、格栅状和块状等加固型式;(四)与钢筋混凝土桩基相比,

水 泥 土 搅 拌 法 加 固 软

工 程 名 称	结构型式	基础型式	天然地基 承载力 (kPa)	布桩间距 (m)	桩 径 (m)
上海远洋技校 教 学 楼	六层砖混	片 筏	100	1.2×1.2	0.50 粉喷桩
上海远洋技校 食 堂	二层砖混	十字形 局部片筏	100 局部暗浜	1.0×1.2	0.50 粉喷桩
塘子泾住宅小区 19 号 楼	六层砖混	交叉条基	90		0.50 粉喷桩
浦东新峰招商城	四层框架	条 基	100 局部暗浜	1.144× 1.266	0.50 粉喷桩
金家塘住宅小区4*、5*	六层砖混	条 基	105		0.50 粉喷桩
上海民健旅馆	六层框架	条 基	110		0.50 搅拌桩
华东师大电话站		片 筏	100	1.16×1.3	0.50 粉喷桩
上海花苑村樱花园 多层住宅	六层框架	交叉条基	95	壁状+柱状	1.2×0.7 搅拌桩
核工院核辐射 检验大楼	八层与二层	交叉条基	90	格栅状	1.2×0.7 搅拌桩
上海沪光钻石 有限公司厂房	三层厂房	条 基	95	1.2×1.2	0.50 粉喷桩
上海金属首饰 有限公司厂房	三层厂房	条 基	95	1.0×1.2	0.50 粉喷桩
花木蔡家居住区六街 坊三单元楼	六层框架	交叉条基	100	1.0×1.2	0.50 粉喷桩
浦东邵弄纺织厂 缝纫车间	五层框架	交叉条基	75	0.9×0.9	0.50 粉喷桩
浦东医药广告公司 高庙仓储楼	六层框架	交叉条基	85 局部暗浜	1.2×1.2 1.2×0.9	0.50 粉喷桩

土地基的工程实例

表9.1.2

桩 长 (m)	置 换 率 (%)	单桩容许承载力		复合地基容许承载力		检测手段
		理论计算 (kN)	实测 $P_{0.01}$ (kN)	设计要求 (kPa)	实测或 推算(kPa)	
9.0	13.6	110	108	120	> 120	静 载 荷 试 验
7.0	16.30	90	86	100	105	
10.0		130	132	130	≥ 130	
11.0	13.5	135		135	90、101、 136	
9.5		120	87	100	198 120	
10		130		130	133、158	
6	13	95	> 160	120	> 120	
12.4	35	350	270	130	150	
7 15	34.5	200 420	270 320	170 163	180 210	
10	13.6	130		120	123	
10	16.30	130		120	120	
10	16.30	130	150	120	> 120	
5.5	24.2	80		120	124	
8.5	13.6 18	100		120	90、148、 120	

可节约钢材并降低造价。

第9.1.2条 由于受搅拌机机械搅拌能力的限制,不适用于地基承载力大于120kPa的粘性土和粉性土地基,表9.1.2为上海地区几种常见的软弱土采用水泥土搅拌法加固的工程实例。

某些地区的地下水含有大量硫酸盐(海水渗入地区),因硫酸盐与水泥发生反应时,对水泥土具有结晶性侵蚀,会出现开裂、崩解而丧失强度。为此应选用抗硫酸盐水泥,使水泥土中产生的结晶膨胀物质控制在一定的数量范围内,藉以提高水泥土的抗侵蚀性能。

第9.1.3条 对拟采用水泥土搅拌法的工程,除了常规的工程地质勘察要求外,尚应注意查明:

一、填土层的组成:特别是大块物质(石块和树根等)的尺寸和含量。含大块石对水泥土搅拌法施工速度有很大的影响,所以必须清除大块石等再予施工。

二、土的含水量:当水泥土配方相同时,其强度随土样的天然含水量的降低而增大。试验表明,当土的含水量在50~85%,范围内变化时,含水量每降低10%,水泥土强度可提高30%。

三、有机质含量:有机质含量较高会阻碍水泥水化反应,影响水泥土的强度增长。故对有机质含量较高的明、暗浜填土及冲填土应予慎重考虑,在设计中通常应提高置换率和增加水泥掺入量。对生活垃圾的填土不应采用水泥土搅拌法加固。

第9.1.4条 水泥土的强度随龄期的增长而增大,在龄期超过28天后,强度仍有明显增长,故对承重搅拌桩试块国内外都取90天龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知,在其它条件相同时,不同龄期的水泥土抗压强度间关系大致呈线性关系,其关系式如下:

$$f_{0.07} = (0.47 \sim 0.63) f_{0.28}$$

$$f_{0.14} = (0.62 \sim 0.80) f_{0.28}$$

$$f_{cu60} = (1.15 \sim 1.46) f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (1.43 \sim 1.80) f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (2.37 \sim 3.73) f_{cu7}$$

$$f_{cu90} = (1.73 \sim 2.82) f_{cu14}$$

上式 f_{cu7} 、 f_{cu14} 、 f_{cu28} 、 f_{cu60} 、 f_{cu90} 分别为7天、14天、28天、60天、90天龄期的水泥土抗压强度。

当龄期超过三个月后,水泥土强度增长缓慢。180天的水泥土强度为90天的1.25倍,而180天后水泥土强度增长仍未终止。

第二节 设 计

第9.2.1条 上海地区均采用水泥作为固化剂材料,在其它条件相同时,在同一土层中水泥掺入比不同时,水泥土强度将不同。当水泥掺入比大于10%时,水泥土强度可达0.3~2MPa以上。上海地区多数水泥掺入比 a_w 采用10~15%。水泥土的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大,且具有较好的相关性,经回归分析,可得到两者呈幂函数关系,其关系式为:

$$\frac{f_{cu1}}{f_{cu2}} = \left(\frac{a_{w1}}{a_{w2}} \right)^{1.77}$$

式中 f_{cu1} ——水泥掺入比为 a_{w1} 的水泥土抗压强度;

f_{cu2} ——水泥掺入比为 a_{w2} 的水泥土抗压强度。

上式成立的条件是 $a_w = 10 \sim 20\%$ 。

水泥标号直接影响水泥土的强度,水泥标号提高100号,水泥土强度 f_{cu} 约增大20~30%。如要求达到相同强度,水泥标号提高100号可降低水泥掺入比2~3%。

第9.2.2条 外掺剂对水泥强度有着不同的影响。木质素磺酸钙对水泥土强度的增长影响不大,主要起减水作用;三乙醇胺、

氯化钙、碳酸钠、水玻璃和石膏等材料对水泥土强度有增强作用，其效果对不同土质和不同水泥掺入比又有所不同。当掺入与水泥等量的粉煤灰后，水泥土强度可提高10%左右，故在加固软土时掺粉煤灰不仅可消耗工业废料，对水泥土强度还可有所提高。

第9.2.3条 从承载力角度提高置换率比增加桩长的效果更好。水泥土桩是介于刚性桩与柔性桩间具有一定压缩性的半刚性桩，桩身强度越高，其特性越接近刚性桩；反之则接近柔性桩。桩越长，则对桩身强度要求越高。但过高的桩身强度对复合地基承载力的提高及桩间土承载力的发挥是不利的。为了充分发挥桩间土的承载力和复合地基的潜力，应使土对桩的支承力与桩身强度所确定的单桩承载力接近。通常使后者略大于前者较为安全和经济。

第9.2.4条 根据室内模型试验和水泥土桩的加固机理分析，其桩身轴向应力自上而下逐渐减小，其最大轴力位于桩顶3倍桩径范围内。因此，在水泥土单桩设计中，为节省固化剂材料和提高施工效率，设计时可采用变掺量的施工工艺。现有工程实践证明，这种变强度的设计方法能获得良好的技术经济效果。

第9.2.5条 公式(9.2.5-1)中的加固土强度折减系数 η 是一个与工程经验以及拟建工程的性质密切相关的参数。工程经验包括对施工队伍素质、施工质量，室内强度试验与实际加固强度比值、以及对实际工程加固效果等情况的掌握。拟建工程性质包括地质条件、上部结构对地基的要求、以及工程的重要性等。目前在设计中一般取 $\eta = 0.3 \sim 0.4$ 。

公式(9.2.5-2)中桩周土的容许摩阻力 q_s 是现场载荷试验结果和已有工程经验的总结，对软塑状态的粘性土 q_s 为12~15kPa，但一般对可塑状态的粘性土 q_s 可提高至15~18kPa。

公式(9.2.5-2)中桩端地基承载力折减系数 α 取值与施工时桩端施工质量及桩端土质等条件有关。当桩端为较硬土层时

取高值。如果桩底施工质量不好，水泥土桩没能真正支承在硬土层上，桩端地基承载力不能充分发挥，这时取 $\alpha = 0.4$ ，甚至 $\alpha = 0$ 。反之，当桩底质量可靠时，则通常取 $\alpha = 0.5$ 。

第9.2.6条 桩间土承载力折减系数 β 是反映桩土共同作用的一个参数。如 $\beta = 1$ 时，则表示桩与土共同承受荷载，由此得出与柔性桩复合地基相同的计算公式；如 $\beta = 0$ 时，则表示桩间土不承受荷载，由此得出与一般刚性桩基相似的计算公式。实际上，桩身强度对 β 系数也有影响。即使桩端是硬土，但桩身强度很低，因此桩身压缩变形依然很大，此时桩间土就承受较大荷重， β 值可能大于0.5。

确定 β 值还应根据建筑物对沉降要求而有所不同。当建筑物对沉降要求控制较严时，即使桩端是软土， β 值也应取小值，这样较为安全；当建筑物对沉降要求控制较低时，即使桩端为硬土， β 值也可取大值，这样较为经济。

第9.2.7条 水泥土桩的布置形式对加固效果很有影响，一般根据工程地质特点和上部结构要求可采用柱状、壁状、格栅状和块状以及长短桩相结合等不同加固型式。

一、柱状：每隔一定距离打设一根水泥土桩，形成柱状加固型式，适用于单层工业厂房独立柱基础和多层房屋条形基础下的地基加固，它可充分发挥桩身强度与桩周摩擦力。

二、壁状：将相邻桩体部分重叠搭接成为壁状加固型式，适用于深基坑开挖时的边坡加固以及建筑物长高比大、刚度小、对不均匀沉降比较敏感的多层房屋条形基础下的地基加固。

三、格栅状：它是纵横两个方向的相邻桩体搭接而形成的加固型式。适用于对上部结构单位面积荷载大和对不均匀沉降要求控制严格的建（构）筑物。

四、长短桩相结合：当地质条件复杂，同一建筑物座落在两类不同性质的地基土上时，可用3 m左右的短桩将相邻长桩连成

壁状或格栅状，藉以调整和减小不均匀沉降量。

水泥土桩的强度和刚度是介于柔性桩（砂桩、碎石桩等）和刚性桩（钢管桩、混凝土桩等）间的一种半刚性桩，它所形成的桩体在无侧限情况下可保持直立，在轴向力作用下又有一定的压缩性，但其承载性能又与刚性桩相似，因此在设计时可仅在上部结构基础范围内布桩，不必象柔性桩一样需在基础外设置护桩。

第9.2.8条 水泥土桩加固设计中往往以群桩型式出现，群桩中各桩与单桩的工作状态迥然不同。试验结果表明，双桩承载力小于两根单桩承载力之和，双桩沉降量大于单桩沉降量。可见，当桩距较小时，由于应力重叠产生群桩效应，因此，在设计时当水泥土的置换率较大（ $m > 20\%$ ），且非单行排列，而桩端下又存在较软弱的土层时，尚应将桩与桩间土视为一个假想的实体基础，用以验算软弱下卧层的地基强度。

第9.2.9条 水泥土桩复合地基的变形包括群桩体的压缩变形和桩端下未处理土层的压缩变形之和。

群桩体的压缩变形 s_1 可按式（9.2.9-1）计算：

$$s_1 = \frac{(p_0 + p_{0z}) l}{2E_{sp}} \quad (9.2.9-1)$$

式中 p_0 ——群桩体顶面的平均附加压力；

p_{0z} ——群桩体底面的附加压力；

l ——实际桩长；

E_{sp} ——群桩体压缩模量。

$$E_{sp} = m \cdot E_p + (1 - m) E_s$$

E_p ——水泥土桩的压缩模量，可取 $(100 \sim 120) f_{cu}$ ；

E_s ——桩间土的压缩模量。

大量的水泥土桩设计计算及实测结果表明,群桩体的压缩变形量仅变化在20~40 mm间。因此当荷载大,桩较长或桩体强度小时,取大值;反之,可取小值。

第三节 施 工

第9.3.1条 国产搅拌头大都采用双层(或多层)十字杆型。这类搅拌头切削和搅拌加固软土十分合适,但对块径大于100 mm的石块、树根和生活垃圾等大块物的切割能力较差,即使将搅拌头作了加固处理后已能穿过块石层,但施工效率较低,机械磨损严重。因此,施工时应以挖除后再填素土为宜,增加的工程量不大,但施工效率却可大大提高。

第9.3.2条 根据实际施工经验,搅拌法在施工到顶端0.3~0.5 m范围时,因上覆土压力较小,搅拌质量较差。因此,其场地整平标高应比设计确定的基底标高再高出0.3~0.5 m,桩制作时仍施工到地面,待开挖基坑时,再将上部0.3~0.5 m的桩身质量较差的桩段挖去。

(一) 湿 法

第9.3.4条 深层搅拌机施工时,搅拌次数越多,则拌和越为均匀,水泥土强度也越高,但施工效率就降低,实践证明,如按本条施工步骤进行,就能达到搅拌均匀,施工速度较快的目的。

第9.3.5条 每一个搅拌施工现场,由于土质有差异、水泥的品种和标号不同,因而搅拌加固质量有较大的差别。所以在正式搅拌桩施工前,均应按施工组织设计确定的搅拌施工工艺制作数根试桩,再最后确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和复搅深度等参数。

第9.3.6条 制桩质量的优劣直接关系到地基处理的加固效果。其中的关键是注浆量，注浆与搅拌的均匀程度。因此，施工中应严格控制喷浆提升速度。

施工中要有专人负责制桩记录，对每根桩的编号、水泥用量、成桩过程（下沉、喷浆提升和复搅等时间）进行详细记录，质检员应根据记录，对照标准施工工艺，对每根桩进行质量评定。

第9.3.7条 由于固化剂从灰浆泵到达出口需通过较长的输浆管，必须考虑水泥浆保证到达桩端的流动时间。一般可通过试打桩后再确定其输送时间。

第9.3.8条 深层搅拌机预搅下沉时，当遇到较坚硬的表土层而使下沉速度过慢时，可适当加水下沉。虽试验表明，当土层的含水量增加，水泥土的强度会降低。但考虑到搅拌设计中一般是按下部最软的土层来确定水泥掺量的，因此只要表层的硬土经加水搅拌后的强度不低于下部软土加固后的强度，亦是能满足设计要求的。

第9.3.9条 目前国产的深层搅拌机械大都采用定量泵输送水泥浆，因此可通过控制提升速度和重复喷浆搅拌的方法达到桩身强度为变参数的目的。为了使水泥土桩体搅拌均匀，一般要求搅拌次数必须比喷浆次数多；为了保证桩顶质量，当喷浆达到桩顶标高时，宜采用慢速提升搅拌或停止提升搅拌数秒，使桩头均匀密实。

第9.3.10条 由于搅拌机械采用定量泵输送水泥浆，转速又是恒定的，因此灌入地基中的水泥量完全取决于搅拌机的提升速度和复搅次数，施工过程中不能随意变更，并应保证水泥浆能定量不间断供应。

凡成桩过程中，由于电压过低或其它原因造成停机使成桩工艺中断时，宜将搅拌机下沉至停浆点以下0.5 m，待复供浆时再喷浆提升继续制桩；凡中间停止输浆三小时以上者，将会使水泥

浆在整个输浆管路中凝固，因此必须排清全部水泥浆，清洗管路。

第9.3.12条 搅拌桩施工检查是检查搅拌桩施工质量和判断事故原因的基本依据，因此对每一延米的施工情况均应如实及时记录，不得事后回忆补记。

第9.3.13条 根据现场实践表明，当搅拌桩作为承重桩进行基坑开挖时，桩顶和桩身已有一定的强度，若用机械开挖基坑，往往容易碰撞损坏桩顶，因此基底标高以上0.3m宜采用人工开挖，以保护桩头质量。

(二) 干 法

第9.3.15条 每个场地开工前的成桩工艺试验必不可少，由于制桩喷灰量与土性、孔深、气流量等多种因素有关，故应根据设计要求逐步调试，藉以确定施工有关参数（如土层的可钻性、转速、加料叶轮转速、气压及流量等），以便正式施工时能顺利进行。

制桩喷灰量将直接影响桩体强度及加固效果，但目前的粉喷机大部分无喷粉量的计量装置，只能人工测量料罐中料面的变化，测得每根桩的平均喷灰量。由于料罐是锥形的故误差较大，为了减少误差，应每根桩开罐测量喷灰量，以便及时调整喷灰量以达到设计要求。有的粉喷自动计量仪只有喷灰量无深度记录，有的即使有喷灰量和相应的深度曲线，但料罐的结构尚需改动。因此当前的粉喷计量仪急待进一步研究改进。

第9.3.16条 对地下水位较深，基底标高较高的场地，或喷灰量较大，停灰面较高的场地，施工时应加水或施工区及时地面加水，以使桩头部分水泥充分水解水化反应，以防桩头强度降低。

第9.3.17条 粉喷桩机一般均已考虑提升速度与搅拌头转速

的匹配,使以不同的提升速度,钻头均约每提升15 mm搅拌一圈,从而保证成桩搅拌的均匀性。但每次搅拌时,桩体将出现极薄软弱结构面,这对承受水平剪力是不利的。一般可通过复搅的方法来提高桩体的均匀性,消除软弱结构面,提高桩体抗剪强度。

第四节 质量检验

第9.4.1条 对每根制成的水泥土桩须随时进行检查,对不合格的桩应根据其位置和数量等具体情况,分别采取补桩或加强附近工程桩等措施。

第9.4.2条 可采用轻便触探 N_{10} 在成桩后七天内进行桩身质量检验,如超过七天就不易进行取样和贯入。

一、检验搅拌均匀性:用轻便触探器中附带的勺钻,在水泥土桩桩身钻孔,取出水泥土桩芯,观察其颜色是否一致;是否存在水泥浆富集的结核或未被搅拌均匀的土团。

二、触探试验:根据现有的轻便触探击数 N_{10} 与水泥土强度对比关系分析,当桩身一天龄期的击数 N_{10} 已大于15击时,或者七天时的击数 N_{10} 已大于原天然地基击数 N_{10} 的一倍以上,则桩身强度已能达到设计要求。当每贯入100 mm, N_{10} 大于30击时应停止贯入,继续贯入则桩头可能发生开裂或损坏,影响桩头质量。

三、静力触探:水泥土搅拌桩制桩后可用静力触探测试桩身强度沿深度的分布图,并与原始地基的静力触探曲线相比较,可得桩身强度的增长幅度,并能测得断浆(粉)、少浆(粉)的位置和桩长,整根桩的质量情况将暴露无遗。用比贯入阻力 p_s 估算桩体强度需有足够的工程试验资料,同时还须参照当地水泥土短龄期强度与标准强度的经验关系进行强度推算。在目前积累资料尚不够的情况下,可借鉴同类工程经验或用:

$$f_{cu} = p_s / 10$$

来粗略估算桩体水泥土抗压强度。上海铁道学院和上海隧道

工程设计院在沪东住宅小区粉喷桩质量检验中采用静力触探手段,在成桩后第三天检测桩身比贯入阻力沿深度的变化,取得了一定的经验和效果,认为静力触探可以严格检验桩身质量和加固深度,是查检桩身质量的一种有效方法之一。但在理论上和实践上尚须进行大量的工作,用以积累经验。同时在测试设备上还须进一步改进和完善,以保证该法检验的可行性。

四、测点位置:由于制桩钻头原因,粉喷桩的中心有50~100 mm的软芯,含灰量较少,而桩周强度又普遍较大,故对粉喷桩的测点位置应设在桩径方向1/4处。

第9.4.3条 水泥土桩成桩质量特殊检验方法有:

一、桩身取样作立方强度检验:一般可在轻便触探后,对桩身强度有怀疑的区段,钻芯取样,制成试块,进行桩身实际强度测定。为保证试块尺寸不小于7.07cm×7.07cm×7.07cm,钻孔直径不宜小于108mm。

二、截取桩段作抗压强度试验:在现场挖取桩段,上下截面用水泥砂浆整平。装入压力架后千斤顶加压,即可测得桩身抗压强度及桩身变形模量。

第9.4.4条 对单桩和复合地基载荷试验,一般宜在龄期90天进行试验,但最少龄期不得低于28天,具体载荷试验方法参照附录一。

第9.4.5条 用作止水的壁状水泥桩体,在必要时可开挖桩顶3~4m深度,检查其外观搭接状态。另外,也可沿壁状加固体轴线斜向钻孔,使钻杆通过2~4根桩身,即可检查深部相邻桩的搭接状态。

第9.4.6条 水泥土搅拌桩施工时,由于各种因素的影响,有可能不符设计要求。只有基槽开挖后测放了建筑物轴线或基础轮廓线后,才能对偏位桩的数量、部位和程度进行分析和确定补救措施。因此,水泥土搅拌法的施工验收工作宜在开挖基槽后进行。

第十章 树根桩

树根桩是在三十年代由意大利的F. LIZZI首先提出并在实际工程中应用,国外文献称为ROOT PILE。在国外常用垂直的和倾斜的树根桩组成网状结构的加固体,因其形状似“树根”而得名。1981年在国内,由同济大学首先推荐,并在工程中开始实际使用。在上海通常不采用网状结构的树根桩进行地基加固,桩径也不断增大,趋近于小直径灌注桩,很少采用国外下套管的施工方法,因此有的专家认为应为目前建筑市场上的树根桩“更名”。考虑到这类桩近年来发展很快,应用很广,而名称已约定成俗,也就不必回到三十年代的出处去追根求源了。树根桩采用压浆的方法成桩,浆液对上海地区的粉性土和砂性土夹层有明显的渗透性,在桩周围形成脉状细枝,从这个角度来说似乎也可对这种具有地区特性的桩名有某种理解。

第一节 一般规定

第10.1.1条 上海地区的树根桩都大于承受垂直向荷载,在开槽埋管和基坑开挖工程中也用于侧向围护和防渗堵漏。在用作防渗堵漏时,其可靠性高于注浆方法,低于水泥土搅拌桩法,其效果除受桩位偏差、垂直度和成桩工艺影响外,还取决于挡土结构施工质量。

托换加固包括楼房加层时的基础加固,地下工程施工时周围环境的保护性加固,及原有建筑物的纠偏加固等,其应用有很大的灵活性。在国外,树根桩主要用于托换加固,因而上海今后

的托换加固具有良好的发展前景。

第10.1.2条 国外文献所介绍的树根桩直径以 $\phi 100$ 左右最为常见，而上海目前建筑市场的树根桩直径一般不小于 $\phi 150$ ，多数为 $\phi 200 \sim \phi 300$ ，已有工程采用 $\phi 400$ ，甚至 $\phi 500$ 的树根桩。为避免和灌注桩混淆并抑制盲目增大桩径的趋势，将上限定为 $\phi 300$ 。

对网状结构的斜桩的应用，上海至今尚无工程实例，鉴于国外应用较多，条文中将此条列出，作为一个有可能的发展方向。

第10.1.3条 树根桩用于原有建筑物的基础托换加固时，其目的往往是缩小差异沉降，而原基础的承载力安全度是足够的。考虑到变形的协调，根据变形计算和工程实践经验，通常仅取容许承载力的 $1/2 \sim 1/3$ 。图10.1.3为上海王开照相馆过街楼基础托换布置图。

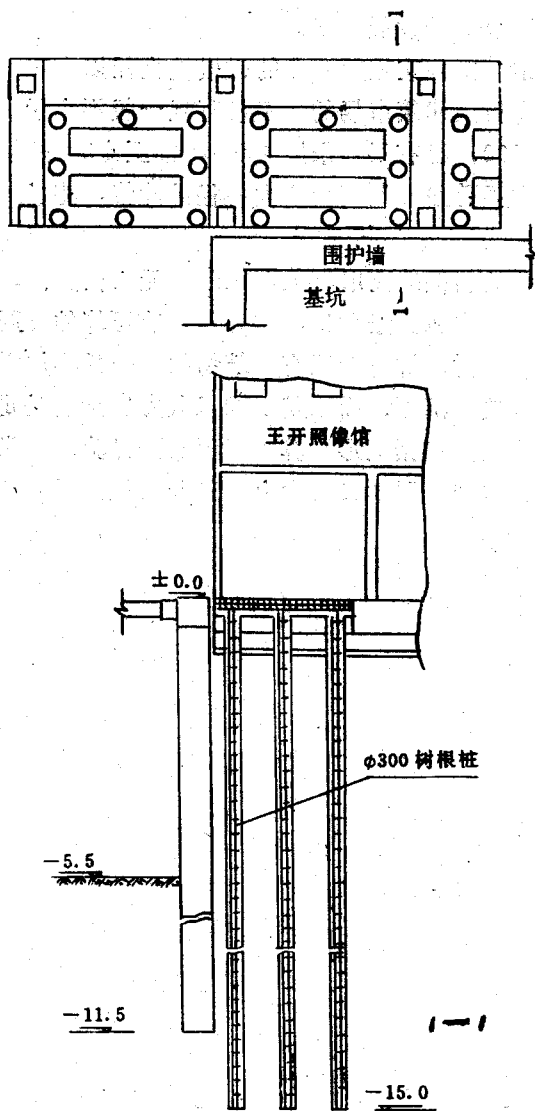


图10.1.3 王开照相馆过街楼基础托换

第二节 设 计

第10.2.1条 上海地区的树根桩一般为摩擦桩,均由承台连接,承台下的桩和土均受上部荷载作用。桩土应力比在桩达极限状态之前一般是随荷载的增加而增大的,并随荷载施加的历时而增大。同济大学的树根桩研究报告成果指出,桩土应力比变化于20~60之间,对托换基础的桩土应力比变化于50~100之间。同济大学在唐山大楼树根桩基础的实测资料表明,承台下的土体承担40%左右的上部荷载,因而设计时将荷载全部分给树根桩是不合理的。

桩土应力分配实际上是沉降变形协调的问题,在新建工程中采用树根桩作为承重桩时,可按容许沉降量并按实际工程经验来选择桩土荷载分担比例,也可参考同类小桩设计所采用的较为成熟的方法。

一、单桩静载荷试验是与灌注桩静载荷试验的相同方法进行,图10.2.1—1和表10.2.1—1为1985年上海市政工程设计研究院在上海龙华污水处理厂所进行的树根桩静载荷试验资料,桩径为150 mm,这是上海地区最早的树根桩实测资料。同济大学自1990~1992年在上海新卫机器厂、唐山大楼、北蔡市政工程公司进行了一系列树根桩静载荷试验,试验结果如表10.2.1—2所示,可供同类工程借鉴。

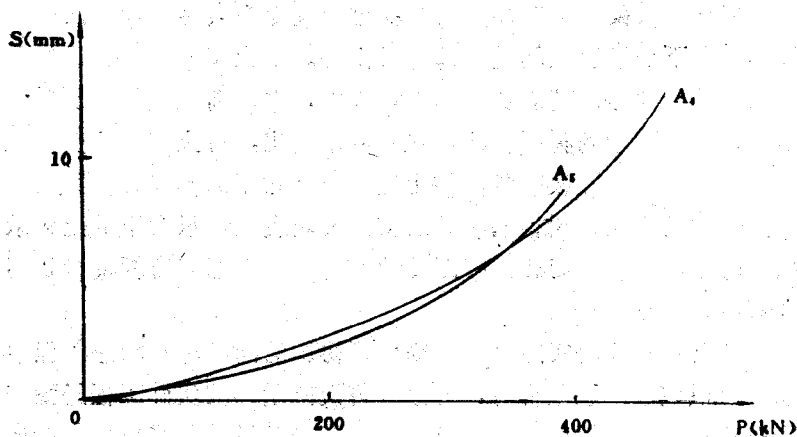


图10.2.1-1 龙华污水处理厂树根桩静载荷试验曲线

龙华污水处理厂树根桩静载荷试验 (钻头直径150 mm)

表10.2.1—1

项 目	类 型 编 号	A		B		C		D		E	
		A ₄	A ₅	B ₄	B ₅	C ₄	C ₅	D ₄	D ₅	E ₄	E ₅
长度 (m)		21.0	21.0	16.5	16.5	15.5	10.5	5.7	5.7	3.0	3.0
破坏荷载 (kN)		480	510	260	320	160	200		160		50
破坏位移 (mm)		18.7	23	12	15.3	15.1	133		160		45
极限荷载 (kN)		>400	480	230	300	110	170		140		40
极限位移 (mm)		>8.9	13	4.2	7.1	7.6	5.8		9.4		20

新卫机器厂树根桩静载荷试验 (钻头直径150 mm)

表10.2.1—2

编 号	桩长 (m)	f_u (kPa)	f_s (kPa)	f_u/f_s	极限荷载 (kN)	极限沉降 (mm)
ZC-1 (有套管)	18	34.2	25	1.37	300	8.5
ZC-2 (有套管)	18	43.6	25	1.74	380	9.6
ZC-5 (无套管)	18	24.2	25	0.97	220	8.3
ZC-6 (无套管)	18	26.0	25	1.04	230	8.9
ZD-1 (有套管)	18	33.5	25	1.52	210	8.3
XC-1 斜桩6°	18	31.5	25	1.26	280	8.7
XC-2 斜桩6°	18	36.1	25	1.44	340	12.8

注: f_u 为桩侧极限摩阻力的试验平均值,

f_s 为按上海市标准《地基基础设计规范》表6.2.2上限值计算的桩侧极限摩阻力 (按土层深度加权平均值) 。

三、由于采用了压浆成桩的工艺, 通常有50%以上的水泥浆液压入周围土层, 从而增大了桩侧摩阻力, 一系列树根桩静载荷试验证明了这一点, 表10.2.1—2中列出了和上海市标准《地基基础设计规范》表6.2.2中的土层极限摩阻力上限值的对比情况, 从表中可见, 取上限值是合适的。树根桩施工有时采用二次压浆工艺, 按宝钢二十冶在松江立交桥施工的经验, 采用二次压浆提高桩的极限摩阻力30~50%。由于二次注浆通常在某一深度范围内进行, 极限摩阻力的提高仅就该范围而言。

在上海某些地段, 暗绿色粉质粘土层埋深较浅, 树根桩的桩尖可进入这层硬土。为充分利用端部承载力, 常采用端部扩径的

方法。图10.2.1—2上海大场614铁路专用线箱涵工程，树根桩为 $\phi 200$ ，桩长10.8 m，共80根。桩尖伸入暗绿色粉质粘土层1 m，伸入部分扩径至 $\phi 400$ ，单桩容许承载力取200kN。该工程采用下套管成桩工艺，于1988年10月完工，半年后实测最大沉降量不超过2c m。因受桩身强度的限制，桩端承载力的选取以不超出单桩承载力的1/3为宜，上述工程实例中树根桩桩端承载力为50kN，桩身混凝土强度等级不低于C25。不计端承力时，桩身钢筋可在桩长1/2~2/3范围内布置；计入端承力时，钢筋笼应伸到桩端。

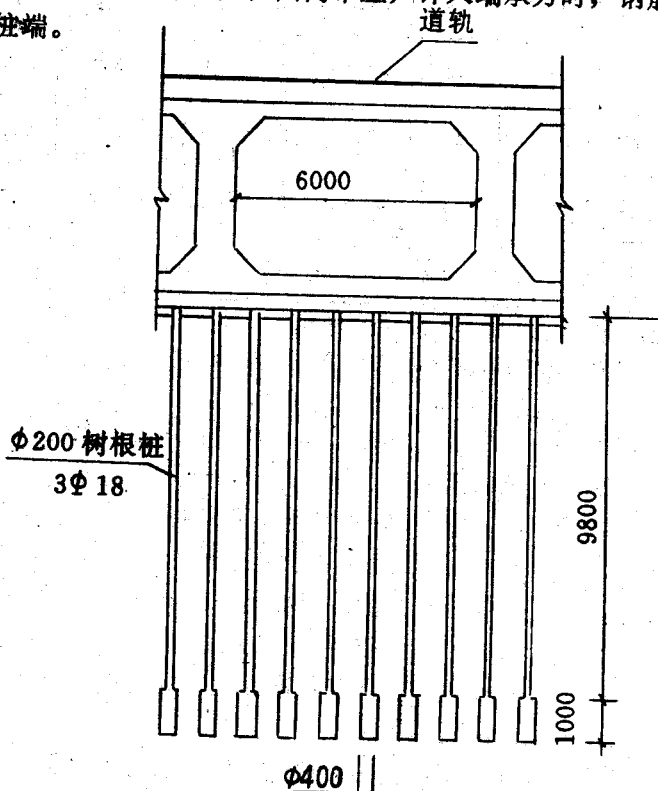


图10.2.1-2 大场铁路专用线箱涵树根桩基础

第10.2.2条 考虑到原TJ10—74《钢筋混凝土结构设计规范》已于1991年6月30日废止，按现行的GBJ10—89国家《混凝土结构设计规范》，强度等级用符号C和立方体抗压强度标准值表示。按现行规范，混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 等于立方体抗压强度标准值 $f_{cu,k}$ 的一半，于是 $P_s/A_p \leq f_c/K = 0.5f_{cu,k}/K$ ，取 $K=2$ 时，即为 $P_s/A_p \leq 0.25f_{cu,k} \text{ (MPa)} = 250f_{cu,k} \text{ (kPa)}$ 。上海市标准《地基基础设计规范》规定灌注桩桩身垂直压应力 $\sigma \leq (0.2 \sim 0.25) R$ ，由于对同一强度等级的现行规范的立方体抗压强度标准值比原规范的立方体极限抗压强度低2MPa，因此树根桩的允许轴心抗压强度在 $(0.2 \sim 0.25) R$ 范围之内。考虑到树根桩桩顶强度并不会低于其它部位，取值高于 $0.2R$ 是合理的。

第10.2.3条 树根桩所采用的碎石粒径不宜过大，以防卡在钢筋笼上，通常以不超出1/10桩径为宜。粒径数毫米的瓜子片含泥量高，易浮在水泥浆表面，会显著减少压浆量和降低桩身强度。

砂粒粒径的选取常受砂浆泵的限制，应以砂浆泵能正常输送为原则。当粒径超过0.5mm时浆液往往容易沉淀，造成输送管道堵塞。

作为永久性建筑的承重桩，采用水泥砂浆对提高桩身强度有利，作为临时支护和防渗结构的树根桩，采用纯水泥浆对浆液向四周土体渗透有利。

第三节 施 工

第10.3.1条 树根桩施工往往因地制宜，具有较大的灵活性，但主要的施工工艺应遵循以下各点：

一、树根桩的桩径较小，定位容许偏差量也相应减少。2cm相当于 $\phi 200$ 桩径的1/10，在施工中是可以达到的。

二、上海地区施工的树根桩一般均可采用清水护壁，只要熟练施工操作，可以确保施工质量。对土质特差的软土地层和砂土地层，有时会出现缩孔和塌孔现象，应采用泥浆护壁。

树根桩一般是摩擦型桩，桩身强度是有足够储备的，但用作端承桩时，桩身强度往往已无安全储备，确保桩身断面均匀的重要性就需提高，故而应采用下套管的成桩工艺。

三、在成孔之后至回填碎石的期间，最可能产生缩径和塌孔的现象，因此应尽可能缩短吊放钢筋笼的时间。当钢筋笼的焊接时间太长时，应采用相应的防止缩径和塌孔的措施。

四、碎石的填充量应采取体积计算，先算出盛碎石的容器的体积和钻孔（扣去钢筋笼、注浆管的体积）的容积，可获得每孔应投入碎石的桶数。考虑到钻孔容积计算的误差和投放时空隙率的变化，投入量允许有（10~20%）的变化幅度。投入量过小时往往是缩颈或碎石级配不良所致，会导致桩身强度的明显不均匀。

五、注浆不宜采用高压大流量的注浆泵，避免产生过多的浆液流失和桩身强度不均匀。当浆液经注浆管以孔底开始压出时，往往需要1MPa左右的起始压力，接着以0.1~0.3MPa的压力使浆液逐渐上冒。在桩长大于20 m时可在注浆过程中上提一次注浆管或边拔边注浆。

六、拔管后，孔内混凝土和浆液面会下降，当表层土质松散时会有浆液流失现象，一般须在桩顶填充碎石和在1~2 m范围内补注浆。

七、在端部扩颈的树根桩，除采用偏心钻扩孔之外，在扩孔段常采用二次注浆工艺，以确保端承力。二次注浆管在扩孔段位置管壁四周设注浆孔，待第一次注浆的浆液初凝时进行第二次注浆。浆液初凝时间取决于水泥品种和外加剂掺量，一般控制在45~60分钟时间范围内。第二次注浆属劈裂注浆，因周围可供浆液渗透

的空隙已在第一次注浆中被充填，第二次注浆压力必须足以克服初凝浆液的凝聚力并剪裂周围土体，从而产生劈裂现象。用于二次注浆的注浆泵的额定压力不宜低于4.0MPa。

第10.3.3条 穿孔是指注浆成桩时浆液从附近已完工的桩顶冒出，其原因是相邻桩施工间隔时间太短和桩距较小，常用的措施是采用跳一、二个孔，甚至跳三个孔施工的工序。在地下人防设施、窖井附近或松散的砂性土层施工时，为防止浆液大量流失，采用掺速凝剂、减小注浆压力和间歇注浆等措施。为防止浪费浆液，对注浆量应设上限。按桩身体积计算水泥用量的方法可参照同等级混凝土计算方法进行。由于树根桩压浆成桩时均有不同程度的浆液向四周土体渗透现象，水泥用量超出计算量一倍属正常现象，故而将注浆量控制在计算量的三倍以内。

第10.3.4条 用于防渗堵漏的树根桩对桩身强度和周围土体强度的提高无严格的要求，而注浆量往往很大，故而掺入适量粉煤灰对节约水泥有利。考虑到浆液的流动性和稳定性，宜采用达一级灰或二级灰标准的磨细粉煤灰。将掺入量限制在水泥重量的30%以内是出自桩身抗渗和强度的需要。

第四节 质量检验

第10.4.1条 树根桩属地下隐蔽工程，施工条件和周围环境往往较复杂，成桩过程中每道工序的检验是关键。施工单位应按设计要求提出施工设计大纲，经现场监理审核后监督执行。

第10.4.2条 树根桩试块取自成桩后的桩顶混凝土，按GBJ 10—89国家标准《混凝土结构设计规范》，试块尺寸为150mm立方体，其强度等级由28天龄期的用标准试验方法测得95%保证率的抗压强度值确定。

第10.4.3条 树根桩静载荷试验可参照混凝土灌注桩试验方

法进行。对用作基础托换的树根桩，可以从试桩曲线上了解其沉降特性。应该明确P—S曲线上的沉降量不是桩基实际工作状态下的沉降量，只反映实际工程中的桩基早期沉降量，对软土地层的树根桩，后期沉降量是不容忽视的，设计时可参照已有的工程经验留足够的余量。

第十一章 锚杆静压桩

第一节 一般规定

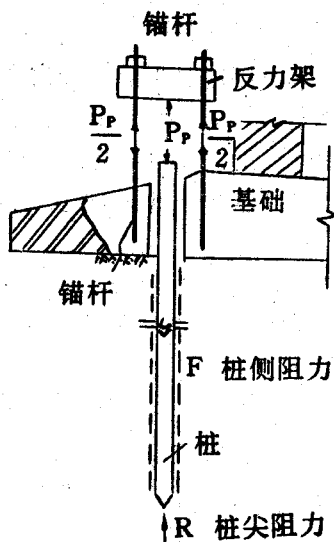
第11.1.1条 锚杆静压桩是冶金部建筑总院八十年代初开发的一项地基加固处理新技术，已在八省二市（尤其华东沿海地区）几百项工程应用中获得成功，上海自1986年在胜德塑料厂开始使用至今，已在五十多项工程中推广使用，解决了难度较大的已建和新建工程的地基加固任务，取得了显著的技术经济效益。该项新技术已在1985年7月在南京通过冶金部部级技术成果鉴定；1989年由冶金院编制的“锚杆静压桩技术”规程通过了冶金部专业技术审定。并于1991年10月1日开始向全国发行YBJ227—91“锚杆静压桩技术规程”。

经建设部批准，锚杆静压桩工法定为1991年度土木建筑一级（国家级）工法，并于1992年2月的建施[1992]58号文向全国公布。

第11.1.2条 锚杆静压桩的特性：

1. 可在密集的建筑群中施工，施工时无振动、无噪音、无污染；
2. 对施工场地狭窄，而大型地基加固机械无法进入现场的情况下，可采用该项新技术；
3. 对于新建工程可与上部建筑同步进行，不另占用桩基施工工期，节省了工程投资；
4. 可在车间不停产、居民不搬迁情况下进行基础托换加固；

第11.1.3条 锚杆静压桩的工作原理就是利用建（构）筑物自重，先在基础上开凿出压桩孔和锚杆孔，然后埋设锚杆或在新建建（构）筑物基础上预留压桩孔和预埋锚杆，藉锚杆反力，通过反力架用千斤顶将桩逐渐压入基础的压桩孔中，当压桩力（ P_p ）达到 $1.3P_s$ （ P_s 为单桩的容许承载力）和满足设计桩长时，便可认为满足设计要求，再将桩与基础迅速连接在一起，该桩便能立即承受上部荷载，从而减小基底地基土的压力，阻止建（构）筑物继续产生不均匀沉降，从而达到地基加固的目的。锚杆静压桩时的力系平衡见图11.1.3-1。



178

锚杆静压桩是锚杆和压桩二项技术的有机结合，只要掌握这项技术的基本性能，就能在应用过程中取得良好的技术经济效益。

（一）抗拔锚杆的基本性能

1. 锚杆的形式：新浇基础一般采用预埋爪式螺栓。在已建基础上可采用先成孔后埋设带墩粗头的直杆螺栓。

2. 高强粘结剂：后埋式锚杆与混凝土基础的粘结，一般均采用高强粘结剂，经固化后能承受压桩时的很大抗拔力，但必须重视粘结剂的制作和埋设施工质量。

3. 锚杆的有效埋设深度：通过现场抗拔试验和有限元计算表明，锚杆埋设深度为 $8 \sim 10d$ （ d 为锚杆直径）便能满足使用要求。

为了探讨光面直杆锚杆螺栓在基础中的受力状态，用轴对称的有限单元法进行了计算分析，并进行了抗拔现场试验，得到了锚杆不同埋设深度的理论计算和实测结果（见图11.1.3-2）。从图中可见，离开基础表面随着埋置深度的增加，螺栓截面的拉应力 σ_z 和螺栓表面的剪切力 τ_{yz} 减弱都很快。当埋设深度超过 $8.5d$ 以后，应力 σ_z 变得很小，这与现场抗拔试验结果的规律基本相符。

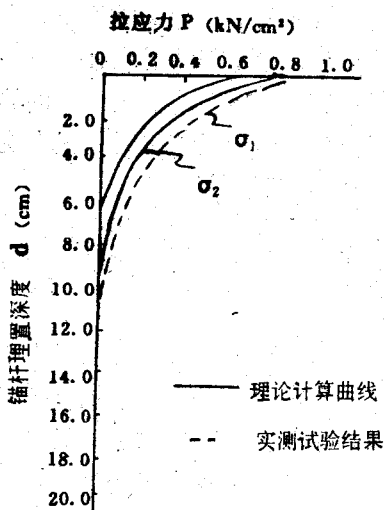


图11.1.3-2 锚杆螺栓不同埋置深度的应力分布

由锚杆螺栓不同深度剪应力分布规律表明，在接近基础表面有很大的剪应力，实际已超过混凝土的抗剪强度，混凝土将出现塑性变形至开裂。但在基础表面以下 $1.5d$ 深度处，剪应力 τ_{yz} 为基础表面螺栓拉应力 p 的 0.03 倍。如果螺栓的容许拉应力为 100 MPa ，则相应应在 $1.5d$ 深度处的剪应力 3 MPa ，接近混凝土的极限抗剪强度，保证了锚杆在混凝土中的锚固作用。因而在工程中采用 $10\sim 12d$ 的埋深是安全可靠的。

(二) 压桩阻力和单桩承载力

将桩压入土中时要克服土体对桩的阻力，该阻力称为压桩力 P_p 。压桩阻力 P_p 由桩侧阻力和桩尖阻力二部分组成，其表达式为：

$$P_p = U \sum l_i f_i + A f_p$$

式中 U ——桩周长 (m)；
 l_i ——各土层的厚度 (m)；
 f_i ——各土层的桩侧摩阻力系数 (kPa)；
 A ——桩尖面积 (m²)；
 f_p ——桩尖阻力系数 (kPa)。

在压桩施工过程中，由于挤土的作用，在桩周一定范围内出现土的重塑区，土的抗剪强度将明显降低。因此，桩侧阻力也就明显减小，这就是桩侧阻力特性。锚杆静压桩就是利用这一特性，用较小的压力把桩压入到较深的土层中去。但是，必须指出沉桩引起土的抗剪强度下降只是一种暂时现象，随着时间的推移，超孔隙水压力的逐渐消散，土体逐渐固结压密，此时孔隙水压力的逐渐消散，土体逐渐固结压密，此时土的结构强度也随之提高，因而桩侧阻力也将明显增大。

工程桩是由多节短桩连接而成，为了掌握单桩承载力，在各工程中均进行了单桩现场试验，试验得出：当压桩力为 $1.3P_s$ 左右时 (P_s 为设计单桩容许承载力) 经三周休止后，触变性粘土的单桩承载力得到明显恢复，单桩承载力的安全度 K 达到 2，完全满足设计要求。

第二节 设 计

第11.2.1条 桩型选择应根据工程性质、地质情况、施工条件及场地周围环境等综和考虑，一般情况下采用预制方桩，在特殊条件下为穿透碎石垫层、砂层和硬土层时可采用小直径钢管

桩。

桩尖持力层的选择：桩基宜选择压缩性较低粘性土、粉性土、中密或中密以上的砂土作为持力层。

较典型的桩基持力层为：

1. 按建筑物抗震要求判定为不致液化的浅埋灰色砂质粉土、粉砂层；
2. 暗绿色（或草黄色）粘性土是上海地区一般地基的良好持力层；
3. 当暗绿色粘土层缺失时，亦可选用含水量不超过35%、孔隙比不大于1、重度略大于 18kN/m^3 的灰色粘土或粉质粘土作为桩尖持力层。

单桩垂直承载力：单桩垂直承载力与桩的类型、材料、施工方法、入土深度、桩端进入持力层的深度、设置后的休止时间以及桩的截面形状、大小、荷载性质等因素有关、垂直承载力应由现场桩的载荷试验确定，当没有进行静荷载试验时，地基土对桩的支承能力一般可按式计算：

$$P_s = \frac{1}{K} (U_p \sum f_i l_i + f_p A_p)$$

式中 P_s ——单桩垂直容许承载力（kN）；

K ——安全系数，一般取2；

U_p ——桩身截面周长（m）；

f_i ——桩周第*i*层土的极限摩阻力（kPa）；

l_i ——第*i*层土的厚度（m）；

f_p ——桩端处土的极限端承力（kPa）；

A_p ——桩端横截面面积（ m^2 ）；

预制桩的桩周土极限摩阻力和桩端处土的极限端承力可根据土的名称、土层的埋藏深度及土的性质并结合土的原位测试值按上海市标准《地基基础设计规范》表6.2.2所列数值选用。

关于桩基沉降量计算和桩基承台设计均参考上述规范进行设计计算。

第11.2.2条 桩的数量应根据单桩容许承载力 P_s ，结合上部荷载情况通过计算确定。

根据以往经验，在锚杆静压桩桩基设计中，应当充分考虑与桩间土共同分担荷载的作用。

由冶金院承担的多层住宅楼地基处理采用锚杆静压桩基逆作法施工设计中，当桩基属于摩擦桩或以摩擦桩为主的摩擦支承桩性质时，可以考虑桩与基础的共同作用的特性。例如上海电子商厦、小绍兴鸡粥店、上海材料试验机厂、上海冶金专科学校六层学生宿舍楼等多项工程，都取得了良好的效果。减少了桩的用量，节省了工程造价。

桩基逆作施工法应充分考虑桩—土—基础共同作用，其有利因素如下：

(1) 基础承台参与承受上部荷载：由于利用建筑物自重作压桩时的反力，根据布桩构造的需要，需要有一定宽度的条基或一定面积的独立基础去承受二~三层楼的上部荷载，约占建筑物总荷载的三分之一，由此可见，由构造需要的基础面积已参与了承受上部荷载的作用。

(2) 考虑桩的挤土效应：常规的先打桩后建房的桩基施工工序，打桩过程中引起的挤土、隆起、沉降等一系列现象均在建房前已大部分完成。上部荷载主要由桩来承受。然而采用桩基逆作法施工的桩基工程。其地基土的受力情况有明显不同，如在压桩过程中的挤土效应，将全部作用在基础下面的地基土中，处于上部部分荷载作用下的地基土，在压挤过程中因为压入的桩将排挤出与自身体积相同的土的体积，地基土将受到挤密作用，土的密度增大，地基土的承载力相应得到提高。与此同时，由于超孔隙水压力的作用，土体将发生上抬现象，在基础底板下将作

用着上拱力，由多项工程表明，上拱力都大于二~三层楼的上部荷载，基础都出现不同程度的上拱现象。少则几毫米多则几十毫米。例如福州外贸住宅楼，当280根桩施工完后，基础上抬量达28mm，当八层楼封顶后，基础回复到原标高，沉降已趋稳定。由此可见压桩施工中的挤土效应的作用。

(3) 考虑带承台单桩的承载力大于单桩承载力：大量的国内外试验资料表明，带承台的单桩承载力比不带承台的单桩承载力要高得多，充分说明承台参与共同作用。由于建筑物桩基逆作法施工工艺的需要，设计带有一定宽度的条基或独立柱基，先天已具备了带承台的条件，因此，应在设计中考虑这个因素。

根据福州某职工住宅楼——七层半钢筋混凝土框架结构，条形基础，通过基底埋设土压力盒，测出逐层砌筑高度与条基反力，实测结果表明，桩—土—基础作用分担比为，基础底土承受上部荷载约占总荷载的37%，桩基占63%。

根据上海电子商厦——八层框架结构，其中一层为地下室，通过对箱型基础基底埋设土压力盒，测出逐层砌筑高度与基底反力，实测结果表明，箱基边缘土压力较高，中间土压力较小，基底平均反力为50kPa，地基土承受上部总荷载的38%，桩基占62%。

以上二项工程实测结果表明：将桩基设计为摩擦桩或摩擦支承桩，采用桩基逆作法施工新工艺，其天然地基仍具有较大的应用潜力，宽条基或箱基能承受二~三层建筑物的荷重，随着结构层的增多，地基承载力的加大，地基土由弹塑性状态，进入到塑性阶段，但未达到极限状态，根据沉降观测资料，进行适时封桩，可以有效地使桩—土—基础起到共同作用，实测结果，上述二种基础承受了占桩总承载的(36~38)%，桩基承担(62~64)%，相当于原设计的三分之一的荷载，由此说明常规的设计方法是有很潜力的，目前该二项工程使用情况良好，沉降已经

稳定, 沉降量约6~8cm范围内, 因而在该设计中考虑桩—土—基础共同作用的设计方案是正确的。

关于上海地区锚杆静压桩单桩承载力的取值问题, 作者结合工程开展了多根桩的单桩载荷试验, 现将部分桩的试验情况汇总如下表11.2.2:

上海地区单桩荷载试验汇总表

表11.2.2

桩号	桩入土深度(cm)	间隔时间(天)	桩设计荷载Pa 压桩力Pp	桩的极限荷载 Pu(kN)	桩的沉降(mm)	桩尖土类型	Pp/Pa	Pu/Pa	Pu/Pp	试验说明
治-1	20	11	$\frac{250}{270}$	420	19.7	粘土	1.08	1.68	1.56	休止时间不足
治-2	20	8	$\frac{250}{280}$	400	16.21	粘土	1.12	1.60	1.43	休止时间不足
治-3	20	30	$\frac{250}{273}$	490	13.38	粘土	1.11	1.96	1.79	受抗拔锚杆力的影响, 实验未破坏
治-4	20	27	$\frac{250}{264}$	490	16.83	粘土	1.06	1.96	1.86	同上
材-5	26	45	$\frac{250}{350}$	500	9.44	粉质粘土	1.4	2.0	1.43	试验未破坏
材-6	27.5	29	$\frac{250}{360}$	500	19.67	粉质粘土	1.44	2.0	1.39	同上
钢-7	23.5	18	$\frac{250}{392}$	400	5.37	粉质粘土	1.57	1.6	1.02	螺杆松动 试验中断

由试验结果表明: 对粘性土而言, 当压完桩后, 经过一段时间休止后, 土的抗剪强度得到恢复, 桩的承载力明显得到提高, 桩的极限承载力均为压桩力1.5倍以上, 试验结果不难看出, 压桩力同桩的极限承载力存在着一定的关系。

$$P_u = KP_p; \quad P_u = 2P_p$$

式中 P_u ——桩的极限承载力(kN);
 P_p ——压桩力(kN);

K ——恢复系数，一般取1.5；

P_u ——单桩容许承载力（kN）。

压桩力： $P_p = P_u / K = 2P_u / 1.5 = 1.3P_u$ ，而单桩容许承载力可取最终动压力的0.75倍。

第11.2.3条 压桩孔的形状可作成上小下大的截头锥形，现将封桩孔混凝土塞块节点试验（图11.2.3）情况介绍如下：

基础底板或基础梁中的预留孔（见图11.2.3-3）当压完桩后，浇灌C35微膨胀早强混凝土，要求迅速形成混凝土塞块，尽快承受桩顶的挤压力和桩顶剪力。为了解封桩孔内混凝土塞块的受力情况，专门进行了室内模型试验。试验取足尺试件在压力机上进行的，试件尺寸见图11.2.3-1，试件由基础混凝土块、预制桩（150×150）C30和混凝土塞块三部分组成。

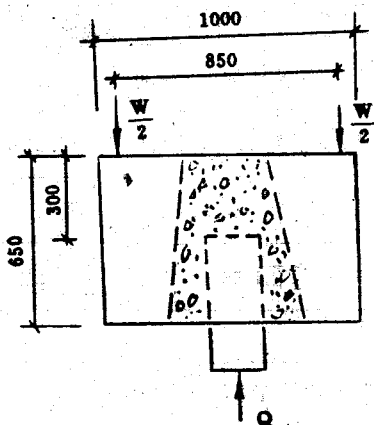


图11.2.3-1混凝土塞块节点试验

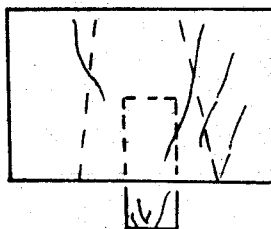


图11.2.3-2混凝土塞块节点剪切破坏

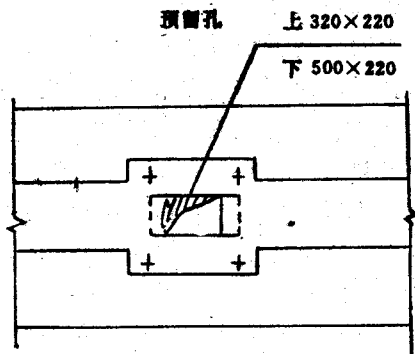


图11.2.3—3 压桩孔形状

试验结果表明：在整个试验过程中，桩顶面以上的混凝土没有发生冲切破坏和塞块破碎或塞块与孔隙之间发生错动现象，当荷载接近极限荷载时，试件外表面首先出现斜向细小裂缝（见图11.2.3—2），随后裂缝变宽呈极限剪压破坏，试验时的极限荷载 Q 为720kN，而该节点实际理论计算极限剪力 Q 为602kN。由此可见实际大于理论计算，研究采用倒锥形压桩孔，经封桩后，桩顶完全满足受力的要求。设计选用倒锥形压桩孔对基础抗剪是安全可靠的。

第11.2.6~11.2.7条 由于可直接测得压桩力，设计时可不考虑多节桩的接头强度折减和长细比对桩承载力的影响，上海地区多节桩压入长度达30 m。

桩的接头质量好坏，是直接关系到多节桩成败的关键，必须引起注意；多节桩的接头形式，现有二种，一种是焊接接头，另一种是硫磺胶泥接头，前者用于承受水平推力、抗拔力、七度抗震设防需要等工程上；后者用于承受垂直力、抗震要求较低的工程

中。由于压桩施工时，可以直接测得压桩力，故多节桩的接头强度折减可不予考虑。

建（构）筑物桩基逆作施工法，目前大都用于五至八层多层住宅楼的地基加固的桩基工程，桩的截面为 $25 \times 25 \text{ cm}$ ， $30 \times 30 \text{ cm}$ 单节桩长 $2.5 \sim 3.0 \text{ m}$ ，每根桩由多节桩连接而成，桩长一般在 $20 \sim 40 \text{ m}$ 范围内，福州、上海和南京等地有多项工程单桩长约为 30 m ，单桩设计承载力为 $250 \sim 350 \text{ kN}$ ，工程交付使用后情况良好，基础沉降小，建筑物沉降小且已基本稳定。

目前规范规定桩的细长比 $L/D < 80$ （注：L—桩长、D—桩径或边长），而实际工程的 $L/D = 30/0.25 = 120 > 80$ （与规范不一致）。在工程实践中，桩的长细比是超过了规范标准，但是在实际工程超标的情况屡见不鲜，例如上海宝山钢铁总厂有大量工程的钢管桩桩长为 60 m ，桩径为 40 cm ，桩的长细比达到 $L/D = 60/0.4 = 150$ ，远远大于规定 $L/D = 80$ 。宝钢这些工程使用良好，在宝钢工程设计条例中明文规定，不考虑桩的长细比影响。另外目前推广使用的树根桩和过去曾使用过的钢筋桩，都未考虑长细比的影响问题；分析认为，由于桩入土后，桩受到周围土的约束作用，限制了桩的纵向弯曲变形，当桩属于摩擦桩或摩擦支承桩时，桩与土相互发生传递作用，单桩承载力将由桩侧摩阻力起主导作用，桩尖反力所占比例不大。例如宝钢 60 m 长的桩测试试验结果表明，桩侧摩阻力占 95% ，桩尖反力仅占 5% 。由此可见，锚杆静压桩的长细比可以作适当放宽或可以不考虑桩的长细比问题。

经验表明，埋入土中的桩发生压屈是极少有的，甚至在软土中，只要它们具有靠摩擦的侧向支持能力，桩就不会失稳，在瑞典曾做过试验，在 11 m 厚的很软的粘土层内，用 $\varnothing 19 \text{ mm}$ 的圆钢条一直打到岩石，上面加荷 30 kN 并未弯折，如果按照欧拉公式，压屈荷载只有 265 N 。它表明很小的侧向土抗力就可以阻止

埋入土中的中心受荷桩产生压屈。日本土木工程手册《基础及土木结构篇》中载明：除了灵敏度非常高的土或粘聚力 $c < 3\text{kPa}$ 的极软粘土以外，一般可以不考虑长桩压屈的危险性。

第三节 施 工

第11.3.1条 锚杆静压桩的设备装置示意图见图11.3.1。

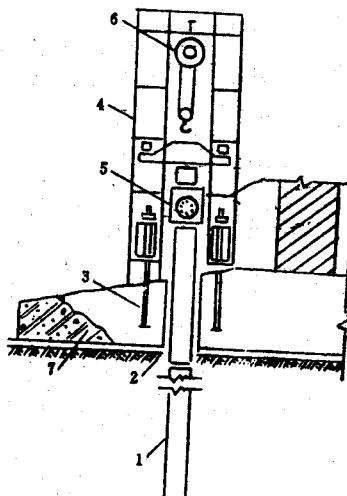


图11.3.1 锚杆静压桩的装置示意图

1—桩； 2—压桩孔； 3—锚杆；
4—反力架 5—千斤顶； 6—电动葫芦； 7—基础
施工机具：开凿压桩孔和锚杆孔可用风动凿岩机或大直径钻机；
压桩机：可采用YJD—50型锚杆静力压桩机；
辅助机具：空气压缩机、钢筋切割机、电焊机、熬制胶泥用专用设备。

第11.3.2条 压桩施工顺序如下：见图11.3.2

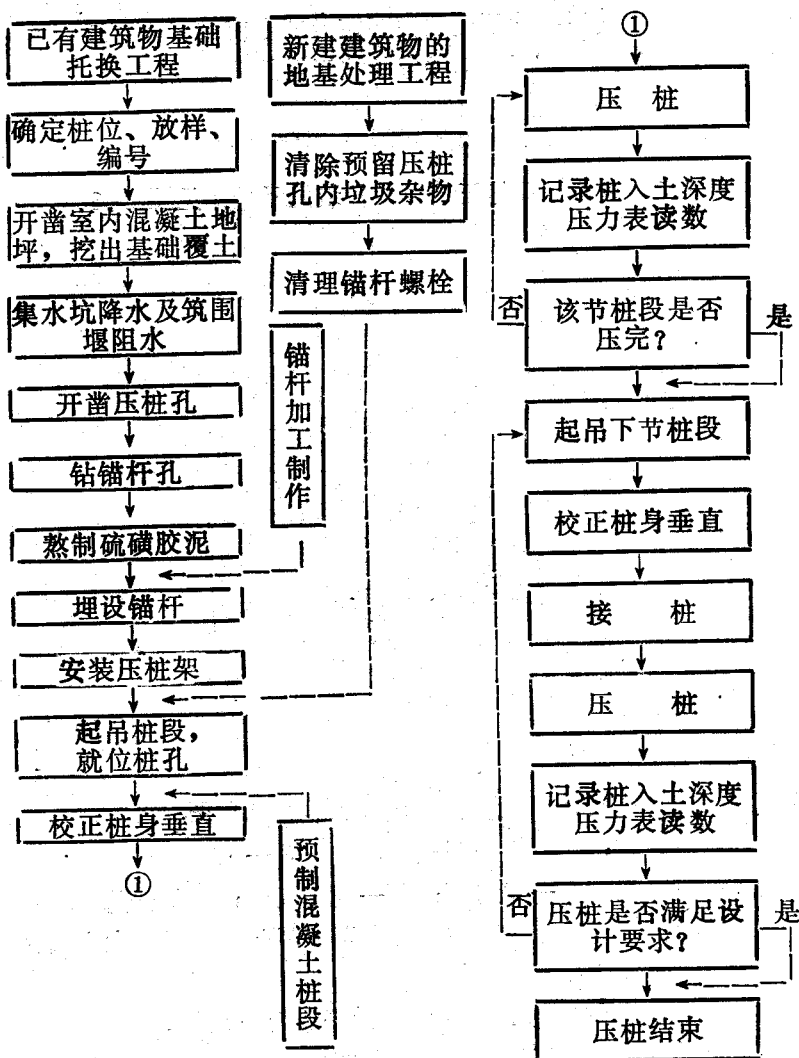


图11.3.2 压桩施工流程框图

第11.3.4条 压桩施工应遵守下列规定:

一、压桩架要保持竖直,应均衡拧紧锚固螺栓的螺帽;在压桩施工过程中,应随时拧紧松动的螺帽;

二、桩段就位必须保持垂直,使千斤顶与桩段轴线保持在一垂直线上,不得偏心受压。压桩时,桩顶应垫3~4cm厚的木板或多层麻袋,套上钢桩帽再进行压桩;

三、压桩施工时不宜数台压桩机同时在同一独立柱基上施工。施工期间,压桩力总和不得超过该基础及上部结构所能提供的反力,以防止基础上抬造成结构破坏;

四、压桩施工不得中途停顿,应一次到位,如必须中途停顿时,桩尖应停留在软土层中,且停歇时间不得超过24h;

五、采用硫磺胶泥接桩时,上节桩就位后应将插筋插入插筋孔中。检查重合无误,间隙均匀后,将上节桩吊起10cm,装上硫磺胶泥夹箍,浇注硫磺胶泥,并立即将上节桩保持垂直放下。接头侧面应平整光滑,上下桩面应充分粘接。待接桩中的硫磺胶泥固化后,才能进行压桩施工。当环境温度低于5℃时应对插筋和插筋孔作表面加温处理。

六、选择合格的硫磺胶泥产品;熬制时应严格控制温度在140~145℃范围内,浇注时温度不得低于140℃;

七、采用焊接接桩时,应清除表面铁锈,进行满焊,确保焊接质量;

八、桩顶未达到设计标高时,对于外露的桩头经设计单位同意,必须进行切除。切割桩头前应先用楔块把桩固定住,然后用凿子开出3~5cm深的沟槽,露出钢筋加以切割,以便切除桩头。严禁在悬臂情况下乱截桩头;

九、桩与基础的连接(封桩)是整个压桩施工中的关键工序之一,必须认真进行。在封桩前,必须把压桩孔内的杂物清理干净,排出积水,清除孔壁和桩面的浮浆,以增加粘结力。然后和

桩帽梁一起浇灌掺有微膨胀早强外掺剂的C30级混凝土，并予以捣实。（冬季施工时，可加入抗冻外掺剂）；封桩施工流程图见图11.3.4-1；

十、在压桩施工过程中，必须认真做好压桩施工各阶段记录（纪录格式见表11.3.4）；

十一、压桩施工的控制标准，应以设计最终压桩力为主，桩入土深度为辅加以控制。如有异常情况时，应立即向设计和建设部门反映，以便及时采取对策。

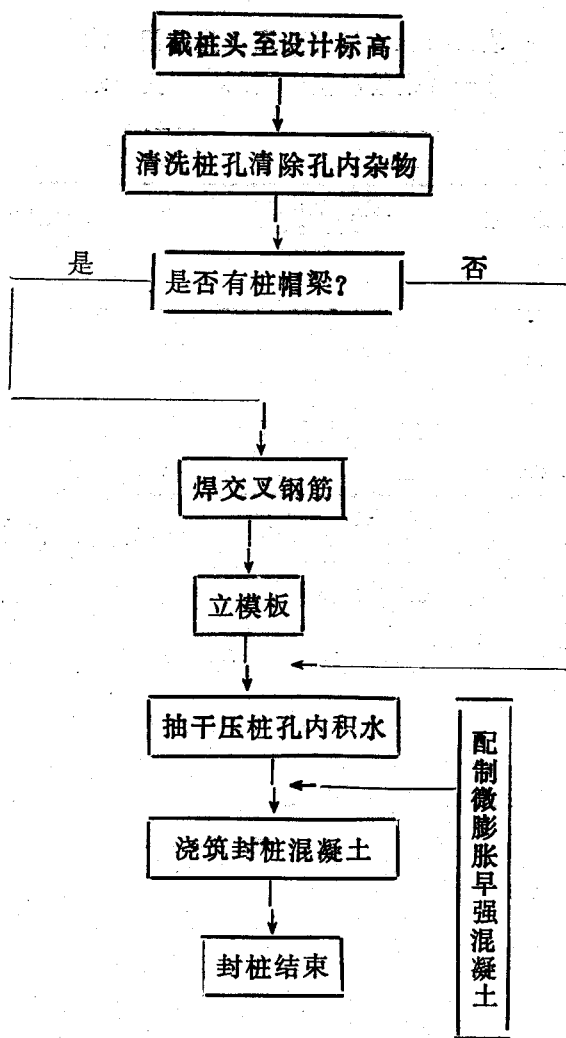


图11.3.4-1 封顶施工流程框图

表11.3.4 锚杆静压桩施工记录表

(一) 钢筋混凝土预制桩检验记录

施工单位 _____ 工程名称 _____

混凝土设计强度 _____ 桩规格 _____

编 号	灌注日期	混凝土试块强度 (MPa)	外观检查	质量鉴定	备 注

工程负责人 _____ 制表人 _____

(二) 锚杆静压桩施工汇总表

设计桩长 _____ 设计桩压力 _____

序 号	桩 号	压桩 日期	桩 长 (cm)		压 桩 力 (kN)		序号	桩 号	压桩 日期	桩 长 (cm)		压 桩 力 (kN)	
			设计	施工	设计	施工				设计	施工	设计	施工

(三) 锚杆静压桩施工记录表

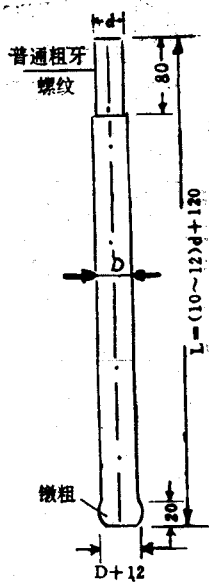
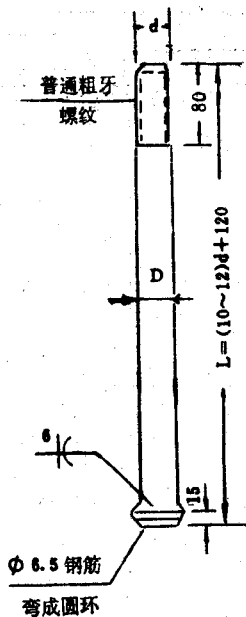
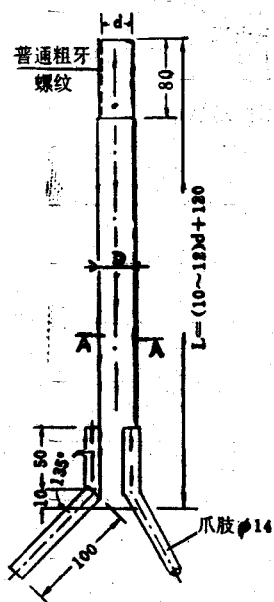
工程名称 _____ 桩号 _____
压桩日期 _____ 最终入土深度 _____ (m) 最终压桩力 _____ (kN)

[illegible]

千斤顶型号_____台数_____记录_____

第 页 共 页

锚杆静压桩的锚杆按其埋设型式分预埋和后成孔两种。新建工程采用预埋式较多，预埋式螺栓为爪型或锚板等型式；已建工程的基础托换，一般采用后成孔埋设法，即采用镦粗锚杆螺栓或焊接锚杆螺栓等形式，如图11.3.4—2所示。



焊箍锚杆

锚粗锚杆

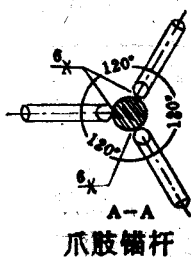


图11.3.4—2 锚杆构造图 (单位: mm)

工程实例 1：上海电子商厦首次成功应用建筑物桩箱逆作法技术

1. 工程概况

上海电子商厦地上七层，地下一层，建筑面积为 4400 m^2 ，上部为框架结构，下部为箱基，基础开挖深度为 -4.85 m ，基坑用拉森桩围护，箱基底板厚为 70 cm ，箱基承台下设桩基，桩长为 29.4 m 和 25 m 二种，桩截面为 $25\times 25\text{ cm}$ 。电子商厦位于南京东路，东临蔡同德药店，南靠南京路，西傍灯具总店，北挨居民楼，施工场地狭窄，周围有纵横交叉的地下管网。蔡同德房屋结构差，基础开挖会对其带来影响，且工程施工周期短。根据上述工程特点，采用桩箱逆作施工技术，其施工流程如下：

在混凝土基础底板下预留压桩孔和埋好锚杆螺栓→继续施工上部结构至某层楼面（根据设计压桩力确定）→清理现场和桩位孔，作好压桩前准备→安装压桩架和液压打桩机→桩段吊运入位→压桩施工→接桩→记录→压桩力与桩入土深度满足设计要求后即停止压桩→桩头和桩位孔处理→封桩。

2. 桩箱设计

2.1 地质概况和桩端持力层（见图 1）

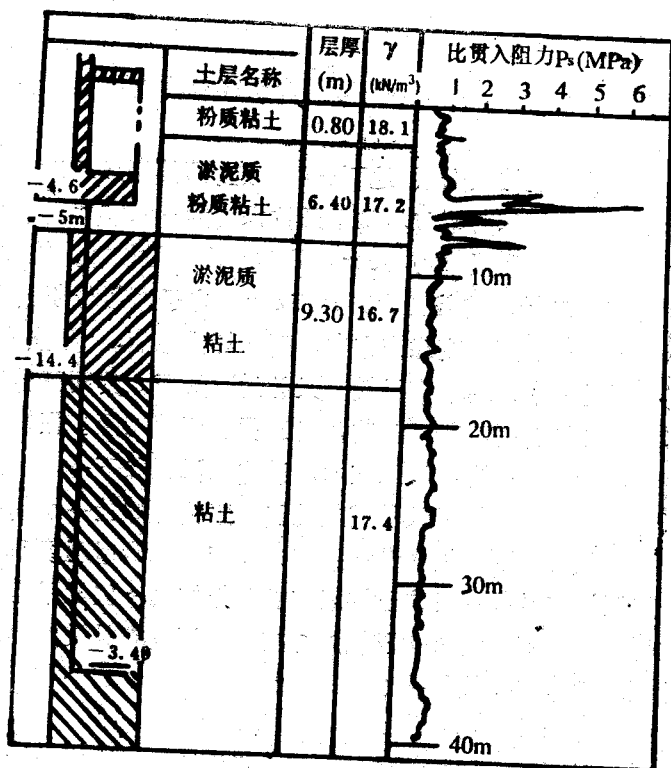


图1 工程地质与桩箱基础剖面

2.2 桩箱基础布桩设计

为严格控制新老建筑物的沉降量(新建筑物沉降控制在10cm内,老建筑物控制在5cm以下),在采用了箱基后又设计布置了桩基,桩箱布桩设计见图2。

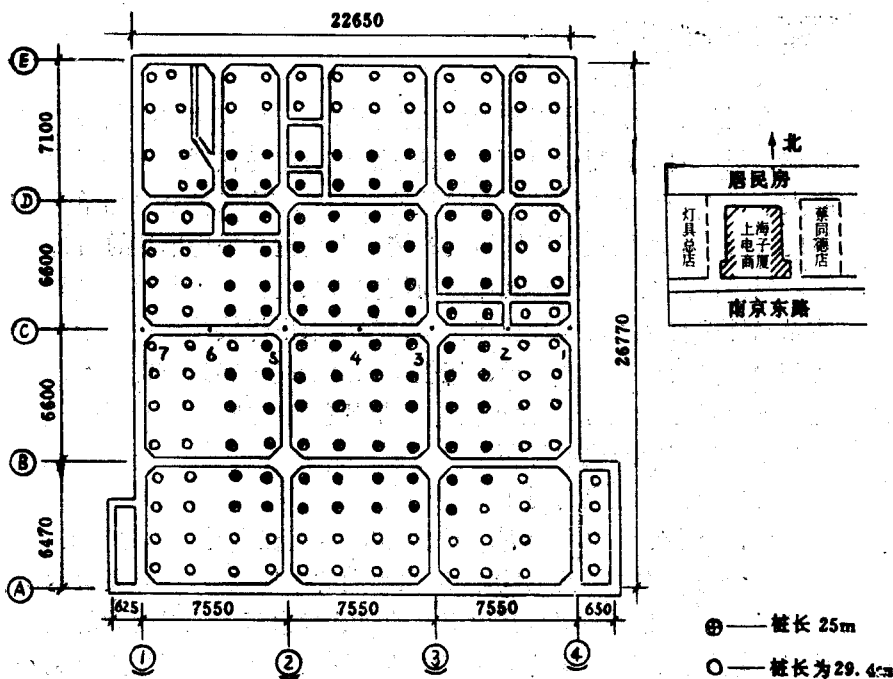


图2 桩位布置示意图

2.3 桩箱土共同作用

桩箱基础设计应考虑桩箱土共同作用因素。根据大量资料表明, 桩与箱基土分担建筑物荷载是客观存在的, 其荷载分担比一般为20%~40%, 根据设计与纠偏用桩经验, 基础土与桩分担比取30%是安全的, 即箱基承受上部30%荷载, 桩基承受70%荷载, 实测曲线见图4, 基底土与基础承受上部总荷载的38%, 桩基占62%。箱基基底土反力分布是边缘应力高, 中间低, 随时间延长而变化, 反力曲线逐渐变缓。商厦总荷载为80000kN, 其中基础承受24000kN, 基底反力约 $3.96\text{kN}/\text{m}^2$, 桩承受56000kN, 单桩承载力300kN/根, 需用桩187根, 实际布桩192根。桩距(中到中)为 $1.8\text{m} \times 2\text{m}$ 。短边为7.2B, 长边8B(B为桩边长),

可见桩的密度不大。

2.4 桩长设计

箱型基础由于结构刚度大, 底板变形小, 可以作为刚性基础考虑, 根据大量实测资料表明, 其基底反力呈马鞍形分布, 即边缘大中间小, 角桩受荷是平均单桩的1.88倍, 边缘桩是平均单桩的1.35倍, 中间桩是平均桩的0.84倍, 内侧桩是平均单桩的0.79倍。根据箱基土反力分布规律, 商厦桩基长度作相应调整, 基础边缘二排桩与桩基周围长为29.4 m, 接头采用焊接接头, 其余均为25 m, 采用硫磺胶泥接桩, 压桩施工由于受到箱基高度影响, 桩段单节长为2.2 m。这种布桩与通常规范规定是不相一致的。

3. 施工中的技术问题

3.1 挤土效应与对策

穿越一定厚度软土的密集群桩, 在沉桩过程中对土体的挤压, 致使桩周围土体结构发生破坏, 产生很大的附加应力, 在高灵敏度的软土中, 其主要特征是产生很高的超孔隙水压力, 经扰动的土体极易蠕动。由于土体的不可压缩性, 桩入土时将挤开相应体积的土体, 表现为土体向上隆起和侧向土体位移(包括地表、浅层和深层土体的变形), 临近建筑物可能引起上抬、变形、地坪和砖墙开裂、粉刷层剥落等现象。电子商厦的混凝土量达 324 m^3 , 为此应十分关心沉桩挤土可能带来的不良后果。挤土与沉桩数量、沉桩速度、沉桩方法、土质等有关, 常用的解决方法是打砂井、设塑料排水带、挖防挤沟及合理安排施工流程等。桩箱逆作施工法为减小挤土效应, 则不能采用上述方法, 其对策如下:

3.1.1 闭门压桩施工法先将桩基四周的边缘桩先施工完毕, 从而形成抗挤排桩, 然后再按施工流程压完中间桩, 商厦工程设计桩数为192根, 混凝土量为 324 m^3 , 分三批压入, 第一批最外圈为80根, 第二批为60根, 第三批为52根, 计划30天内完成。

3.1.2 锚杆静压桩沉桩缓慢

锚杆静压桩是通过液压千斤顶，以25cm/冲程压下去，且桩截面小、桩节短（2.5m），接桩时需停止10~15min，较缓慢的接桩速度有利于控制挤土，其大型截面和小型截面压桩情况对比（见下表）。大型桩的排土量为小截面桩的2.50~3.25倍，可见锚杆静压桩的挤土要比大截面桩小得多。

对比项目内容	大型压桩		锚杆静压桩	
桩截面（mm）	400×400	450×450	250×250	280×280
单节桩长（m）	10~20		2~2.5~3	
接头形式	焊接		硫磺胶泥接桩，焊接接桩	
沉桩速度与根数	1.5m/分 6根/台班		1.5m/分 6根/台班	
排土量 （当桩长为30m）（m³）	$6 \times 4.8 = 28.8$	$6 \times 6.1 = 36.6$	$6 \times 1.88 = 11.28$	$6 \times 2.35 = 14$
以250×250mm桩为 标准进行比较	$28.8 / 11.28 = 2.6$	$36.6 / 11.28 = 3.3$	1	$14 / 11.28 = 1.24$

3.1.3 多点压桩施工

为了防止在一点压桩引起过大的超孔隙水压力。把四台压桩机分布在桩箱的4个边缘进行压桩，这样可以大大降低超孔隙水压力的增长，如果每台压桩机每天压桩2~3根，则各点的排土量仅为4~5 m³，因此挤土引起的超孔隙水压力是不会很高的。

3.1.4 情报化施工

在南京路繁华地段进行桩基逆作法施工，除采用相应的施工措施外，尚需借助于科学仪器的系统观测，为充分掌握压桩施工引起挤土效应和孔隙水压力增长情况，分别埋设测斜管、孔隙水

压力计、沉降观测点等，定期进行观测，提供了一批有价值的数
据，确保了压桩施工的顺利进行。

3.2 压桩孔的封桩与防渗

桩的逆作法的特点就是在基础底板上预留许多桩位孔，对处
于地下水位的箱基来说，压完桩后的封桩显得十分重要。封桩材
料选用C35微膨胀早强混凝土，压桩孔内的混凝土称之为“塞
块”，塞块将起到两方面作用，一方面承受桩顶挤压力，因此塞
块混凝土应有足够的强度；另一方面，塞块不能有收缩现象，须
确保新老混凝土面的密切结合，起到防渗作用。为了确保封顶质
量，封桩孔内的泥水要抽干，孔壁用钢丝刷清洁干净。封顶施工
中发现，实际封桩所用混凝土量比计算多了30%以上，原因是
施工中桩把表面土带了下去（称为“拖带”现象），“拖带”
形状呈圆锥形（见图3），这一现象对桩与基础的连接是有利
的；混凝土锥体对承担基础是有益的；增加了抗冲切的厚度，并
对防渗起到封闭作用。

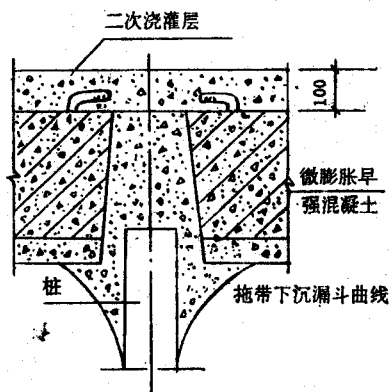


图3

建(构)筑物桩箱逆作法施工技术改变了先打桩后建房的传统施工工艺,扩大了锚杆静压桩的应用领域,该法利用桩土的共同作用,减少了桩的用量,节省了工程投资,为上海电子商厦夺回了两个月的打桩工期,提前60天开业,可创利上百万元。该法适用于中小型工业厂房、多层民用建筑的桩基施工,单桩承载力不大于500kN,桩基承台可以是独立基础、条形基础、片筏基础、箱形基础。当商厦拔除南、西二侧钢板桩后,箱基向西南方倾斜,东北角和西南角沉降差为4cm,采取利用西南侧先封桩、东北角后封桩的时间差方法,使箱基得到回倾,沉降点趋于平均,总沉降量为5.6cm。充分说明了箱基逆作法技术在该工程中的应用的成功,它为上海市市区或繁华商业街改造提供了宝贵的经验。

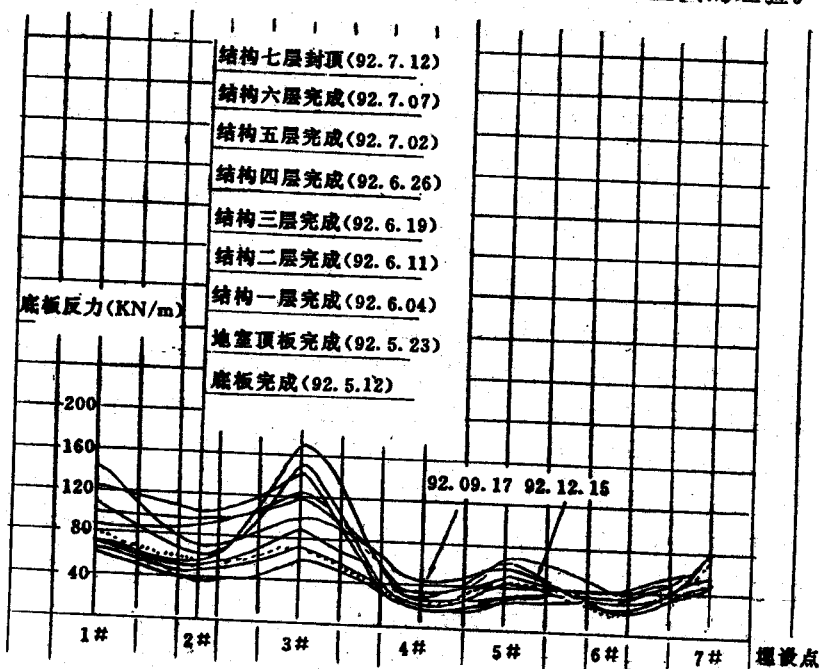


图4 C轴砌筑层高与箱基反力关系曲线

工程实例2：新建35 m锅炉房烟囱的纠偏加固

1. 工程概况：

上海某厂锅炉房的35 m高烟囱，在尚未交付使用前，发现其有明显的倾斜。经有关单位用激光测试，烟囱顶部向东南偏移了89 cm，倾斜率达到24‰，并有继续向东南方倾斜的趋势。经采用顶桩掏土纠偏加固新技术后，烟囱倾斜率由24‰，回倾到6.2‰，满足了地基规范的要求。

烟囱产生倾斜的原因分析：

(1) 该锅炉房烟囱，高35 m，基础直径7.20 m，直接建在天然地基上，而此地基土很差，软土层厚达20 m以上，从图1静力触探 p_s - Z 曲线上明显看到，烟囱产生较大的沉降是必然的。

(2) 就现场看，烟囱和锅炉房紧挨在一起。烟囱基础的混凝土垫层在锅炉房基础下面，所以，将直接受到锅炉房基础的影响。锅炉房自重对烟囱基底产生附加应力，导致烟囱向锅炉房方向倾斜。

(3) 附近打桩振动和挤土效应，对加速烟囱的倾斜也有一定的影响。

2. 烟囱的纠偏加固方案

根据上述烟囱产生倾斜的原因分析，主要是地基软弱和附加应力的影响，决定采用顶桩掏土纠偏技术。其基本原理是，采用桩基将基底反力传到较深较好的土层上去以减少附加应力的影响和减小基底反力，而在基础西北方向冲水掏土纠偏。其具体作法是，首先确定桩的数量，根据烟囱自重和活荷载以及单桩承载力，确定布置12根桩。根据图1确定桩的入土深度为25 m左右。桩位布置如图2所示，桩的布置考虑了纠偏的特点；其二，烟囱周围场地狭小，施工不允许有振动和环境污染，因而采用锚杆静压桩工法；其三，施工时，首先在沉降大的一侧，压入7根桩，其编号为1~7（见图2），并且在桩顶，利用锚杆，设置反力

梁，使桩很快承受荷载，从而减小烟囱基础东南侧的基底反力；其四，在8~11号处进行冲水掏土纠偏。当烟囱倾斜率小于8%（上海地基规范允许值）时，压入其余桩，并进行封桩，在桩顶预留有让烟囱回倾3%~4%的余地，施工结束后，达到纠偏要求。

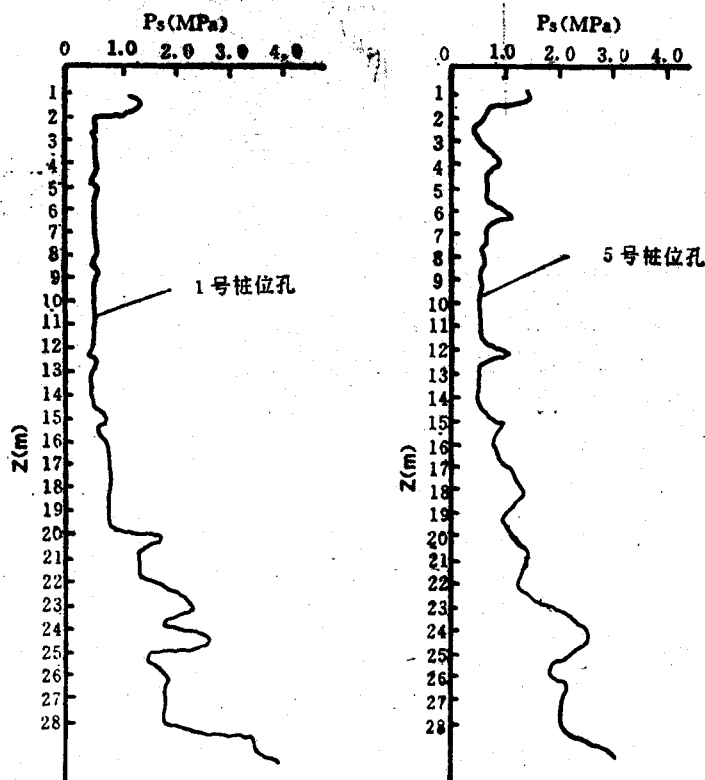


图1 静力触探 p_s -Z曲线

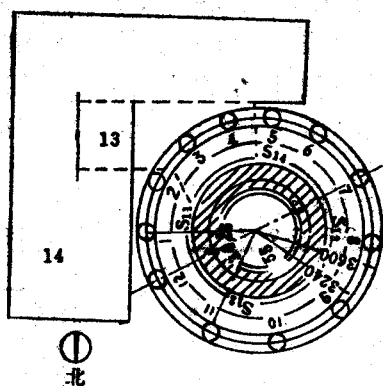


图2 桩位布置图

1~12.桩位孔号 13.烟道 14.锅炉房 $S_{11} \sim S_{14}$, 水准测点

3. 烟囱纠偏过程中, 基础沉降情况

从表1还可以看出, 整个纠偏过程, 是一个动态过程, 倾斜率在一定幅度内变动。

上海某厂烟囱水准测量汇总表

表1

日期	S ₂₁			S ₂₂			S ₂₃			S ₂₄			倾斜率 (%)
	高程 (m)	高差 (mm)	累差 (mm)	高程 (m)	高差 (mm)	累差 (mm)	高程 (m)	高差 (mm)	累差 (mm)	高程 (m)	高差 (mm)	累差 (mm)	
1989.11.21	5.751			5.662			5.690			5.705			24
12.20	5.738	13	13	5.634	28	28	5.668	22	22	5.676	29	29	28
12.21	5.739	-1	12	5.633	1	29	5.670	-2	20	5.676	0	29	28.5
12.25	5.710	19	41	5.627	3	35	5.653	8	37	5.662	7	43	24
12.26	5.696	14	55	5.628	-1	34	5.645	8	45	5.653	9	52	18.3
1990.01.01	5.656	2	95	5.620	-2	42	5.622	-1	68	5.642	-2	63	9.7
17	5.634	0	117	5.609	0	53	5.602	1	88	5.631	1	74	6.7
3.12	5.632	2	119	5.609	0	53	5.601	1	89	5.629	2	76	6.2

4. 结语

上海某厂35 m高的严重倾斜烟囱工程，处于密集的建筑群中，但在无缆绳保护情况下，采用顶桩掏土新技术，运用调整桩的受力点所形成的转动轴原理，按照预定的转动方向发生转动，由原来的24%回倾到6.2%，满足使用要求，迅速制止了烟囱向东南方向倾斜的危险，使烟囱化险为夷；另外经过纠偏加固后的烟囱，经受了邻近打桩的影响和相邻锅炉房沉降所引起的对烟囱桩产生负摩擦力的影响，最后经过沉降观测，烟囱沉降量很小，并已趋于稳定，说明该工程纠偏加固方案是非常成功的。

工程实例 3：上钢五厂扩建工程的基础加固

1. 工程概况

上钢五厂U型管车间属钢管分厂的扩建工程。该车间长150 m，跨度30 m，净高11.7 m，钢筋混凝土结构。柱子承受荷载较大，天然地基不能满足设计要求。车间南面与热轧管车间紧邻，北面与728蒸发管车间相依。即在两车间之间扩建一跨新厂房。使建造基础的难度很大：

(1) U型管柱子中心与热轧管车间柱子相距很近，两柱中心距仅130 cm。采用锚杆静压桩加固的桩位距热轧管车间柱子杯口仅15 cm。

(2) 进行地基加固时，决不能因振动挤土等影响热轧管车间的正常生产。

(3) 大型打桩机械不能靠近热轧管车间，无法在设计桩位上沉桩施工。

(4) 地表土内含有大量机油，影响开凿压桩孔和埋设锚杆。

2. 加固方案

开始时曾选用过打钢筋混凝土长桩再设统长地梁，在地梁上设柱子的方案，但因打桩机无法靠近，施工时亦将影响热轧管车间正常生产，地梁将隔断两车间通行联系，以及造价高等原因，经多个方案比较决定采用锚杆静压桩方案。

由于与热轧管车间相距太近，将3根桩设置在热轧管车间的柱基上，另外3根设在热轧管的柱基础边缘，由6根桩组成柱基群桩，承受U形管车间的荷重。这种作法，不仅解决了“相距太近”的难题，还可缓解热轧管车间柱基内倾问题，热轧管车间因车间内大面积堆载（不锈钢管）已引起柱基内倾。

为了防止两车间不同下沉时相互影响，设置在热轧管车间柱基上的3根桩要与基础分离，不予锚固。

本工程共压桩164根，桩长24 m，桩段 3 m，桩截面 25×25 cm，用C30混凝土制作。

桩段连接采用贴角焊接。

柱基桩群的平面及剖面图 1 和图 2 所示。

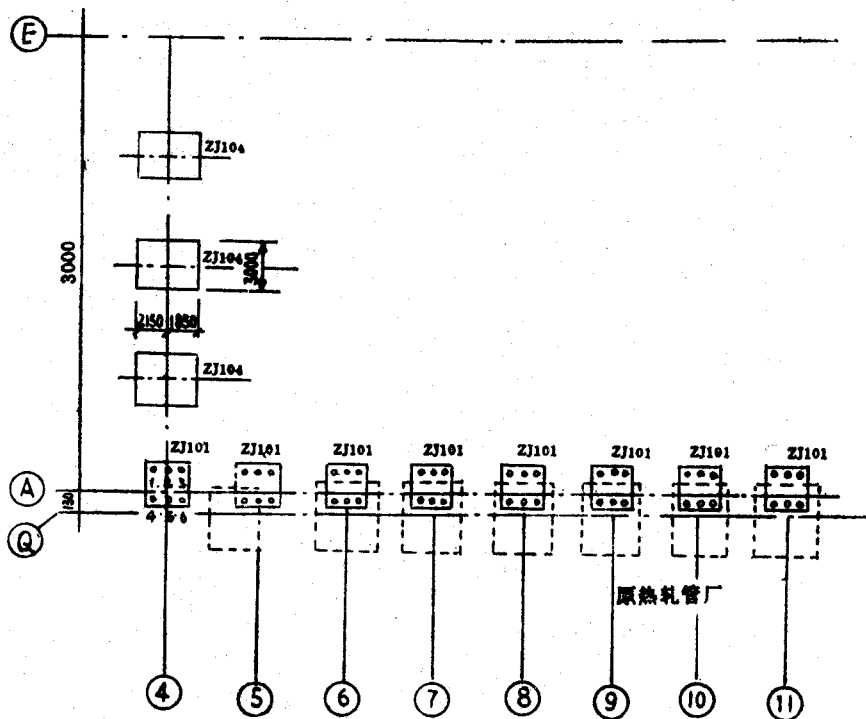


图 1 柱基桩位群平面图

达到双控指标→拆除反力架。

配重压桩施工顺序：场地平整→铺碎石10~15cm→铺枕木→铺轨→安装反力架→吊装配重→安装压桩机械→吊桩→压桩→接桩→记录→达到双控指标→移动配重架。

压桩施工自1987年11月24日~1988年5月9日全部完工，总进尺3863m。施工期间未影响热轧管的正常生产，经检验施工质量是好的，压桩施工完全满足了设计要求。

工程实例4：上海某小区3号、5号楼沉降缝倾斜加固工程

1. 工程概况

上海某小区1街坊3号和5号楼是由2座独立的多层建筑物组成。E单元长约16m，宽10m，高16.5m，为钢筋混凝土框架结构；D单元是长23m，宽10m，高15m的砖混结构。E、D单元间用沉降缝相隔，沉降缝宽度为160mm。自1987年底建成以后，发现建筑物顶层的沉降缝逐渐靠近，据1988年3月8日观测资料，E、D单元间的沉降缝，在屋面处仅为10~30mm，而且地基沉降尚未稳定，如果继续发展，势必使E、D单元相碰，从而会造成建筑物开裂等事故。

沉降缝倾斜的原因分析：

经分析认为E、D单元沉降缝倾斜的原因，是该处两道砖墙荷重较大，均为1440kN，而且地基土质较软，现场地基土的第三、四层的淤泥质粉质粘土承载力较低，仅为50~60kPa，在沉降缝处出现“磕头”现象。

2. 加固处理方案

根据实践经验，采用锚杆静压桩可有效迅速制止沉降缝的倾斜。因锚杆静压桩压入，把桩与基础锚固后，可立即承载，将砖墙等上部荷载通过桩传到深层土中去，降低了E、D单元相接触的基底反力，从而可制止该处沉降。而E、D单元的其它两端及沿纵墙方向，今后仍会有一定数量的沉降，从而可缓解沉降缝的倾斜，

起到自行调整倾斜的作用。

E、D单元的加固用桩均为15根，桩长19 m，单节桩段长为2 m，桩截面为 25×25 cm，桩尖压入粘质粉土层，压桩力为250~300 kN。单桩容许承载力为150 kN，接桩采用硫磺胶泥接桩法施工，静压桩桩位布置如图1所示。

自1988年5月3日至29日为止，即完成了3号、5号楼加固任务，成功地制止了沉降缝处的基础下沉现象，达到预期目的，取得了良好的效果。三个月的沉降观测表明，加固后的建筑物沉降已趋于稳定。

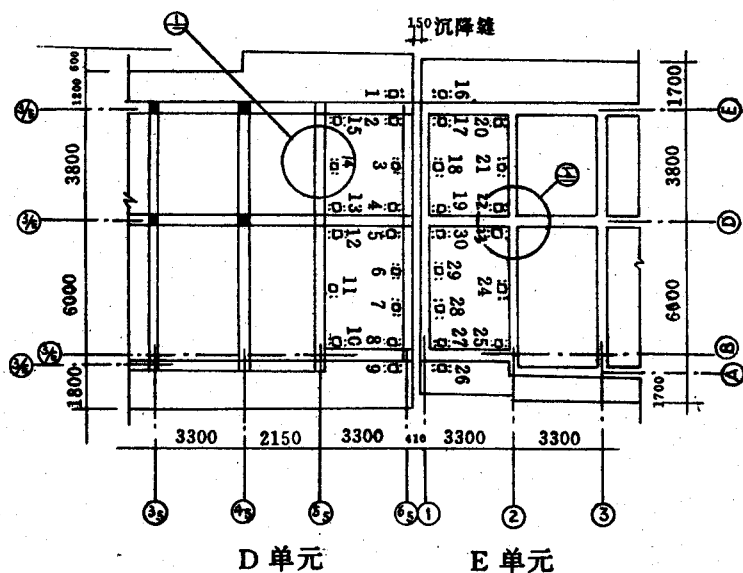


图1 E、D单元桩位布置图

工程实例 5：深基础施工时邻近柱基的防护加固

1. 工程概况：

上海云岭化工厂为满足彩电元件国产化，急需增加产品，决定将原硫酸车间改造成敷铜箔板热压机车间。原车间是长30 m，宽15 m，高11 m的钢筋混凝土结构。在车间内增建的热压机基础长7.2 m，宽5 m，深5.5 m，施工采用沉井方案。深基边缘距 A 列的③、④号柱基仅1.6 m。沉井底面与柱基面标高相差4.2 m，在深基施工时，如何保护③、④号柱基不产生有害的沉降和位移，以确保老厂房的安全，成为本改建工程的一个关键问题。

冶金部建筑研究总院承担了这项任务，选用了锚杆静压桩及其它一系列辅助加固措施。在有关设计、施工、建设单位的密切配合下，经过5个月的紧张施工，即全部完工，确保了老厂的安全。达到了预期效果，为老厂的加固改造提供了有益的经验。

现将施工过程中，对柱基进行防护所采取的几项措施和处理方法简单介绍如下：

2. 用锚杆静压桩对柱基进行加固

③、④号柱基与深基础相距仅1.6 m，高差达4.2 m，所以在深基进行施工时，势必引起两个柱基产生很大的沉降和位移。为了确保柱基不产生有害的沉降和位移，采用了锚杆静压桩进行加固，同时，深基采用沉井施工。根据上部荷载、地基下沉和可能造成柱基脱空，以及可能补桩的情况，经设计计算每个柱基压桩10根，桩截面为25×25 cm，桩节长2.5 m，桩长6.5 m左右。桩尖压到承载力较高的粉质粘土持力层中，单桩容许承载力为100 kN。

压桩是利用建筑物自重，通过锚杆从基础上开凿的压桩孔中，将桩逐段压入，压桩力控制在200~250 kN左右。压入桩后将桩与基础锚固在一起。

加固后经过4个月的观测，③、④号柱基的下沉量分别为34 mm和36 mm，经分析这在结构上是容许的，且上部结构未见异

常，说明加固是成功的。沉井、压桩、井点位置见图1。

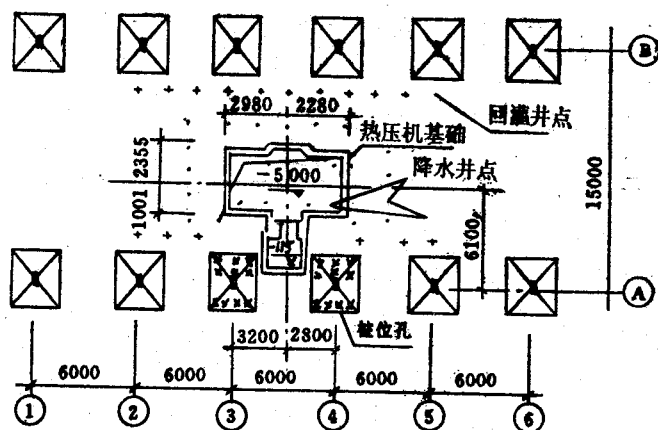


图1 沉井压桩、井点位置图（注：○抽水井点，+回灌井点）。

3. 采用拉锚技术防止柱基水平位移

通过锚杆静压桩的加固，可有效的防止③、④号柱基的垂直沉降和倾斜，但不能防止由于土体滑动所引起的柱基位移。为了防止柱基向里移动，采用了拉锚技术。拉锚构造的平、剖面见图2。为了掌握和便于控制柱基位移产生的拉应力，在③、④号柱基拉杆上分别埋设了4个钢筋计，在整个施工过程中进行系统观测。实践证明，设置拉锚效果良好。

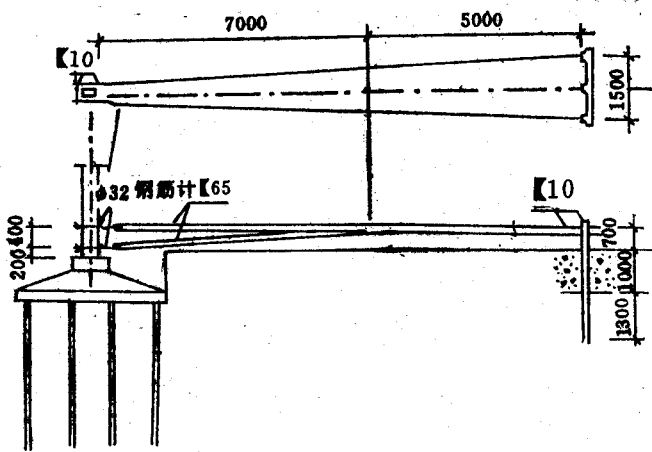


图2拉锚构造的平、剖面图

4. 柱基脱空的处理

由于沉井的下沉，把周围土体带了下去，相距仅1.6m处的2个柱基必然受到影响。经实测③、④号柱基下的地基下沉量达45cm，基础由静压桩承重，出现了脱空现象，脱空宽度达1.5m，并发现基础下有水流出。基础脱空情况见图3。

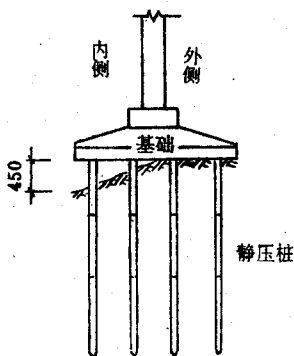


图3基础脱空情况

基础脱空处理方法，是用装满砂的聚丙烯塑料袋将孔隙堵塞，再浇灌混凝土进行捣实。

5. 设置回灌井点，防止因降水引起的柱基下沉

根据该场地的地质情况，沉井施工时采用了井点降水措施，保证了沉井的正常下沉和防止流砂的产生。但井点降水会造成邻近柱基的附加沉降，为此采用了回灌井点技术。回灌井点的深度与降水井点的深度相同，均为7.5 m，回灌水量大致为 $0.1 \text{ m}^3/\text{h}$ 左右。回灌井点的布置与数量见图4所示。

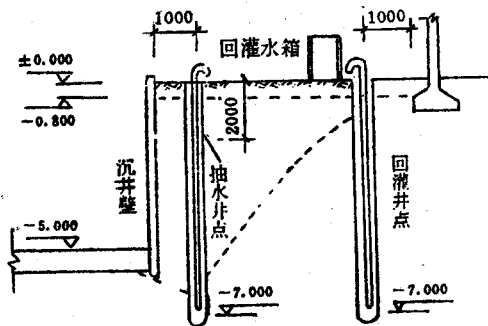


图4 回灌井点示意图

采用井点降水与回灌两种技术后，③、④号柱基距沉井壁0.95 m处的沉降量仅为13 mm左右，说明因降水引起的柱基附加沉降得到了有效的控制。

6. 防止拆除拉锚后柱基产生位移

具体的作法是沉井周围回填到柱基底面同一标高，并经充分夯实后，用大块石和C30混凝土在柱基与沉井壁之间，浇筑成厚度为45 cm的混凝土板，借热压机基础的刚度和重量制止柱基的位移。

采取上述措施后，经竣工观测，柱子的沉降已基本稳定，柱子的位移很小，与其它方案相比，费用较低，而且由于场地高度限

制，车间内场地狭小，如采用其它大型机具的方案，根本无法施工，说明此处理方案是先进合理的，采取上述措施是成功的。

第十二章 沉降控制复合桩基

第一节 一般规定

在较深厚的软弱地基上的基础设计中，经常会遇到下述情况：如果用天然地基上浅基础方案，地基强度要求能基本满足或相差不大，但地基变形验算结果，往往沉降过大无法满足设计要求。这时就可考虑采用沉降控制复合桩基（也称减少沉降量桩基^[1]、桩筏基础^[8]等）方案；它是一种介于天然地基上浅基础和常规桩基（即据外荷载全部由桩承担、按单桩设计承载力确定桩数的原则设计的桩基）之间的一种基础类型。和常规桩基不同，沉降控制复合桩基一般是根据外荷载由承台与桩共同承担、按建筑物容许沉降量要求确定桩数的原则进行设计的，其中承台除承担部分外荷载外，还需对桩基的整体稳定提供必要的保证，而其中的桩除承担部分外荷载外，主要起减少和控制沉降的作用，它一般是摩擦桩，其桩端持力层不十分坚硬，当承台产生一定沉降时，桩能充分发挥并始终保持其全部极限承载力，即有足够的“韧性”，能有效地减少沉降量，桩的数量应按建筑物容许沉降量要求确定，和常规桩基相比，桩数可有大幅度减少，桩距则相应明显增大，目前上海地区沉降控制复合桩基中的桩根据上海地基土组成的特点，一般采用桩身截面边长 $\leq 250\text{ mm}$ 、长细比在80左右的预制混凝土小桩，同时工程中实际应用的平均桩距一般在5~6倍桩径以上。

沉降控制复合桩基在保证沉降满足设计要求并确保工程安全

的前提下。能使工程造价最为经济,有着令人鼓舞的技术经济效益。虽然Zeevaert^[2]、Poulos^[3]、童翊湘^[4]等曾先后提出过类似的概念,但至今尚未见到可供工程实际应用的完整设计方法及相应的工程实例报道。上海建筑设计研究院黄绍铭等^{[1]~[12]}从1982年起开始对软土中的单桩及群桩的沉降计算方法及承台与桩共同作用规律等问题进行了长期的设计方法及试验研究工作,在此基础上并参考国内外在上述领域内有关课题的研究成果,提出并逐步完善了沉降控制复合桩基设计方法,同时从1987年起开始将该设计方法应用到实际工程中。到1993年上半年为止,上海建筑设计研究院采用该方法完成施工图设计的工程建筑总面积已逾150万平方米,其中多数为多层建筑,部分为中高层建筑,最高为8层。从已竣工建筑物的长期沉降观测资料汇总分析结果说明,沉降控制复合桩基极其有效地控制了较深厚的软弱地基上多层及中高层建筑的沉降量,而且预估的沉降量与实测沉降量基本相近,取得了十分显著的技术经济和社会效益。

第二节 设 计

2.1 沉降控制复合桩基设计基本原理

2.1.1 低承台摩擦桩基的主要受力性状

理论分析、现场试验及工程经验^{[1]~[11]}说明,对于软土中承台与地基土保持接触的低承台摩擦桩基,其实际受力机理是极为复杂的,但从工程应用目的出发,可对它的二种最主要受力性状作以下简要分析。

一、低承台摩擦桩基荷载与沉降的关系

竖向荷载作用下低承台摩擦桩基的沉降发展规律,实际呈非线性性质,一般如图12.1中虚曲线所示,也可简化为图12.1中折线OAB表示。图12.1中P为外荷载,s为沉降, P_a 为低承台摩擦

桩基中各单桩极限承载力之和, P_u 为低承台摩擦桩基总的极限承载力。由图12.1中的 $P \sim s$ 关系可见, 在与 P_u 相应的A点处有明显的转折, 这就说明, 低承台摩擦桩基的荷载与沉降关系大体上可以根据作用在桩基上的外荷载大小, 区分为 $P < P_u$ 和 $P \geq P_u$ 二个阶段, 每个阶段中的 $P \sim s$ 关系可近似视作线性变化。

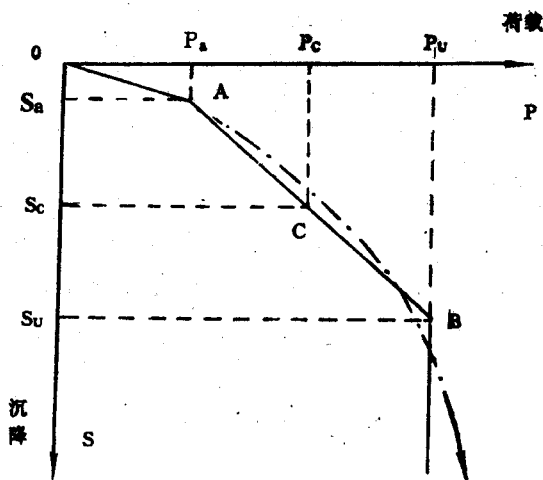


图12.1 低承台摩擦桩基荷载——沉降关系

二、承台与桩共同参与承担外荷载的规律

众所周知, 承台与桩共同承担外荷载问题, 是长期来使岩土工程界感到困惑的一个难题。近数十年来国内外试验研究工作结果表明, 影响承台与桩共同承担外荷载的规律的因素很多, 其中主要有: 桩端持力层地基土的性质、沉桩的挤土效应、桩顶的荷载水平、荷载作用时间和桩的间距大小等。目前, 要用纯理论分析方法考虑所有上述各种因素的影响尚不可能, 原体量测资料也还不足以提出合理的设计原则和方法。但就本章所讨论的沉降控

制复合桩基而言，由于一般情况下其桩端持力层不会十分坚硬，同时如忽略沉桩挤土效应的影响，则影响其承台与桩共同承担外荷载规律的主要因素就是桩顶荷载水平、荷载作用时间和桩的间距大小三种，以下对这些因素作简要分析。

（一）桩顶荷载水平

一般规律是当外荷载 P 较小时，主要由桩承担外荷载，承台分担作用居次要地位；随着外荷载不断增加，承台分担荷载略有增加；当外荷载超过群桩中各单桩极限承载力之和的 P_u 后，桩将始终保持承担 P_u 部分的荷载，而承台则承担外荷载超过 P_u 后余下部分的荷载 $(P - P_u)$ 。

（二）荷载作用时间

一般规律是在受荷的初期，承台下地基土和桩是按各自的相对刚度分担外荷载，由于这时承台下地基土是处于不排水、无体积变形的状态，有较大相对刚度，因此在受荷初期承台总是要承担较大一部分荷载，但随即承台和桩承担的荷载均在土中扩散并产生附加应力，促使土体固结下沉，导致原来承台承担的荷载逐渐向桩顶转移，承台与桩分担外荷载关系是随荷载作用时间而变化的。

（三）桩的间距大小

一般规律是当桩距较小时，承台分担的荷载较小，随着桩距的增大，承台分担的荷载也随之增大。试验研究结果同时证实，当桩距达到5~6倍以上的桩径时，承台下的地基土和桩就基本能充分发挥各自独立状态下的承载能力，因此对平均桩距一般均要在5~6倍桩径以上的沉降控制复合桩基，其总的极限承载力可近似地认为等于沉降控制复合桩基中所有各单桩的极限承载力与承台下地基土在无桩条件下的极限承载力之和。

2.1.2 设计基本原则

根据以上对低承台摩擦桩基主要受力性状的分析，可对沉降

控制复合桩基提出以下简化的但在实用上合理的二项基本原则,

一、沉降控制复合桩基中承台与桩荷载分担,当沉降趋向稳定时的最终受荷状态及沉降可按下列简化假设的原则进行计算。

(一)当外荷载小于沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时 ($P < P_u$),忽略承台分担作用,假定外荷载全部由桩承担。这时沉降控制复合桩基沉降就应该是外荷载全部由桩承担条件下,由桩身的弹性压缩和桩端平面至压缩层下限之间土层的压缩共同产生的沉降量,即该沉降量的实质就是群桩承担的荷载作用下产生的沉降量,但其具体计算应按本章第三节所述的群桩沉降实用计算方法进行。对上海地区数十个有关长期沉降观测资料、外荷载小于各单桩极限承载力之和的桩基工程进行比较后说明^[14],该方法所得到的最终沉降量计算值与实测资料推算的最终沉降量之间的吻合程度是令人满意的。

(二)当外荷载超过沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时 ($P \geq P_u$),桩与桩周土界面局部范围内土体发生屈服,这时群桩将始终保持承担荷载 P_u ,而承台则承担荷载 $P - P_u$,其中由群桩承担的荷载 P_u 所产生的沉降原则上仍可按本章第2.2节所述的群桩沉降实用计算方法进行,由承台承担的荷载 $P - P_u$ 所产生的沉降则可按天然地基上浅基础的单向分层总和法计算,而复合桩基的总沉降应为上述二部分沉降之和。对上海地区数十个有沉降观测资料、外荷载超过各单桩极限承载力之和的桩基工程(即本章所述的沉降控制复合桩基工程)进行比较说明^[11],该方法所得到的最终沉降量计算值与实测资料推算的最终沉降量之间的吻合程度也是令人满意的。

二、沉降控制复合桩基总的极限承载力 P_u 可按下式近似计算:

$$P_u = kQ_u + f_s A_0$$

式中 P_u ——沉降控制复合桩基总的极限承载力(kN);
 k ——桩数;

Q_u ——单桩极限承载力 (kN)；

f_s ——承台底地基土极限承载力，近似可按 $f_s = 2f$ 估算， f 为承台底地基土容许承载力 (kPa)；

A_s ——承台底面积 (m^2)。

2.1.3 设计主要步骤

沉降控制复合桩基设计的主要步骤及其主要内容如下：

一、选择桩型、桩长及桩身截面

(一) 选择桩型时，应注意到沉降控制复合桩基和常规桩基相比，桩数较少，桩身承受的荷载相对较大，有可能达到地基土对单桩的极限支承力值，因此它对桩身质量的要求相对较高，一般情况下应尽量选用桩身质量有比较可靠保证的桩型。

(二) 选择桩长时，应根据上部荷载大小和地基土层的组成，按桩端尽可能穿过压缩层范围内压缩性最高的土层、进入压缩性相对较低但不一定十分坚硬的持力层的要求初步确定桩长，以使桩有足够的“韧性”，在承台产生一定沉降时，桩可充分发挥并能继续保持其全部极限承载力。

(三) 当桩长初步确定后，可按由桩身结构强度确定的单桩设计承载力 (N_d) 与地基土对单桩的极限支承力 (Q_u) 二者数值基本相等的要求选择桩身截面尺寸。其中由桩身结构强度确定的单桩容许承载力可近似按下式计算：

$$\text{预制混凝土小桩} \quad R = (0.20 \sim 0.25) A_p R \quad (12.2)$$

式中 N_d ——桩身结构强度确定的单桩容许承载力 (kN)；

R ——边长为 20cm 的混凝土立方体极限抗压强度 (kPa)；

A_p ——桩身横截面面积 (m^2)。

而地基土对单桩的极限支承力 Q_u 一般宜通过单桩静载荷试验确定，也可参考有关规范或当地工程经验确定。

二、初步确定承台底面积及其平面布置

(一) 承台底面积的初步确定。如前所述，沉降控制复合桩

基中桩数较少，桩顶荷载可能达到地基对单桩极限承载力，桩与桩周土界面局部范围内土体可能发生屈服，为确保沉降控制复合桩基有足够的安全度，可首先按假定外荷载全部仅仅由承台单独承担承台下地基土极限承载力仍有一定安全储备的原则，由下式初步确定承台底面积 A_c ：

$$A_c \geq \frac{F + G}{\eta f} \quad (12.3)$$

式中 A_c ——承台底面积 (m^2)，
 F ——作用于承台顶面的竖向荷载 (kN)，
 G ——承台和承台上覆土自重 (kN)，
 f ——承台底地基土容许承载力 (kPa)，
 η ——经验修正系数，一般可取1.5~1.7。

(二) 承台底面平面布置的初步确定。根据式(12.3)初步确定的承台底面积，按作用于承台底外荷载重心与承台底面积形心基本重合的要求，初步确定承台底面积的平面布置。

三、确定沉降控制复合桩的桩数和桩位平面布置

(一) 按上述步骤初步确定承台底面积和平面布置后，则应计算假定承台下有若干种不同桩数的布桩方案时相应的沉降量，以求得桩数与沉降量之间的定量关系。为了尽可能减少计算工作量，根据大量计算分析沉降控制复合桩基桩数与沉降量关系的实践经验，建议一般情况下，宜计算以下三种桩数布桩时的沉降量：

1. 按外荷载全部由桩单独承担的常规桩基所需的桩数；
2. 按上述常规桩基所需桩数的三分之一；
3. 桩数为零。

当桩数为上述三种桩数之间时的沉降量可近似按线性插值法估算。需要指出，若按第1种桩数布桩计算得到的沉降量已大于建筑物容许沉降量时，则应适当增加桩长；同时上述三种桩数情况下的沉降量计算均应按本章第三节方法进行。桩数(k)与沉

降量 (s) 之间关系如图12.2所示。

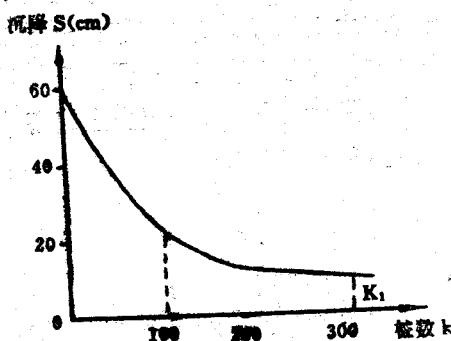


图12.2 桩数~沉降量关系

图中 k_1 为按外荷载全部由桩单独承担的常规桩基所需的桩数, k_0 约为 $k_1/3$ 。由图12.2中的曲线形式可知: 当桩数较少时 (如 $0 < k < k_0$), 桩数的变化对桩基沉降量的影响是很敏感的, 只需用少量的桩就可大幅度减少桩基沉降量; 当桩数达到一定数量后 (如 $k_0 < k < k_1$), 桩数的变化对桩基沉降量的影响就不再明显, 这一规律说明, 这时如再增加桩数, 对减少桩基的沉降量作用是不大的。

(二) 按上述计算得到的桩数与桩基沉降量之间的关系后, 就可根据建筑物容许沉降量要求确定实际所需桩数, 然后按该确定的桩数, 根据上部荷载的重心与群桩形心要求基本重合的原则, 进行桩位平面布置。

四、验算沉降控制复合桩基的承载力

按式(12.3)初步确定的承台底面积 A 。以及用上述方法确定的实际所需桩数 k , 根据式(12.1)沉降控制复合桩基极限承载力公式, 可按下式验算沉降控制复合桩基承载力:

$$F + G \leq \frac{1}{\xi} (K Q_u + 2 A \cdot f) \quad (12.4)$$

式中 ξ ——沉降控制复合桩基承载力经验系数,可取2.0~2.2,
其余符号涵义同式(12.1)和式(12.3)。

当验算式(12.4)不满足时,一般可调整承台底面净面积 A ,
以达到式(12.4)的要求。

五、沉降控制复合桩基结构设计要点

由本条文说明第2.1.1节所述内容可知,沉降控制复合桩基中承台与桩承担外荷载的实际受力机理是相当复杂的。因此除需满足常规桩基中结构设计要求外,在沉降控制复合桩基桩身结构设计中,应注意其桩数较少,在承台产生一定沉降时桩可能进入地基土支承极限状态的特点,设计时除应使其能承受相当于单桩地基土极限承载力的荷载外,尚应考虑一定的超载可能性,以防实际单桩地基土极限承载力超过设计时的预估值;此外在沉降控制复合桩基承台结构设计中,则应注意其承台与桩分担外荷载关系是随荷载作用时间变化的特点,设计时除应考虑承台与桩按2.1.2节设计基本原则中所述的桩基沉降趋向稳定时外荷载分担的最终受力状态外,尚需考虑加荷初期承台要承担较大外荷载的初始受力状态(此时计算承台底面积反力的外荷载可根据经验按实际全部外荷载的50%考虑,其余外荷载由桩承担),然后取其中最不利者进行承台各部分结构的强度及配筋计算。

2.1.4 结语

上述沉降控制复合桩基设计基本原则及主要步骤,全面考虑并揭示了沉降控制复合桩基中承台与桩基分担外荷载及沉降变形发生的实际过程,给出了简化实用的分析计算假定和方法;为了进一步强调软土地基上基础设计应以变形控制为主的基本指导思想,提出了以建筑物容许沉降量为控制指标来确定桩数,同时又必须进行桩基整体强度验算的方法和步骤,合理和完整地解决了沉降控制复合桩基设计问题,既保证沉降能满足设计要求。又确保

工程有必要的安全度。应当指出以往在较深厚软弱地基上长度为 $6 \sim 8 \text{ m}$ 的短桩基础设计中, 常常用承台与桩按某一固定比例分担外荷载或在确定单桩承载力时人为降低安全系数等经验方法来考虑承台与桩共同承担外荷载是不正确的, 这些经验方法实际上既无法真正揭示承台与桩分担外荷载的实际规律, 也无法合理解决短桩基础沉降往往过大的问题, 只有按上述沉降控制复合桩基的设计基本原则及方法进行分析和设计, 才能为这些短桩基础找到真正合适的工程应用范围, 并使其得到合理的设计。

2.2 沉降控制复合桩基的沉降计算

2.2.1 概述

由2.1.2节所述的沉降控制复合桩基设计原则可知, 沉降控制复合桩基沉降计算应根据作用在桩基上的外荷载 P 和桩基中各单桩极限承载力之和 P_s 之间的关系, 分成二种情况用不同的方法计算: 当 $P < P_s$ 时, 沉降控制复合桩基的沉降就是群桩承担全部外荷载 P 所产生的沉降; 当 $P \geq P_s$ 时, 群桩承担荷载 P_s , 而承台则承担荷载 $(P - P_s)$, 沉降控制复合桩基的沉降就应该是群桩承担的荷载 P_s 所产生的沉降和承台承担的荷载 $(P - P_s)$ 所产生的沉降二部分之和, 其中承台承担的荷载所产生的沉降, 可近似视作天然地基上浅基础, 忽略桩体的存在用单向分层总和法计算该沉降。由此可见, 沉降控制复合桩基在上述二种情况下的沉降计算, 主要关键均在于要合理计算群桩承担的荷载所产生的沉降, 该问题解决后则沉降控制复合桩基的沉降计算就可按上述二种情况迎刃而解。

在2.1.2节分析中曾提出, 群桩承担的荷载所产生的沉降是由桩身的弹性压缩和桩端平面至压缩层下限之间土层的压缩共同组成的, 该沉降的实质是和常规桩基的沉降基本一致。目前工程实践中, 常规桩基沉降计算广泛采用等代实体基础法, 但该法是无法考虑桩基中桩的数量和间距等因素对沉降的影响, 在沉降控

制复合桩基中群桩承担的荷载所产生的沉降计算,套用常规桩基沉降计算的等代实体基础法是不合适的。

上海建筑设计研究院黄绍铭等^[7]在1982年提出过一种适用于计算软土中单桩和群桩沉降的半理论、半经验实用方法。该法首先从单桩在竖向荷载作用下可由桩侧阻力和桩端阻力共同支承这一为大家普遍接受的工作状态出发,分析了单桩桩侧阻力和桩端阻力在地基中产生的竖向应力表达式,然后用简单叠加法求出群桩承担的荷载在地基中产生的竖向应力,进而在忽略地基侧向变形假设下,用单向分层总和法计算单桩和群桩的沉降,地基压缩层下限是用应力比法确定。工程实际应用说明,该法能方便地考虑桩基中桩数、桩距等因素对沉降的影响,与常规桩基沉降计算等代实体基础法相比,计算结果更接近实测沉降值,应用范围也更广。显然,用该法计算沉降控制复合桩基群桩中群桩承担的荷载所产生的沉降是较合适的,以下分二部分对该法的基本原理作较详细介绍。

2.2.2 竖向荷载作用下单桩和群桩在地基中产生的竖向应力和地基压缩层深度的确定

一、单桩和群桩荷载传递规律简述

从工程应用目的出发,研究单桩和群桩荷载传递规律的主要内容,均包括桩端阻力和桩侧阻力分配关系及桩端阻力和桩侧阻力分布规律两个方面。

单桩在竖向荷载作用下的荷载传递试验研究表明(图12.3),施加在桩顶上竖向荷载 Q_0 是由桩侧阻力 Q_s 和桩端阻力 Q_b 共同支承,即 $Q_0 = Q_s + Q_b$ 。桩侧阻力在较小的桩顶荷载和较小的竖向位移时就会充分发挥,但充分发挥桩端阻力所需的桩顶荷载和竖向位移要大得多,同时随着荷载作用时间的增加,桩侧阻力会有所减少,而桩端阻力则会增加,所以 Q_s 和 Q_b 的分配关系是复杂的,它与桩顶荷载和竖向位移大小以及荷载作用时间等有关。关于桩

侧阻力的分布规律也是很复杂的，一般说来，软土中的摩擦桩，自地面开始，桩侧阻力沿深度线性增加，一直要到相当深度后才接近均匀分布，但对现场灌注桩或在软土中悬浮的纯摩擦桩，桩侧阻力沿桩长分布较均匀，同时随着荷载作用时间和桩顶竖向位移增加，桩身下部侧阻力会随之增加，而桩身上部侧阻力则会减少，此外桩侧阻力的分布规律和桩的施工方法也有很大关系。关于桩端阻力的分布规律一般可近似认为均匀分布或简化视作集中力。

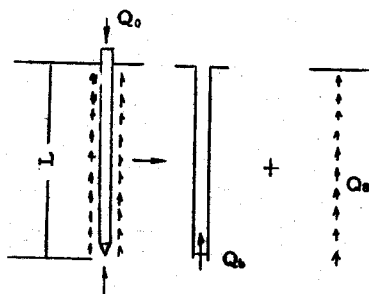


图12.3 单桩的荷载传递

和单桩相比，关于竖向荷载作用下群桩荷载传递规律的试验研究工作相对较少，但从已有研究结果^{[4]·[8]}可以看出，摩擦群桩荷载传递规律即使不考虑承台的作用也要比单桩复杂得多，它除了需同样考虑影响单桩荷载传递的各种因素外，还需考虑群桩中各单桩之间的相互作用，以及由于桩的存在而对地基土产生的加筋作用和遮拦作用，这些作用的综合结果，导致群桩的荷载传递规律不同于单桩，同时也使处于群桩中不同桩径的各个单桩的荷载传递规律也互不相同。

综上所述，由于影响荷载传递的因素繁多，以及各种方法施工的桩基在沉桩后桩周土性质难以准确预估，要从理论上严格计算单桩或群桩的荷载传递规律目前尚无可能。但需指出，由试验分析结果也表明，荷载传递规律的各种变化对单桩或群桩沉降计

算结果虽有影响但都不十分敏感，因此如仅仅从工程中计算沉降目的考虑，可以对单桩和群桩的荷载传递规律统一作如下简化的但在实用上说合理的假定：1. 近似认为单桩以及群桩中各单桩的荷载传递规律基本相同；2. 近似认为桩侧阻力和桩端阻力占桩顶荷载的比例与桩顶荷载大小无关且均为常量，均取单桩极限荷载状态下，单桩桩侧极限阻力和桩端极限阻力与单桩极限承载力的比值；3. 桩侧阻力的分布规律，一般情况下均可采用沿桩长线性增加的假定；4. 桩端阻力的分布规律，一般情况下均可视作集中力。

二、单桩和群桩在地基中产生的竖向应力

(一) 单桩在地基中产生的竖向应力。在按上述单桩荷载传递规律假定确定单桩桩侧阻力和桩端阻力占桩顶荷载的比例及其分布规律后，即可按弹性理论计算在竖向荷载作用下单桩在地基中任一点所产生的竖向应力。盖特斯(J.D.Geddes)^[13]将弹性理论中明特林(R.D.Mindlin)^[15]解积分导出了由桩侧阻力和桩端阻力所产生的应力计算公式，其中桩侧阻力考虑了沿桩长线性增加和均匀分布二种情况，桩端阻力则按集中力考虑，如图12.4所示。

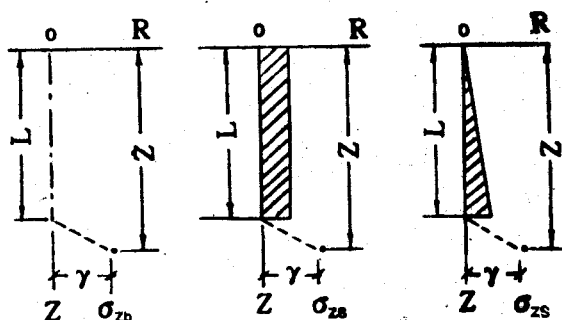


图12.4 单桩在地基中产生的竖向应力

若单桩桩顶竖向荷载为 Q_0 ，则地基中任一点 (r, z) 的竖向应力 σ_z 为：

$$\sigma_z = \sigma_{zb} + \sigma_{zs} \quad (12.5-1)$$

$$\sigma_{zb} = Q_b \cdot I_b / L^2$$

$$\sigma_{zs} = Q_s \cdot I_s / L^2 \quad (12.5-2)$$

式中 L —— 桩长；

Q_b, Q_s —— 桩端阻力和桩侧阻力， $Q_b + Q_s = Q_0$ ；

I_b, I_s —— 桩端阻力和桩侧阻力应力影响系数；

桩端阻力为集中力时

$$I_b = \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{-(1-2\mu)(m-1)}{A^3} + \frac{(1-2\mu)(m-1)}{B^3} - \frac{3(m-1)^3}{A^5} - \left[\frac{3(3-4\mu)m(m+1)^2 - 3(m+1)(5m-1)}{B^5} \right] - \frac{30m(m+1)^3}{B^7} \right\} \quad (12.5-3)$$

桩侧阻力沿桩长线性增加时

$$I_s = \frac{1}{4\pi(1-\mu)} \left[\frac{-2(2-\mu)}{A} + \frac{2(2-\mu)(4m+1) - 2(1-2\mu)(m/n)^2(m+1)}{B} + \frac{2(1-2\mu)m^3/n^2 - 8(2-\mu)m}{F} + \frac{mn^2 + (m-1)^3}{A^3} + \frac{2(7-2\mu)mn^2 - 6m^3 + 2(5+2\mu)(m/n)^2m^3}{F^3} + \frac{4\mu n^2 m + 4m^3 - 15n^2 m - 2(5+2\mu)(m/n)^2(m+1)^3 + (m+1)^3}{B^3} \right]$$

$$\begin{aligned}
& + \frac{6mn^2(n^2 - m^2) + 12(m/n)^2(m+1)^5}{B^5} \\
& - \frac{12(m/n)^2m^5 + 6mn^2(n^2 - m^2)}{F^5} \\
& - 2(2-\mu)\log_e \left(\frac{A+m-1}{F+m} \times \frac{B+m+1}{F+m} \right) \quad (12.5-4)
\end{aligned}$$

桩侧阻力沿桩长均匀分布时

$$\begin{aligned}
I_s = & \frac{1}{8\pi(1-\mu)} \left\{ \frac{-2(2-\mu)}{A} \right. \\
& + \frac{2(2-\mu) + 2(1-2\mu)(m^2/n^2 + m/n^2)}{B} - \frac{(1-2\mu)2(m/n)^2}{F} \\
& + \frac{n^2}{A^3} + \frac{4m^2 - 4(1+\mu)(m/n)^2m^2}{F^3} \\
& + \frac{4m(1+\mu)(m+1)(m/n+1/n)^2 - (4m^2+n^2)}{B^3} \\
& \left. + \frac{6m^2(m^4-n^4)/n^2}{F^5} + \frac{6m[mn^2 - (m+1)^5/n^2]}{B^5} \right\} \quad (12.5-5)
\end{aligned}$$

式(12.5-3)~(12.5-5), $A^2 = [n^2 + (m-1)^2]$,
 $B^2 = [n^2 + (m+1)^2]$, $F^2 = n^2 + m^2$, $n = r/L$, $m = z/L$,
 μ 为地基土泊松比, r 为计算应力点离桩身轴线的水平距离。 z 为
 计算应力点离地表平面的竖直距离。按式(12.5-1)~式(12.5
 -5)即可计算单桩荷载在地基中任一点产生的竖向应力,同时也
 可发现,当 $n=0$ 时,在桩端轴线处会出现奇点,应力会趋向无穷
 大,为避免这一现象,可将 $n=0.002$ 处的应力近似视作轴线处
 ($n=0$)的应力,

(二) 群桩在地基中产生的竖向应力。按上述单桩和群桩荷载传递规律的假定, 可以近似认为群桩中各桩的荷载传递规律都是基本一致的, 而且群桩中各桩的桩侧阻力和桩阻力占桩顶荷载的比例及其分布规律均与单桩相同。因此, 对于长度为 L 的 k 根桩所组成的群桩, 就以简单地按叠加原理求出群桩在地基中任一点所产生的竖向应力 σ_z :

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^k \sigma_{zi}$$

式中 σ_{zi} 可以按式 (12.5) 计算。应当指出, 由于应力计算公式 (12.5) 较繁冗, 当群桩中的桩数较多时, 即使采用电算, 计算工作量也是相当大的。为此, 具体计算时采用参考文献^[7]提出的影响图方法进行, 则计算工作将大为简化, 以下介绍影响图方法的具体内容。

从式 (12.5-1)、式 (12.5-5) 可知, 地基中任一点竖向应力 σ_z 均为 $n = r/L$, $m = z/L$ 及地基土泊松比 μ 的函数。参考文献^[7]提出的影响图是以 16 个同心圆组成的, 若预先取定一个比例长度 L_0 , 然后以不同的相对水平距离 $n_i = r_i/L_0$ 确定的半径 r_i 作一系列同心圆, 其中令 $n_i = 0.00, 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.10, 0.12, 0.16, 0.20, 0.40, 0.50, 0.60, 0.80, 1.00, 1.20$ 共 16 个, 这样就可制成一张计算群桩在地基中产生竖向应力影响图 (比例长度 L_0 可按下述具体计算步骤 1 中所建议的方法确定)。同时, 可针对某一定 μ 值, 根据式 (12.5) 按以上讨论中所确定的 n_i 值, 求出在不同的相对深度 $m = z/L_0$ 处桩端阻力和桩侧阻力作用下竖向应力影响系数, 由此得到一组相应的应力影响系数表 (见附表 1 ~ 附表 3, 表中分别给出了 $\mu = 0.3, 0.4, 0.5$ 这三种情况)。这样利用影响图和应力影响系数表, 就可计算群桩作用下地基中任意点的竖向应力。为使表达简练, 假定实际群桩是由长度为 L 、桩顶荷载均相等且为 Q_0 的 k 根桩所组成, 则其具体

计算步骤如下:

1. 根据实际桩长 L 确定影响图比例长度 L_s , 一般可取

$$L_s = \left(\frac{1}{100} \sim \frac{1}{200} \right) L, \text{ 然后按该比例长度 } L_s, \text{ 用 前述16个不同}$$

的 n_i 所确定的不同半径 r_i , 作16个同心圆, 制成一张比例长度为 L_s 的影响图;

2. 用比例长度 L_s 代表实际桩长, 并以此为比例尺绘制实际桩位平面图于透明纸上, 然后将其覆在影响图上, 把欲求应力之点平面位置和影响图圆心相重合, 并分别数出在不同的圆 i 上的桩的根数 k_i ;

3. 根据欲求应力之点的深度 z 和单桩长度 L 之比 m ($m = z/L$)、地基土泊松比 μ 以及假定的桩侧阻力分布规律, 由应力影响系数表(参见附表1和附表3)查出第 i 圆在圆心下深度 z 处应力影响系数 I_{s1} 和 I_{s2} 值;

4. 假定桩端阻力和桩侧阻力占桩顶荷载的比例分别为 α 和 $(1-\alpha)$, 由于各桩桩顶荷载均假定为 Q_0 , 则群桩共同作用下在圆心下深度 z 处总的竖向应力 σ_z 为:

$$\sigma_z = Q_0 \sum_{i=1}^{16} [\alpha \cdot I_{s1} + (1-\alpha) I_{s2}] k_i \quad (12.7)$$

应当指出, 在上述步骤2中, 当用桩位平面覆盖到影响图上估算群桩在不同圆 i 上的根数 k_i 时, 由于桩位往往不一定正好落在上述各圆的圆周上, 因此要正确估算落在各圆上桩的根数是很麻烦的, 为简化这项工作, 可在各相邻圆之间以二个相邻圆半径之和的一半为半径另作一圆, 例如对第 i 圆而言, 可在第 i 圆和第 $(i-1)$ 圆之间以 $(r_{i-1} + r_i)/2$ 为半径作一圆, 然后在第 i 圆和第 $(i+1)$ 圆之间以 $(r_i + r_{i+1})/2$ 为半径另作一圆, 则可近似假定由这二个新作的圆所围成的圆环即代表原来的第 i 圆, 具体估算

桩的根数时，只需数出落在该圆环范围内的桩数，就可代表落在第*i*圆上的桩数。根据这一近似假定，在按步骤1绘制影响图时，为确定16个同心圆半径而采用的 n_i 值，就应调整为0.01、0.03、0.05、0.07、0.09、0.11、0.14、0.18、0.25、0.35、0.45、0.55、0.70、0.90、1.10、1.30共16个，计算实践说明，这种估算桩数 k_i 的方法既方便又有足够的精度。

还需指出，以上为使式(12.7)表达简练，假定群桩中各桩桩顶荷载均相等，显然只要将式(12.7)略加修改，同样也能适应群桩中各桩桩顶荷载不等的情况，此外，上述介绍的应力计算是按影响图辅助以应力影响系数表的方法用手算进行的，但是完全可根据相同的计算原则和步骤，编制程序用电算进行^[12]，计算将非常简便。

三、地基压缩层深度的确定

采用上述影响图方法，按式(12.7)确定单桩或群桩在地基中产生的竖向应力后，就可参照天然地基沉降计算分层总和法中的应力比法，按地基中某深度处附加应力为该深度处土体自重应力的10%的规定，用试算法确定单桩或群桩的地基压缩层深度。

7.2.3 竖向荷载作用下单桩和群桩沉降量

一、竖向荷载作用下单桩沉降量

假设单桩的长度为 L ，桩顶荷载为 Q_0 。(图12.5)，则单桩桩顶沉降 s_0 可由下式计算：

$$s_0 = s_0^s + s_0^p \quad (12.8)$$

式中 s_0^s —— 桩身压缩量，

s_0^p —— 桩端阻力 Q_b 和桩侧阻力 Q_s 产生的桩端以下地基土压缩量。

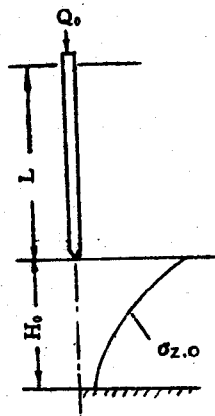


图12.5 竖向荷载作用下单桩沉降分析

桩身压缩量 s_p^0 可按材料力学中心受压杆件公式计算:

$$s_p^0 = (Q_b + \lambda Q_s) L / A_p E_p \quad (12.9)$$

式中 A_p —— 桩身设计截面面积 (cm^2);
 E_p —— 桩身材料弹性模量 (MPa);
 λ —— 取决于桩侧阻力沿桩长分布规律的系数。
 沿桩长线性增加时, $\lambda = 0.67$;
 沿桩长均匀分布时, $\lambda = 0.5$;

Q_b 、 Q_s —— 桩端阻力和桩侧阻力 (kN)。

桩端阻力 Q_b 和桩侧阻力 Q_s 产生的桩端下地基土压缩量 s_p^0 可以按不考虑侧向变形的单向压缩假定计算(图12.5)。若桩端以下地基土压缩层厚度为 H_0 , 压缩模量为 E_s , 则可根据式(12.5)求得单桩在地基中产生的竖向应力 σ_z 按下式计算 s_p^0 :

$$\begin{aligned}
 s_p^* &= \frac{1}{E_s} \int_0^{H_0} \sigma_z dz = \frac{1}{E_s} \int_0^{H_0} (\sigma_{zb} + \sigma_{zs}) dz \\
 &= \frac{1}{L^2 E_s} \int_0^{H_0} (Q_b I_{B0} + Q_s I_{S0}) dz \quad (12.10)
 \end{aligned}$$

式(12.10)中 I_{B0} 和 I_{S0} 表示桩端轴线下应力影响系数。

若桩顶荷载为 Q_0 ，桩端阻力占桩顶荷载的比例为 α ，
则 $Q_b = \alpha Q_0$ ， $Q_s = (1 - \alpha) Q_0$ 。

$$\begin{aligned}
 \therefore s_0 &= s_0^* + s_p^* = \frac{L}{A_p E_p} (Q_b + \lambda Q_s) + \frac{1}{L^2 E_s} \int_0^{H_0} (Q_b I_{B0} \\
 &+ Q_s I_{S0}) dz = \frac{Q_0 L}{A_p E_p} [\alpha + (1 - \alpha) \lambda] \\
 &+ \frac{Q_0}{L^2 E_s} \int_0^{H_0} [\alpha I_{B0} + (1 - \alpha) I_{S0}] dz \quad (12.11)
 \end{aligned}$$

应当指出，在软土中的桩身压缩量 s_0^* 一般可忽略不计，此外，由于应力影响系 I_b 和 I_s 均已表示为无量纲参数 m 、 n 的函数，而 $m = z/L$ ， $\therefore dz = L dm$ ，则式(12.11)就可改写为：

$$\begin{aligned}
 s_0 &= s_0^* = \frac{Q_0}{L^2 E_s} \left[\alpha \int_0^{H_0/L} I_{B0} dm + (1 - \alpha) \int_0^{H_0/L} I_{S0} dm \right] \\
 &= \frac{Q_0}{L^2 E_s} [\alpha \omega_{B0, H_0} + (1 - \alpha) \omega_{S0, H_0}] \quad (12.12)
 \end{aligned}$$

式中 $\omega_{B0, H_0} = \int_0^{H_0/L} I_{B0} dm$ ——桩端阻力在桩端下深度 H_0 处沉降影响系数，由式(12.5-3)积分求得；

$\omega_{S_{0,H_0}} = \int_0^{H_0/L} I_{s_0} d m$ —— 桩侧阻力在桩端下深度 H_0 处 沉

降影响系数, 由式 (12.5-4) 或 (12.5-5) 积分求得。

当地基压缩层是由多层土体组成时, 例如总计有 T 层土, 其中第 t 层土的压缩模量为 E_t , 则第 t 层土的压缩量为:

$$s_{0,t} = s_{0,H_t} - s_{0,H_{t-1}} = \frac{Q_0}{L^2 E_t} [\alpha(\omega_{B_{0,H_t}} - \omega_{B_{0,H_{t-1}}}) + (1-\alpha)(\omega_{S_{0,H_t}} - \omega_{S_{0,H_{t-1}}})] \quad (12.13)$$

所以多层地基中单桩沉降量 s_0 的普遍表达式为:

$$s_0 = \sum_{t=1}^T s_{0,t} = \sum_{t=1}^T \frac{Q_0}{L^2 E_t} [\alpha(\omega_{B_{0,H_t}} - \omega_{B_{0,H_{t-1}}}) + (1-\alpha)(\omega_{S_{0,H_t}} - \omega_{S_{0,H_{t-1}}})] \quad (12.14)$$

二. 竖向荷载作用下群桩沉降量

对于由长度为 L 的 k 根桩组成的群桩沉降量计算, 可以将上述单桩沉降量计算公式 (12.14) 推广后求解。如图 (12.6) 所示位于多层地基的群桩中任意二根桩, 即桩 0 和桩 i , 其桩顶荷载分别为 Q_0 和 Q_i , 群桩压缩层厚度为 H_g , 则桩顶荷载为 Q_0 的桩 0 由于受到桩顶荷载为 Q_i 的桩 i 的作用所产生的沉降量 s_{0i} , 可参照式 (12.14) 为:

$$s_{0i} = \sum_{t=1}^T \frac{Q_i}{L^2 E_t} [\alpha(\omega_{B_{0i,H_t}} - \omega_{B_{0i,H_{t-1}}}) + (1-\alpha)_i(\omega_{S_{0i,H_t}} - \omega_{S_{0i,H_{t-1}}})] \quad (12.15)$$

式中 $\omega_{B_{0i,H_t}}$ 、 $\omega_{B_{0i,H_{t-1}}}$ —— 桩 i 的桩端阻力在桩 0 的桩端下深度 H_t 和 H_{t-1} 处沉降影响系数, 应由式 (12.5-3) 积分求得;

$\omega s_{0i, H_t}$ 、 $\omega s_{0i, H_{t-1}}$ —— 桩 i 的桩侧阻力在桩 0 的桩端下深度 H_t 和 H_{t-1} 处沉降影响系数, 应由式 (12.5-4) 或 (12.5-5) 积分求得。

然后就可按简单的叠加方法求出群桩中任一根桩的桩顶由于群桩中所有各桩的桩顶荷载影响所产生的总沉降量 s_g 为:

$$s_g = \sum_{i=1}^k s_{0i} \quad (12.16)$$

式中 s_{0i} 可由式 (12.15) 计算。可以看出, 群桩沉降计算公式 (12.16) 是相当繁冗的, 但该公式中的沉降影响系数 ω_B 和 ω_s 也是由竖向应力计算公式即式 (12.5) 积分而得到的, 所以实质上地基中任一点沉降也是均为 $n=r/L$ 、 $m=z/L$ 及地基土泊松比 μ 的函数, 因此也完全可参照前述用影响图计算群桩作用下地基中竖向应力的方法来简化计算群桩的沉降。这时前述用于计算群桩竖向应力的影响图同样可用于计算群桩的沉降, 同时与用影响图求解群桩竖向应力同样道理, 应针对某一定 μ 值, 根据式 (12.5-3)、式 (12.5-4) 或 (12.5-5) 预先积分求出不同 m 、 n 时桩端阻力和桩侧阻力的沉降影响系数 ω_B 和 ω_s , 并制成表格 (见附表 4 ~ 附表 6, 表中分别给出了 $\mu=0.3$ 、 0.4 、 0.5 这三种情况)。然后用确定群桩作用下地基中竖向应力同样的步骤, 找出群桩中各桩在不同半径的圆环上相应的桩数 k_i , 同样为使表达简练, 假定群桩中各桩的桩顶荷载均相等, 即 $Q_0 = Q_1 = \dots$, 则计算群桩沉降量 s_g 的普遍表达式就可在式 (12.15) 和 (12.16) 的基础上进一步改写为:

$$s_g = \sum_{t=1}^T \frac{Q_0}{L^2 E_t} \sum_{i=1}^{16} [\alpha (\omega B_{0i, H_t} - \omega B_{0i, H_{t-1}}) + (1 - \alpha) (\omega s_{0i, H_t} - \omega s_{0i, H_{t-1}})] k_i \quad (12.17)$$

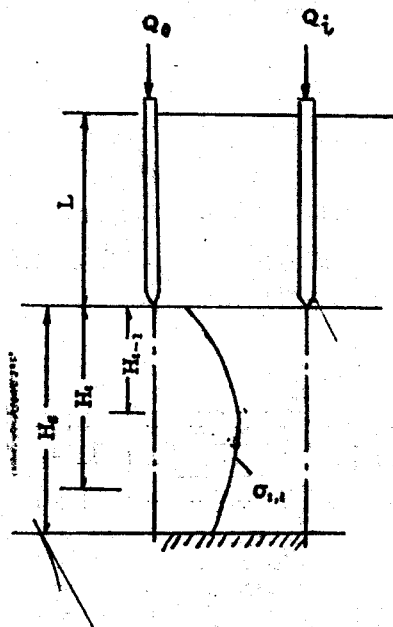


图12.6 竖向荷载作用下群桩沉降分析

显然，和计算群桩作用下地基中竖向应力的表达式（12.7）一样，只需将式（12.17）稍加修改，同样也能适用于群桩中各桩桩顶荷载不等的情况。此外，上述沉降计算是按影响图辅以沉降影响系数表的方法用手算进行的，但是完全可根据相同的计算原则和步骤，编制程序用电算进行^[12]，计算将非常简便。

第三节 沉降控制复合桩基工程实例

3.1 工程概况及地基土条件

本工程是位于上海西南面地基土特别软弱地区上某居住小区的一幢6层住宅建筑,建筑总面积约 2559 m^2 ,上部为砖混结构,上部结构传至室外地面标高处的总重约 43500 kN ,承台平面及桩位如图12.7所示,建筑物所在场地的工程地质剖面及相应的地基土主要物理力学性指标如图12.8所示。

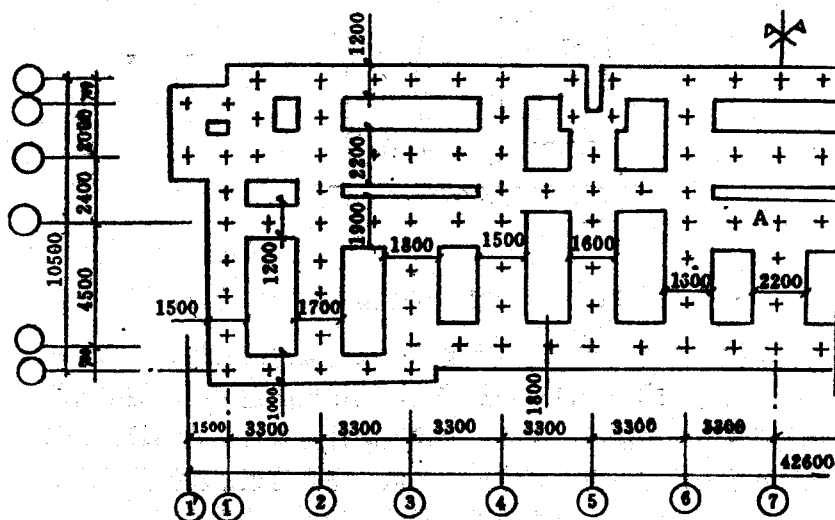


图12.7 承台平面及桩位布置 (1:200)

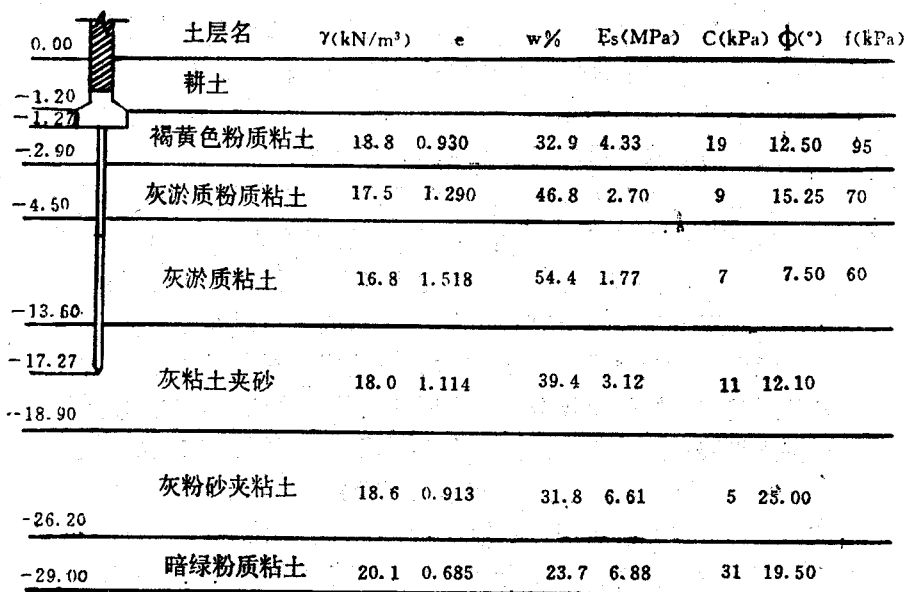


图12.8 工程地质剖面及主要土性指标

3.2 设计主要步骤

一、选择桩型、桩长及桩身截面

(一) 根据第2.1.3节所述之要求, 本工程采用截面为 $20 \times 20\text{cm}$ 的预制混凝土小桩, 混凝土 C30, 桩长16m, 分二段预制, 接头采用简易角铁焊接, 锤击法沉桩; 由图12.8可见, 桩端已穿

过本场地压缩性最高的泥淤质土层，进入压缩性相对较低但仍属高压缩性的灰粘土层3 m多。

(二)本工程采用的预制混凝土小桩，由地基土支承作用确定的单桩极限承载力，根据载荷试验及按上海市地基设计规范估算结果均为250kN；由桩身结构强度确定的单桩容许承载力，根据式(12.2-1)计算为(256~320)kN，因此和上述由地基土支承作用确定的单桩极限承载力相接近，也能满足一定程度的超载可能要求。

二、初步确定承台底面积及其平面布置

本工程上部为砖混结构，承台型式采用墙下条形基础。承台底标高为室外地面下1.27 m，地下水位为室外地面下0.50 m(见图12.10)。由图(12.10)所列的地基土主要物理力学性指标可知，承台底下粉质粘土层的容许承载力 f 值为95kPa。

承台底面积的确定，可按2.1.3节计算步骤中所述方法，假定各条形基础上的外荷载全部由条形基础承台单独承担时，承台下地基土极限承载力仍有一定安全度的原则，根据式(12.3) $A_0 = (F + G) / \eta f$ 确定(式中符号意义见公式(12.3)说明，其中 η 值本工程取1.6)。下面以④轴线条形基础承台为例，具体说明承台底面积确定方法，当复合桩基承台为其他型式时，计算原则相同。

室外地面标高处每沿米上部结构荷载195kN/m；首先假定条形基础宽度为1.50 m，则室外地面至承台底每沿米承台及覆土重 $G = 1.50 \times (20 \times 0.5 + 10 \times 0.77) = 26.55 \text{ kN/m}$ 。然后由式(12.3) 验算承台底面最小宽度 $= (F + G) / \eta f = (195 + 26.55) / 1.6 \times 95 = 1.46 \text{ m} < 1.50 \text{ m}$ ，满足。

同理可逐条确定其他各轴线承台底面积宽度及其平面布置。本工程初步确定的承台底面积总计约366 m²。

三、计算不同桩数时的桩基沉降

本工程上部结构荷载传至室外地面标高处总荷载 $F = 43500$ kN，按上述计算初步确定的承台底面积为 360 m^2 ，则承台底标高处总荷载 $F + G = 43500 + 360 \times (20 \times 0.5 + 10 \times 0.77) = 49870$ kN。前已述及，单桩极限承载力为 250 kN ，故按常规桩基设计原则，单桩容许承载力为 125 kN ，则所需桩数为 $49870/125 = 399$ 根，根据2.1.3节所述之原则，用于计算不同桩数时，桩基沉降的三种桩数分别为：399根、133根、0根。计算所得图中12.7中A点处的相应沉降（沉降计算具体步骤见本节以下第四部分内容）分别为：11.00cm、18.30cm、69.20cm。最后可得如图12.9所示的桩数与沉降关系曲线。

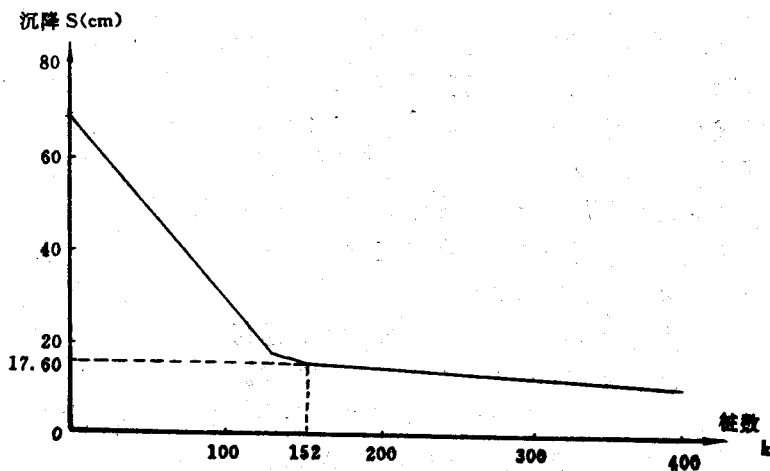


图12.9 桩数与沉降关系曲线

四、沉降计算具体步骤

如 2.2.1 节所述, 沉降控制复合桩基沉降应根据桩基上的外荷载和桩基中的桩数, 分二种情况按不同的简化假定进行计算: $P \leq P_s$, 即外荷载小于沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时, 沉降控制复合桩基沉降就是桩承担全部外荷载所产生的沉降; 当 $P > P_s$, 即外荷载大于沉降控制复合桩基中各单桩极限承载力之和时, 沉降控制复合桩基沉降就应由桩承担的荷载 P_s 产生的沉降和承台承担的荷载 $(P - P_s)$ 所产生的沉降二者之和。计算由承台承担的荷载产生的沉降时, 可忽略桩体的存在, 直接采用天然地基分层总和法计算, 在本算例中这部分内容不再赘述。因此只要解决其中由桩承担的荷载所产生的沉降计算问题, 则沉降控制复合桩基沉降计算就得到解决, 下面将以本工程中桩数为 133 根方案为例来加以具体说明。

(一) 计算条件

1. 承台底埋深为室外地面下 1.27 m; 地下水位为室外地面下 0.5 m; 承台底标高处总荷载 $P = 49870 \text{ kN}$; 承台底面积 360 m^2 桩长 16 m、桩身截面 $20 \times 20 \text{ cm}$; 桩数 133 根, 桩位初步仅需根据与荷载分布大体吻合的要求进行布桩即可 (该桩数的桩位布置图从略); 地基土分层及物理力学性指标均见图 12.8。

2. 承台底面处地基土自重应力 $= 1.9 \times 0.9 + 9 \times 0.67 + 8.8 \times 0.1 = 16.4 \text{ kPa}$ 。

3. 承台底面处产生地基沉降的附加总荷载

$$P_0 = 49870 - 16.4 \times 360 = 43966 \text{ kN}.$$

4. 单桩极限承载力 $Q_u = 250 \text{ kN}$, 则桩基中各单桩极限承载力之和: $P_s = 250 \times 133 = 33250 \text{ kN}$ 。

5. 桩数为 133 根的沉降控制复合桩基沉降, 应为群桩承担荷载 $P_s = 33250 \text{ kN}$ 时产生的沉降之和承台承担荷载 $(P_0 - P_s) = 43966 - 33250 = 10716 \text{ kN}$ 时产生的沉降之和 (其中承台承担的荷

载在A点处产生的沉降,按天然地基分层总和法计算10.13cm,计算过程从略)。

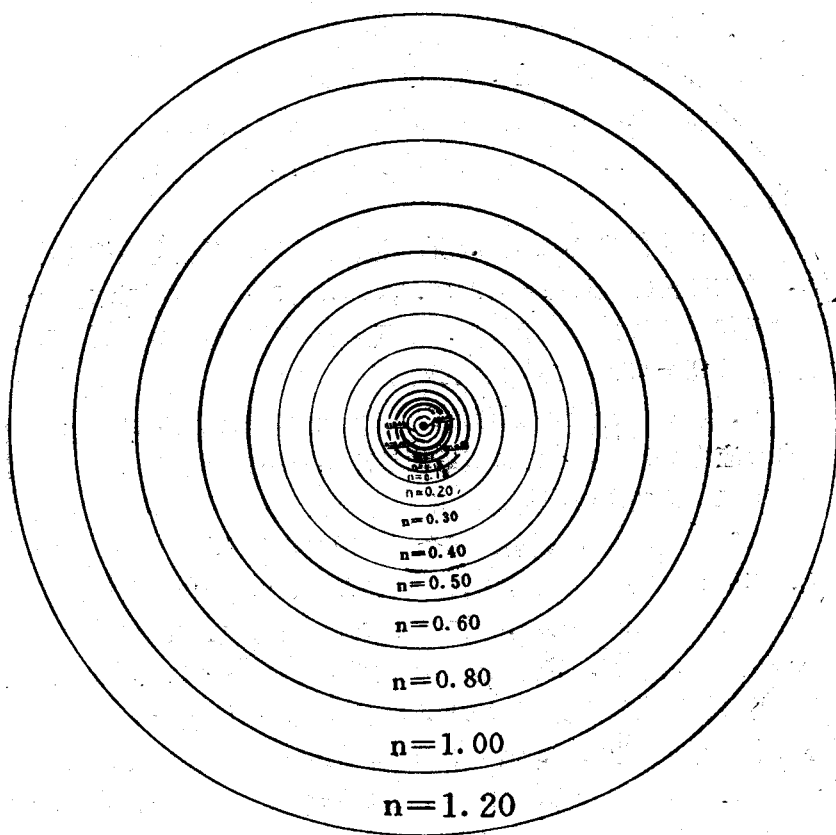
6. 假设桩端阻力为集中力,桩侧阻力沿线性增加。桩端阻力占桩顶荷载的比例 α 是参考上海市地基设计规范中桩侧各层土的极限阻力和桩端土极限阻力表提供的数值近似估算,其中桩侧阻力各层土合计为235kN,桩端阻力为15kN,则 $\alpha = 15 / (235 + 15) = 0.06$ 。

7. 计算群桩承担的荷载所产生的沉降时,尚应考虑桩身自重,单桩自重(扣浮力) $= 0.2 \times 0.2 \times 16 \times (25 - 10) = 9.6 \text{ kN}$ 。计算时近似将该重量作用于桩顶,则沉降计算时群桩中各单桩实际桩顶荷载 $Q_0 = 250 + 9.6 = 259.6 \text{ kN}$ 。

8. 地基土泊松比 μ 近似取0.4,各土层压缩模量取自重应力至自重应力加附加应力时的压缩模量 E_s 值见图12.8。

(二) 影响图的制作及使用

如2.2.2节所述,影响图16个同心圆半径以式 $r_i = n_i \cdot L_s$ 确定,其中 $n_i = 0.01, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09, 0.11, 0.14, 0.18, 0.25, 0.35, 0.45, 0.55, 0.70, 0.90, 1.10, 1.30$; L_s 为桩的比例长度,其比例应与桩位平面图比例一致,由图12.7所示的桩位平面图比例为1:200,桩长16m,则 $L_s = 8 \text{ cm}$,则同心圆半径 r_i 分别为0.08cm, 0.24cm, 0.40cm, 0.56cm, 0.72cm, 0.88cm, 1.12cm, 1.44cm, 2.00cm, 2.80cm, 3.60cm, 4.40cm, 5.60cm, 7.20cm, 8.80cm, 10.40cm,这样就可制成在如图12.10所式的影响图。若将该影响图绘制在透明纸上,然后将其覆盖在相同比例的桩位平面图上,将欲求沉降之点与影响图的圆心重合,即可数出落在不同圆环上的桩数 k_i 。



比例长度 L_s

图12.10 影响图 ($L_s = 8 \text{ cm}$)

(三) 计算附加竖向应力并确定压缩层深度

附加竖向应力 σ 计算见表(12.1)，表中 $m = z/L$ ，其中 L 为桩长， z 为自承台底算起的欲求应力点的深度。表中应力影响系数 I_s 和 I_z 可由附表1-2和附表2-2查得。根据上述计算即可绘制附加竖向应力与深度关系曲线，见图(12.11)。压缩层深度应算到附加竖向应力等于地基土自重应力的10%处，因此可将0.1倍自重应力与深度的关系曲线一并绘制在图12.11中；二条曲线交点即为压缩层深度，约在室外地面下27 m。

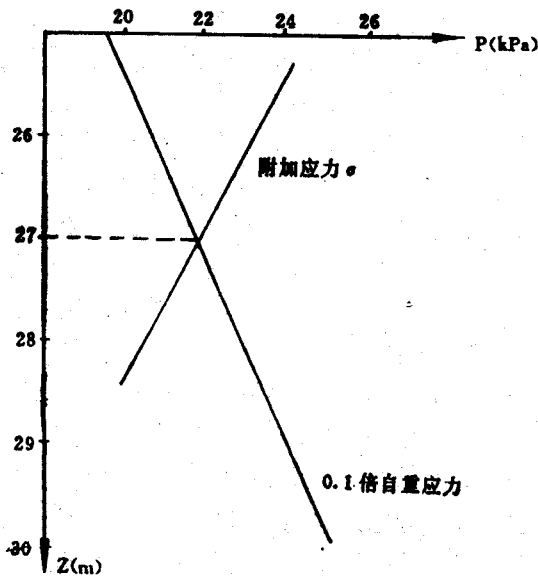


图12.11 确定压缩层深度

(四) 沉降计算

如2.2.3节所述，桩的沉降是由桩身的弹性压缩和桩端以下地基土压缩二部分组成，但在软土中，桩身弹性压缩一般可忽略不计，桩端下地基土压缩产生的沉降计算见表12.2表中沉降影响系数 ω_b 、 ω_s 可由附表4—2和附表5—2查得。计算得到A点由于群桩承

担的荷载所产生的沉降为8.17cm。如前所述,由承台分担的荷载生产的沉降按天然地基分层总和法计算结果为10.13cm,因此桩数为133根的沉降控制复合桩基总沉降=8.17+10.13=18.30cm。

其他桩数的沉降计算,当桩数为0时可直接按天然地基分层总和法进行,当桩数为399时则可直接按上述群桩沉降计算方法进行,在此不再赘述。

五、确定桩数和桩位平面布置

按本工程沉降需控制在15~20cm的要求,最终确定实际用桩数为152根,根据计算所得如图12.9所示的桩数与沉降关系曲线,与此相应的沉降为17.60cm左右,然后应根据荷载重心与桩群形心基本重合的原则进行布桩,实际桩位平面布置如图12.7所示。

六、验算沉降控制复合桩基承载力

根据最终确定的桩数,应按式(12.4)验算沉降控制复合桩基承载力,即

$$\xi = (kQ_u + 2fA_c) / (F + G) = [152 \times 250 + 2 \times 95 \times 360] / 49870 = 2.13$$

符合式(12.4)所述 ξ 值的要求。

七、承台结构设计要点

根据本章2.1.3节第五部分提出的有关复合桩基承台结构设计的要求,以及考虑到本工程采用条基承台下沿轴线布桩方案的特点,在本工程沉降控制复合桩基承台结构设计中除应满足常规桩基承台结构设计的有关要求外,尚需对下述二个问题予以注意:

(一)应注意承台与桩分担外荷载关系是随加荷时间而变化的特点,承台各部分的结构设计需考虑以下最终和初始二种受力状态,并取其中最不利状态进行强度和配筋计算。

1. 最终受力状态: 根据本章2.1.2节所述设计基本原则,沉

降控制复合桩基中各桩的桩顶反力为250kN，承台底地基反力则为 $(49870 - 152 \times 250) / 360 = 33.0 \text{ kN/m}^2 = 33.0 \text{ kPa}$ 。

2. 初始受力状态：根据本章2.1.3节第五部分提出的原则，沉降控制复合桩基承台底地基土反力为 $(49870 \times 0.5) / 360 = 69.3 \text{ kN/m}^2 = 69.3 \text{ kPa}$ ，而各桩的桩顶反力为 $(49870 \times 0.5) / 152 = 164.0 \text{ kN}$ 。

(二) 应注意本工程沉降控制复合桩基中用桩数量较少，桩位布置基本上均为较稀疏的单排墙下轴线桩，若桩顶偏离轴线就会在承台中产生附加扭矩，因此对桩位特别是在垂直轴线方向上的偏差控制应比常规桩基提出更高要求，一般容许偏差在垂直轴线方向上为50 mm，沿轴线方向上为70 mm，并需加强基坑开挖后的验槽工作，发现桩位偏差过大时，应对承台结构采取必要的补强措施。

3.3 工程沉降观测结果

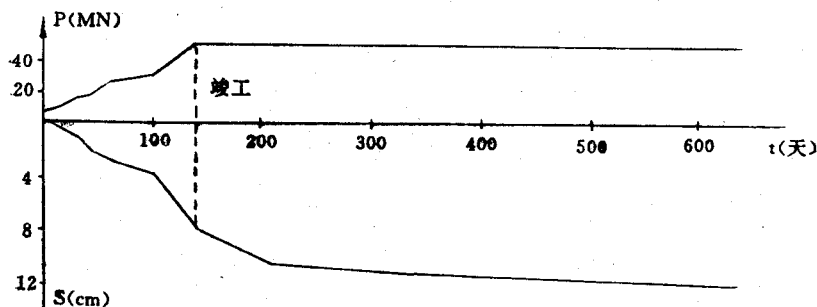


图12.12 实测沉降观测曲线

本工程于1988年底正式开工，并于1989年11月底正式竣工，图12.12为本工程实测沉降曲线，由图中曲线可见，竣工时沉降为8.0cm，按实测数据推算的最终沉降为16.0cm，与前述本工程沉降控制复合桩基沉降计算值17.6cm基本吻合，完全达到设计时控制沉降的要求。

表12.1

133根桩

附加竖向应力 σ 计算表

天然 地面 下深度 (m)	应 力 影 响 系 数																	(1)	(2)	(3)
	m/n	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	$\frac{\sum K \cdot I_B}{\sum K \cdot I_s}$	$\frac{\alpha \sum K \cdot I_B + (1-\alpha) \sum K \cdot I_s}{\sum K \cdot I_s}$	$\sigma = Q_0/L^2 \times (2)$ (kPa)
	1.5	Is	0.918	0.915	0.905	0.889	0.867	0.840	0.809	0.738	0.659	0.468	0.319	0.219	0.156	0.090	0.059	0.042	28.544	24.10
25.27	Is	0.472	0.471	0.468	0.464	0.458	0.450	0.442	0.421	0.397	0.330	0.267	0.214	0.172	0.113	0.077	0.053	23.438	23.765	
26.87	Is	0.653	0.651	0.647	0.639	0.628	0.615	0.599	0.561	0.518	0.403	0.300	0.220	0.163	0.097	0.063	0.045	25.675	21.563	21.87
	Is	0.371	0.371	0.369	0.367	0.364	0.359	0.354	0.342	0.327	0.285	0.240	0.199	0.165	0.112	0.078	0.055	21.282		
28.47	Is	0.492	0.491	0.448	0.484	0.478	0.471	0.462	0.440	0.415	0.343	0.272	0.211	0.164	0.101	0.067	0.047	23.155	19.604	19.88
	Is	0.303	0.302	0.301	0.300	0.298	0.295	0.292	0.284	0.275	0.246	0.214	0.183	0.155	0.110	0.078	0.056	19.361		
K	1	0	0	0	0	0	1	2	2	7	11	17	8	18	16	24	26			

表12.2

133根桩

沉降计算表

天然 地面 下深度 (m)	沉 降 影 响 系 数																		(1) $\frac{\sum K \cdot \omega_B}{\sum K \cdot \omega_S}$	(2) $\frac{\alpha \sum K \cdot \omega_B + (1 - \alpha) \sum K \cdot \omega_S}{\omega_{t-1}}$	(3) ω_{t-1}	(4) $\frac{E_S}{\text{(MPa)}}$	(5) $s = Q_0 / (L \cdot E_S) \times (3) \text{ (cm)}$
	m/n	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20						
	ω_B	70.835	5.249	1.772	0.772	0.379	0.203	0.118	0.050	0.027	0.013	0.010	0.009	0.008	0.006	0.004	0.003						
18.87	1.1	ω_S	1.695	0.734	0.468	0.331	0.248	0.193	0.155	0.107	0.079	0.044	0.029	0.021	0.015	0.009	0.006	0.004	72.362	9.098	9.098	3.12	4.731
27.00	1.6	ω_B	72.642	6.991	3.345	2.131	1.525	1.163	0.923	0.626	0.453	0.237	0.143	0.097	0.071	0.045	0.032	0.023	89.252	23.124	14.026	6.61	3.443
		ω_S	2.202	1.235	0.952	0.791	0.681	0.597	0.541	0.432	0.360	0.244	0.175	0.132	0.102	0.064	0.042	0.029	18.602				
K			1	0	0	0	0	1	2	2	7	11	17	8	18	16	24	26	沉 降 总 和 (cm)				8.17

桩端阻力应力影响系数 I_B 泊松比 $=0.3$ 附表: 1-1

m/n	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.025	-0.025	-0.025	-0.025	-0.024	-0.024	-0.023	-0.021	-0.019	-0.013	-0.008	-0.003	-0.001	0.002	0.002	0.001
0.2	-0.091	-0.091	-0.090	-0.089	-0.087	-0.085	-0.083	-0.076	-0.069	-0.048	-0.028	-0.012	-0.002	0.006	0.006	0.004
0.3	-0.196	-0.195	-0.194	-0.191	-0.186	-0.181	-0.175	-0.161	-0.144	-0.098	-0.056	-0.024	-0.004	0.012	0.012	0.009
0.4	-0.354	-0.349	-0.349	-0.343	-0.334	-0.323	-0.311	-0.291	-0.247	-0.160	-0.086	-0.034	-0.004	0.019	0.019	0.014
0.5	-0.506	-0.505	-0.505	-0.501	-0.503	-0.503	-0.504	-0.514	-0.537	-0.387	-0.228	-0.110	0.037	0.002	0.028	0.026
0.6	-1.057	-1.029	-1.050	-0.995	-0.950	-0.896	-0.836	-0.703	-0.569	-0.288	-0.118	0.027	0.015	0.037	0.033	0.024
0.7	-2.010	-1.988	-1.922	-1.820	-1.688	-1.536	-1.375	-1.054	-0.771	-0.301	-0.089	0.001	0.034	0.047	0.038	0.028
0.8	-4.706	-4.594	-4.277	-3.813	-3.273	-2.724	-2.213	-1.388	-0.836	-0.208	-0.022	0.036	0.054	0.054	0.042	0.031
0.9	-19.195	-17.491	-13.474	-9.227	-5.921	-3.707	-2.319	-0.942	-0.400	-0.023	0.050	0.067	0.088	0.058	0.045	0.033
1.0	0.102	0.102	0.102	0.102	0.102	0.101	0.101	0.100	0.099	0.095	0.089	0.083	0.075	0.060	0.046	0.034
1.1	19.401	17.697	13.679	9.432	6.126	3.911	2.522	1.143	0.599	0.213	0.129	0.099	0.083	0.063	0.048	0.036
1.2	4.915	4.803	4.486	4.021	3.481	2.932	2.419	1.592	1.087	0.401	0.203	0.198	0.098	0.067	0.049	0.037
1.3	2.225	2.203	2.137	2.034	1.901	1.749	1.587	1.263	0.977	0.498	0.272	0.210	0.118	0.073	0.052	0.039
0.4	1.279	1.272	1.251	1.217	1.171	1.117	1.055	0.920	0.782	0.490	0.304	0.209	0.138	0.081	0.056	0.040
1.5	0.889	0.836	0.827	0.813	0.793	0.770	0.742	0.678	0.608	0.436	0.302	0.199	0.151	0.089	0.059	0.043
1.6	0.598	0.596	0.592	0.585	0.575	0.536	0.549	0.516	0.477	0.374	0.281	0.185	0.157	0.095	0.063	0.045
1.7	0.451	0.450	0.447	0.444	0.438	0.432	0.424	0.405	0.382	0.318	0.254	0.170	0.156	0.098	0.066	0.047
1.8	0.354	0.354	0.352	0.350	0.347	0.343	0.338	0.327	0.313	0.271	0.226	0.155	0.150	0.099	0.068	0.049
1.9	0.287	0.287	0.286	0.284	0.282	0.280	0.277	0.269	0.261	0.232	0.201	0.141	0.142	0.098	0.069	0.050
2.0	0.238	0.238	0.238	0.237	0.235	0.234	0.232	0.227	0.220	0.201	0.178	0.128	0.123	0.092	0.069	0.052
2.1	0.202	0.202	0.201	0.201	0.200	0.198	0.197	0.194	0.189	0.175	0.159	0.116	0.114	0.088	0.067	0.051
2.2	0.173	0.173	0.173	0.173	0.172	0.171	0.170	0.168	0.164	0.154	0.142	0.106	0.105	0.084	0.066	0.051
2.3	0.151	0.151	0.151	0.151	0.150	0.149	0.149	0.147	0.144	0.137	0.127	0.097	0.097	0.079	0.063	0.050
2.4	0.133	0.133	0.133	0.133	0.132	0.132	0.131	0.130	0.128	0.122	0.115	0.090	0.083	0.070	0.058	0.048
2.5	0.118	0.118	0.118	0.118	0.118	0.117	0.117	0.116	0.114	0.110	0.104	0.083	0.090	0.075	0.061	0.049
2.6	0.106	0.106	0.106	0.106	0.106	0.105	0.105	0.104	0.103	0.100	0.095	0.077	0.089	1.066	0.056	0.046
2.7	0.096	0.096	0.096	0.095	0.095	0.095	0.095	0.094	0.093	0.090	0.087	0.071	0.088	0.062	0.053	0.045
2.8	0.087	0.087	0.087	0.087	0.087	0.086	0.086	0.086	0.085	0.083	0.079	0.076	0.086	0.059	0.051	0.043
2.9	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.078	0.078	0.076	0.073	0.070	0.076	0.062	0.055	0.048
3.0	0.073	0.073	0.073	0.073	0.072	0.072	0.072	0.072	0.071	0.070	0.068	0.065	0.062	0.055	0.048	0.042

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

桩端阻力应力影响系数 I_B 泊松比 $=0.4$ 附表: 1-2

m/n	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.028	-0.028	-0.028	-0.028	-0.027	-0.026	-0.026	-0.024	-0.021	-0.015	-0.008	-0.004	-0.000	0.002	0.002	0.001
0.2	-0.101	-0.101	-0.100	-0.099	-0.097	-0.094	-0.091	-0.084	-0.076	-0.052	-0.030	-0.013	-0.002	0.007	0.007	0.005
0.3	-0.217	-0.216	-0.214	-0.211	-0.206	-0.200	-0.193	-0.177	-0.158	-0.106	-0.060	-0.025	-0.003	0.014	0.014	0.010
0.4	-0.391	-0.389	-0.385	-0.378	-0.368	-0.356	-0.342	-0.309	-0.271	-0.173	-0.091	-0.034	-0.001	0.022	0.022	0.015
0.5	-0.668	-0.665	-0.655	-0.640	-0.619	-0.594	-0.564	-0.496	-0.422	-0.245	-0.115	-0.035	0.007	0.033	0.029	0.021
0.6	-1.163	-1.155	-1.131	-1.094	-1.043	-0.983	-0.915	-0.767	-0.616	-0.306	-0.118	-0.022	0.022	0.043	0.036	0.026
0.7	-2.210	-2.185	-2.111	-1.996	-1.848	-1.679	-1.498	-1.140	-0.826	-0.311	-0.082	0.005	0.044	0.053	0.042	0.030
0.8	-5.170	-5.045	-4.689	-4.168	-3.565	-2.952	-2.384	-1.472	-0.869	-0.179	-0.007	0.010	0.065	0.060	0.046	0.033
0.9	-21.079	-19.166	-14.668	-9.939	-6.287	-3.866	-2.368	-0.912	-0.359	0.006	0.067	0.079	0.080	0.064	0.048	0.035
1.0	0.109	0.109	0.109	0.109	0.109	0.108	0.108	0.107	0.106	0.101	0.095	0.088	0.080	0.064	0.049	0.036
1.1	21.299	19.386	14.883	10.159	6.506	4.084	2.585	1.127	0.571	0.179	0.123	0.128	0.096	0.067	0.050	0.037
1.2	5.394	5.269	4.912	4.391	3.787	3.174	2.604	1.691	1.084	0.403	0.199	0.170	0.118	0.073	0.052	0.038
1.3	2.440	2.415	2.341	2.226	2.077	1.907	1.725	1.365	1.047	0.521	0.278	0.220	0.156	0.090	0.060	0.043
1.4	1.402	1.394	1.370	1.332	1.281	1.220	1.150	0.999	0.845	0.468	0.320	0.221	0.164	0.102	0.064	0.045
1.5	0.918	0.915	0.905	0.889	0.867	0.841	0.810	0.738	0.660	0.400	0.301	0.221	0.164	0.104	0.068	0.048
1.6	0.654	0.652	0.637	0.639	0.629	0.615	0.599	0.582	0.519	0.400	0.273	0.212	0.164	0.104	0.068	0.048
1.7	0.492	0.491	0.489	0.484	0.479	0.471	0.462	0.441	0.416	0.344	0.246	0.198	0.159	0.103	0.070	0.050
1.8	0.386	0.386	0.384	0.382	0.378	0.374	0.368	0.355	0.340	0.293	0.244	0.182	0.151	0.101	0.072	0.051
1.9	0.313	0.312	0.311	0.310	0.308	0.305	0.301	0.293	0.283	0.252	0.216	0.166	0.142	0.098	0.072	0.053
2.0	0.259	0.259	0.259	0.257	0.256	0.254	0.252	0.246	0.239	0.218	0.192	0.151	0.132	0.093	0.071	0.053
2.1	0.219	0.219	0.219	0.218	0.217	0.216	0.214	0.210	0.205	0.190	0.171	0.137	0.122	0.089	0.071	0.053
2.2	0.188	0.188	0.188	0.187	0.187	0.185	0.185	0.182	0.178	0.167	0.153	0.137	0.122	0.089	0.071	0.053
2.3	0.164	0.164	0.164	0.163	0.163	0.162	0.161	0.159	0.156	0.148	0.137	0.125	0.113	0.084	0.069	0.053
2.4	0.144	0.144	0.144	0.144	0.143	0.143	0.142	0.141	0.139	0.132	0.124	0.114	0.104	0.080	0.067	0.052
2.5	0.128	0.128	0.128	0.128	0.127	0.127	0.125	0.125	0.124	0.119	0.112	0.104	0.096	0.075	0.064	0.051
2.6	0.115	0.115	0.111	0.114	0.114	0.114	0.113	0.112	0.111	0.107	0.102	0.096	0.089	0.071	0.062	0.050
2.7	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.102	0.101	0.101	0.097	0.093	0.088	0.082	0.066	0.056	0.047
2.8	0.094	0.094	0.093	0.093	0.093	0.093	0.093	0.092	0.091	0.089	0.085	0.081	0.076	0.066	0.056	0.047
2.9	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.085	0.084	0.084	0.081	0.081	0.075	0.071	0.063	0.054	0.045
3.0	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.078	0.077	0.077	0.075	0.075	0.070	0.066	0.059	0.051	0.044

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

桩端阻力应力影响系数 I_b 泊松比 = 0.5 附表: 1-3

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.032	-0.032	-0.032	-0.032	-0.031	-0.031	-0.030	-0.029	-0.027	-0.024	-0.01	-0.009	-0.004	-0.000	0.003	0.002
0.2	-0.115	-0.115	-0.114	-0.114	-0.112	-0.110	-0.107	-0.104	-0.095	-0.086	-0.058	-0.033	-0.014	-0.001	0.009	0.008
0.3	-0.246	-0.245	-0.242	-0.239	-0.233	-0.227	-0.219	-0.209	-0.200	-0.178	-0.119	-0.085	-0.026	-0.001	0.017	0.016
0.4	-0.442	-0.440	-0.435	-0.427	-0.415	-0.402	-0.385	-0.347	-0.304	-0.192	-0.098	-0.034	0.003	0.027	0.025	0.017
0.5	-0.754	-0.751	-0.740	-0.722	-0.698	-0.669	-0.634	-0.556	-0.471	-0.269	-0.122	-0.033	0.013	0.039	0.034	0.023
0.6	-1.311	-1.302	-1.275	-1.232	-1.174	-1.104	-1.028	-0.855	-0.684	-0.330	-0.120	-0.014	0.032	0.052	0.042	0.029
0.7	-2.490	-2.461	-2.376	-2.243	-2.073	-1.878	-1.671	-1.261	-0.903	-0.324	-0.073	0.024	0.057	0.062	0.048	0.033
0.8	-5.820	-5.675	-5.509	-4.666	-3.973	-3.272	-2.623	-1.591	-0.915	-0.181	0.015	0.069	0.080	0.069	0.051	0.035
0.9	-23.717	-21.511	-16.341	-10.93	-6.800	-4.090	-2.437	-0.870	-0.300	0.045	0.092	0.096	0.089	0.071	0.052	0.037
1.0	0.119	0.119	0.119	0.119	0.119	0.118	0.118	0.117	0.115	0.110	0.103	0.095	0.086	0.068	0.051	0.037
1.1	23.957	21.752	16.581	11.176	7.079	4.327	2.674	1.104	0.532	0.175	0.115	0.095	0.083	0.066	0.050	0.037
1.2	6.065	5.920	5.509	4.910	4.216	3.514	2.864	1.829	1.150	0.405	0.194	0.123	0.094	0.067	0.050	0.038
1.3	2.724	2.713	2.628	2.494	2.323	2.127	1.919	1.507	1.145	0.553	0.286	0.171	0.117	0.072	0.052	0.037
1.4	1.574	1.565	1.537	1.493	1.434	1.363	1.284	1.110	0.934	0.566	0.338	0.212	0.144	0.082	0.055	0.040
1.5	1.030	1.026	1.015	0.996	0.971	0.940	0.904	0.882	0.872	0.514	0.345	0.233	0.163	0.092	0.060	0.042
1.6	0.732	0.730	0.725	0.715	0.703	0.688	0.669	0.626	0.577	0.445	0.327	0.237	0.174	0.101	0.065	0.045
1.7	0.550	0.549	0.546	0.542	0.535	0.526	0.516	0.491	0.462	0.380	0.299	0.230	0.176	0.107	0.069	0.048
1.8	0.432	0.431	0.429	0.426	0.422	0.417	0.411	0.396	0.378	0.324	0.268	0.216	0.172	0.110	0.073	0.051
1.9	0.349	0.348	0.347	0.345	0.343	0.340	0.336	0.326	0.314	0.278	0.238	0.199	0.164	0.110	0.075	0.053
2.0	0.289	0.289	0.288	0.287	0.285	0.283	0.280	0.274	0.266	0.241	0.212	0.182	0.154	0.108	0.076	0.055
2.1	0.244	0.244	0.243	0.242	0.241	0.240	0.238	0.233	0.228	0.210	0.188	0.166	0.144	0.105	0.076	0.056
2.2	0.209	0.209	0.209	0.208	0.207	0.206	0.205	0.202	0.198	0.148	0.168	0.151	0.133	0.101	0.075	0.056
2.3	0.182	0.182	0.181	0.181	0.180	0.180	0.179	0.176	0.173	0.163	0.151	0.137	0.123	0.096	0.074	0.056
2.4	0.160	0.160	0.159	0.159	0.159	0.158	0.157	0.155	0.153	0.146	0.136	0.125	0.114	0.091	0.071	0.055
2.5	0.141	0.141	0.141	0.141	0.141	0.140	0.140	0.138	0.137	0.131	0.123	0.114	0.105	0.086	0.069	0.054
2.6	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126	0.125	0.125	0.124	0.123	0.118	0.112	0.105	0.097	0.081	0.066	0.053
2.7	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.113	0.113	0.112	0.111	0.107	0.102	0.096	0.090	0.077	0.063	0.052
2.8	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.102	0.102	0.101	0.101	0.098	0.094	0.089	0.083	0.072	0.061	0.050
2.9	0.094	0.094	0.094	0.094	0.093	0.093	0.093	0.092	0.092	0.089	0.086	0.082	0.078	0.068	0.058	0.049
3.0	0.086	0.086	0.086	0.086	0.085	0.085	0.085	0.085	0.084	0.082	0.079	0.076	0.072	0.064	0.055	0.047

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长线性增加桩侧阻力应力影响系数 I_s 泊松比 = 0.3 附表 2-1-1

$m/\sqrt{n}$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-2.760	-1.003	-0.529	-0.303	-0.180	-0.109	-0.066	-0.022	-0.003	0.011	0.012	0.010	0.008	0.004	0.002	0.001
0.2	-3.224	-1.450	-0.932	-0.646	-0.439	-0.329	-0.236	-0.116	-0.049	0.019	0.033	0.032	0.026	0.015	0.008	0.004
0.3	-3.427	-1.650	-1.123	-0.823	-0.620	-0.470	-0.357	-0.198	-0.098	0.020	0.054	0.056	0.048	0.029	0.016	0.008
0.4	-3.497	-1.719	-1.189	-0.885	-0.676	-0.521	-0.409	-0.228	-0.113	0.030	0.075	0.080	0.070	0.033	0.024	0.013
0.5	-3.462	-1.680	-1.154	-0.850	-0.641	-0.486	-0.365	-0.192	-0.079	0.063	0.104	0.104	0.090	0.037	0.023	0.019
0.6	-3.311	-1.533	-1.006	-0.706	-0.503	-0.353	-0.240	-0.083	0.015	0.122	0.140	0.129	0.108	0.068	0.041	0.024
0.7	-2.981	-1.207	-0.668	-0.401	-0.214	-0.084	0.008	0.120	0.175	0.204	0.182	0.152	0.12	0.077	0.047	0.029
0.8	-2.267	-0.504	-0.017	0.220	0.347	0.411	0.438	0.432	0.395	0.294	0.221	0.171	0.135	0.085	0.053	0.033
0.9	-0.741	1.516	1.730	1.632	1.440	1.239	1.066	0.790	0.609	0.366	0.252	0.187	0.144	0.090	0.058	0.037
1.0	134.016	12.130	5.576	3.458	2.432	1.835	1.449	0.987	0.728	0.413	0.275	0.200	0.102	0.095	0.062	0.040
1.1	3.073	2.960	2.674	2.311	1.954	1.643	1.386	1.012	0.768	0.443	0.294	0.211	0.160	0.100	0.065	0.046
1.2	1.364	1.346	1.307	1.246	1.170	1.086	0.999	0.833	0.690	0.407	0.296	0.221	0.170	0.108	0.072	0.049
1.3	0.829	0.825	0.813	0.795	0.770	0.741	0.708	0.636	0.564	0.307	0.296	0.221	0.170	0.108	0.072	0.049
1.4	0.578	0.576	0.572	0.564	0.554	0.541	0.526	0.491	0.453	0.357	0.277	0.215	0.169	0.110	0.074	0.050
1.5	0.435	0.434	0.432	0.428	0.423	0.416	0.408	0.390	0.368	0.308	0.252	0.203	0.165	0.110	0.076	0.053
1.6	0.343	0.343	0.342	0.339	0.336	0.333	0.328	0.314	0.304	0.266	0.226	0.189	0.157	0.109	0.077	0.055
1.7	0.280	0.280	0.279	0.278	0.276	0.274	0.271	0.264	0.256	0.230	0.201	0.173	0.148	0.106	0.077	0.056
1.8	0.235	0.235	0.234	0.233	0.232	0.230	0.229	0.224	0.218	0.200	0.179	0.158	0.138	0.102	0.076	0.056
1.9	0.200	0.200	0.200	0.199	0.198	0.197	0.196	0.193	0.189	0.176	0.1	0.144	0.127	0.098	0.074	0.056
2.0	0.173	0.173	0.173	0.173	0.172	0.171	0.170	0.168	0.165	0.156	0.144	0.131	0.118	0.093	0.072	0.055
2.1	0.152	0.152	0.152	0.151	0.151	0.150	0.150	0.148	0.146	0.137	0.130	0.119	0.109	0.088	0.070	0.055
2.2	0.135	0.135	0.134	0.134	0.134	0.134	0.133	0.133	0.130	0.124	0.117	0.109	0.101	0.083	0.067	0.053
2.3	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120	0.119	0.119	0.118	0.117	0.112	0.107	0.100	0.093	0.078	0.064	0.050
2.4	0.108	0.108	0.108	0.108	0.108	0.108	0.107	0.106	0.105	0.102	0.097	0.092	0.086	0.074	0.061	0.050
2.5	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.098	0.097	0.096	0.096	0.093	0.089	0.085	0.080	0.069	0.059	0.049
2.6	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089	0.089	0.088	0.087	0.085	0.082	0.078	0.074	0.065	0.056	0.047
2.7	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.080	0.080	0.078	0.075	0.072	0.069	0.061	0.053	0.045
2.8	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.075	0.074	0.074	0.074	0.072	0.070	0.067	0.064	0.058	0.051	0.044
2.9	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.068	0.068	0.067	0.065	0.063	0.060	0.058	0.048	0.042
3.0	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.063	0.063	0.062	0.060	0.058	0.056	0.050	0.046	0.040

注：表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长线性增加桩侧阻力应力影响系数I, 泊松比 = 0.4 附表 2-1-2

m/n	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-3.031	-1.101	-0.580	-0.332	-0.179	-0.119	-0.072	-0.024	-0.003	0.013	0.014	0.013	0.009	0.005	0.002	0.001
0.2	-3.539	-1.591	-1.022	-0.708	-0.503	-0.361	-0.258	-0.126	-0.053	0.021	0.037	0.035	0.029	0.016	0.008	0.004
0.3	-3.761	-1.809	-1.231	-0.902	-0.678	-0.515	-0.390	-0.216	-0.106	0.023	0.059	0.061	0.052	0.031	0.016	0.008
0.4	-3.836	-1.884	-1.302	-0.969	-0.740	-0.570	-0.437	-0.248	-0.123	0.034	0.082	0.087	0.075	0.046	0.025	0.013
0.5	-3.797	-1.845	-1.263	-0.930	-0.701	-0.539	-0.398	-0.209	-0.085	0.069	0.112	0.112	0.096	0.060	0.034	0.019
0.6	-3.630	-1.679	-1.100	-0.771	-0.548	-0.384	-0.260	-0.089	0.017	0.132	0.151	0.137	0.114	0.071	0.042	0.024
0.7	-3.268	-1.320	-0.750	-0.435	-0.231	-0.090	0.010	0.132	0.190	0.219	0.193	0.160	0.128	0.080	0.048	0.028
0.8	-2.483	-0.547	-0.014	0.245	0.382	0.450	0.477	0.467	0.425	0.311	0.232	0.178	0.139	0.086	0.053	0.032
0.9	-0.148	1.669	1.897	1.780	1.563	1.338	1.140	0.842	0.644	0.382	0.260	0.192	0.147	0.091	0.057	0.036
1.0	143.254	12.929	5.928	3.698	2.573	1.937	1.526	1.036	0.760	0.427	0.238	0.204	0.155	0.096	0.061	0.040
1.1	3.367	3.424	2.920	2.514	2.117	1.772	1.488	1.078	0.812	0.463	0.304	0.217	0.163	0.101	0.065	0.043
1.2	1.487	1.471	1.427	1.359	1.274	1.180	1.083	0.898	0.708	0.467	0.316	0.227	0.171	0.106	0.069	0.046
1.3	0.904	0.899	0.886	0.865	0.838	0.805	0.768	0.688	0.608	0.433	0.312	0.231	0.176	0.110	0.072	0.049
1.4	0.629	0.627	0.622	0.613	0.601	0.587	0.570	0.532	0.489	0.382	0.293	0.226	0.177	0.113	0.075	0.051
1.5	0.472	0.471	0.469	0.464	0.458	0.451	0.442	0.421	0.397	0.331	0.268	0.215	0.172	0.114	0.077	0.054
1.6	0.372	0.371	0.370	0.368	0.364	0.360	0.355	0.343	0.328	0.285	0.241	0.200	0.165	0.113	0.079	0.055
1.7	0.303	0.303	0.302	0.300	0.300	0.296	0.293	0.285	0.275	0.247	0.215	0.184	0.156	0.111	0.079	0.057
1.8	0.235	0.233	0.232	0.231	0.229	0.228	0.226	0.221	0.235	0.215	0.192	0.168	0.145	0.107	0.078	0.057
1.9	0.216	0.215	0.215	0.214	0.212	0.210	0.207	0.207	0.203	0.188	0.171	0.153	0.135	0.103	0.077	0.057
2.0	0.186	0.186	0.186	0.186	0.186	0.184	0.183	0.180	0.177	0.167	0.154	0.139	0.125	0.098	0.075	0.056
2.1	0.163	0.163	0.163	0.162	0.162	0.161	0.161	0.159	0.156	0.148	0.138	0.127	0.115	0.092	0.073	0.055
2.2	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144	0.143	0.142	0.141	0.139	0.133	0.125	0.116	0.106	0.087	0.070	0.055
2.3	0.129	0.129	0.128	0.128	0.128	0.128	0.127	0.126	0.124	0.120	0.113	0.106	0.098	0.082	0.067	0.052
2.4	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.115	0.114	0.113	0.112	0.108	0.103	0.098	0.091	0.077	0.064	0.052
2.5	0.104	0.104	0.104	0.104	0.104	0.104	0.103	0.103	0.102	0.099	0.095	0.090	0.084	0.073	0.061	0.051
2.6	0.087	0.085	0.085	0.085	0.085	0.084	0.084	0.084	0.084	0.080	0.077	0.073	0.068	0.058	0.049	0.047
2.7	0.080	0.087	0.087	0.087	0.087	0.086	0.086	0.086	0.085	0.083	0.080	0.077	0.073	0.064	0.056	0.047
2.8	0.095	0.080	0.079	0.079	0.087	0.079	0.079	0.079	0.078	0.076	0.074	0.071	0.068	0.061	0.053	0.045
2.9	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.072	0.072	0.071	0.069	0.066	0.063	0.057	0.050	0.044
3.0	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.067	0.067	0.067	0.067	0.065	0.064	0.062	0.059	0.054	0.048	0.042

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长线性增加桩侧阻力应力影响系数 I_s 泊松比 $=0.5$ 附表2—3

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-3.409	-1.238	-0.653	-0.375	-0.222	-0.134	-0.081	-0.026	-0.003	0.014	0.015	0.013	0.010	0.005	0.002	0.001
0.2	-3.980	-1.789	-1.148	-0.795	-0.565	-0.404	-0.239	-0.131	-0.058	0.025	0.042	0.039	0.032	0.018	0.009	0.004
0.3	-4.228	-2.033	-1.382	-1.012	-0.761	-0.576	-0.411	-0.241	-0.118	0.027	0.066	0.068	0.058	0.033	0.017	0.008
0.4	-4.312	-2.116	-1.614	-1.086	-0.829	-0.637	-0.489	-0.276	-0.136	0.039	0.092	0.089	0.083	0.049	0.026	0.013
0.5	-4.266	-2.070	-1.416	-1.041	-0.784	-0.592	-0.444	-0.232	-0.093	0.078	0.125	0.123	0.104	0.064	0.035	0.019
0.6	-4.078	-1.883	-1.231	-0.862	-0.611	-0.428	-0.289	-0.097	0.020	0.146	0.165	0.149	0.123	0.075	0.043	0.024
0.7	-3.669	-1.477	-0.837	-0.484	-0.225	-0.097	0.014	0.148	0.212	0.239	0.209	0.171	0.136	0.083	0.049	0.028
0.8	-2.785	-0.608	-0.009	0.280	0.431	0.505	0.532	0.517	0.466	0.335	0.237	0.188	0.145	0.088	0.053	0.032
0.9	-0.157	1.883	2.130	1.988	1.735	1.477	1.251	0.914	0.693	0.404	0.272	0.199	0.152	0.093	0.057	0.035
1.0	156.187	14.047	6.420	3.960	2.770	2.079	1.634	1.103	0.805	0.448	0.293	0.210	0.149	0.097	0.061	0.039
1.1	3.778	3.635	3.263	2.798	2.344	1.952	1.631	1.170	0.875	0.480	0.318	0.225	0.168	0.102	0.065	0.042
1.2	1.664	1.646	1.595	1.516	1.419	1.311	1.200	0.989	0.809	0.503	0.335	0.238	0.177	0.107	0.069	0.045
1.3	1.009	1.003	0.989	0.965	0.933	0.895	0.853	0.761	0.669	0.421	0.334	0.244	0.184	0.113	0.073	0.048
1.4	0.700	0.698	0.692	0.682	0.668	0.652	0.632	0.588	0.539	0.418	0.317	0.241	0.186	0.117	0.076	0.051
1.5	0.524	0.523	0.520	0.515	0.508	0.500	0.490	0.466	0.483	0.362	0.291	0.231	0.183	0.119	0.079	0.054
0.6	0.412	0.411	0.410	0.407	0.403	0.398	0.392	0.378	0.361	0.312	0.262	0.216	0.177	0.119	0.081	0.056
1.7	0.335	0.334	0.333	0.332	0.329	0.326	0.323	0.314	0.303	0.270	0.234	0.199	0.167	0.117	0.082	0.056
1.8	0.279	0.278	0.277	0.275	0.273	0.270	0.265	0.258	0.253	0.235	0.209	0.182	0.156	0.113	0.082	0.059
1.9	0.237	0.237	0.236	0.236	0.235	0.233	0.232	0.227	0.222	0.206	0.187	0.166	0.145	0.109	0.081	0.059
2.0	0.205	0.204	0.204	0.204	0.203	0.202	0.201	0.19	0.194	0.182	0.167	0.151	0.135	0.104	0.079	0.059
2.1	0.179	0.179	0.178	0.178	0.177	0.176	0.174	0.171	0.162	0.150	0.138	0.124	0.109	0.077	0.057	0.048
2.2	0.158	0.158	0.157	0.157	0.157	0.156	0.155	0.154	0.152	0.145	0.136	0.126	0.115	0.093	0.074	0.058
2.3	0.140	0.140	0.140	0.140	0.140	0.139	0.139	0.137	0.136	0.130	0.123	0.115	0.106	0.088	0.071	0.056
2.4	0.123	0.126	0.126	0.125	0.125	0.125	0.124	0.123	0.122	0.118	0.112	0.105	0.098	0.083	0.068	0.055
2.5	0.113	0.113	0.113	0.113	0.113	0.113	0.112	0.112	0.111	0.107	0.102	0.097	0.091	0.078	0.065	0.053
2.6	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.102	0.102	0.101	0.101	0.098	0.094	0.089	0.084	0.073	0.062	0.052
2.7	0.09	0.094	0.094	0.094	0.094	0.093	0.093	0.093	0.092	0.090	0.086	0.083	0.078	0.069	0.059	0.050
2.8	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.085	0.085	0.085	0.084	0.082	0.080	0.077	0.073	0.065	0.048
2.9	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.078	0.078	0.078	0.076	0.074	0.071	0.068	0.061	0.053	0.046
3.0	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.072	0.072	0.071	0.069	0.066	0.064	0.057	0.051	0.044

注：表中系数前的“-”代表桩应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力应力影响系数 I_s 泊松比 = 0.3 附表 3—1

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	1.599	1.509	1.283	1.012	0.766	0.571	0.426	0.245	0.150	0.056	0.027	0.015	0.009	0.004	0.002	0.009
0.2	0.828	0.816	0.782	0.731	0.668	0.600	0.532	0.408	0.309	0.158	0.088	0.053	0.033	0.014	0.006	0.001
0.3	0.599	0.595	0.584	0.567	0.545	0.518	0.489	0.425	0.363	0.234	0.150	0.098	0.065	0.029	0.014	0.011
0.4	0.516	0.515	0.510	0.501	0.490	0.476	0.460	0.423	0.383	0.292	0.200	0.139	0.096	0.046	0.023	0.007
0.5	0.507	0.506	0.502	0.496	0.488	0.478	0.466	0.438	0.406	0.318	0.237	0.172	0.124	0.063	0.032	0.013
0.6	0.567	0.556	0.552	0.545	0.536	0.525	0.512	0.481	0.446	0.352	0.267	0.197	0.145	0.077	0.042	0.024
0.7	0.687	0.684	0.677	0.665	0.649	0.630	0.608	0.560	0.508	0.388	0.291	0.217	0.161	0.089	0.050	0.028
0.8	0.987	0.980	0.957	0.923	0.879	0.831	0.780	0.680	0.589	0.419	0.306	0.228	0.171	0.099	0.057	0.033
0.9	1.938	1.879	1.727	1.533	1.340	1.169	1.024	0.897	0.657	0.435	0.312	0.233	0.177	0.105	0.064	0.030
1.0	68.204	6.815	3.404	2.267	1.698	1.357	1.129	0.842	0.670	0.435	0.312	0.235	0.181	0.110	0.069	0.043
1.1	1.918	1.860	1.707	1.514	1.321	1.150	1.007	0.790	0.642	0.425	0.308	0.233	0.182	0.114	0.073	0.044
1.2	0.946	0.938	0.916	0.882	0.840	0.792	0.742	0.645	0.559	0.399	0.297	0.229	0.181	0.116	0.076	0.055
1.3	0.619	0.617	0.610	0.599	0.585	0.567	0.548	0.505	0.460	0.358	0.279	0.221	0.170	0.117	0.078	0.058
1.4	0.455	0.454	0.451	0.446	0.440	0.432	0.422	0.400	0.376	0.313	0.255	0.208	0.170	0.116	0.080	0.056
1.5	0.355	0.355	0.353	0.351	0.347	0.343	0.338	0.326	0.311	0.271	0.230	0.193	0.162	0.114	0.080	0.067
1.6	0.288	0.289	0.288	0.286	0.284	0.282	0.279	0.271	0.262	0.235	0.206	0.178	0.152	0.110	0.080	0.053
1.7	0.241	0.241	0.241	0.240	0.238	0.237	0.235	0.230	0.224	0.205	0.184	0.162	0.142	0.106	0.078	0.057
1.8	0.206	0.206	0.205	0.204	0.204	0.203	0.201	0.198	0.194	0.181	0.165	0.148	0.131	0.101	0.077	0.053
1.9	0.179	0.178	0.178	0.177	0.177	0.176	0.175	0.173	0.170	0.160	0.148	0.135	0.121	0.096	0.074	0.055
2.0	0.156	0.156	0.156	0.156	0.155	0.155	0.154	0.152	0.150	0.142	0.133	0.123	0.112	0.091	0.072	0.045
2.1	0.138	0.138	0.138	0.138	0.138	0.137	0.137	0.135	0.133	0.128	0.121	0.112	0.103	0.085	0.069	0.055
2.2	0.124	0.124	0.123	0.123	0.123	0.123	0.122	0.121	0.120	0.115	0.110	0.103	0.096	0.080	0.066	0.071
2.3	0.111	0.111	0.111	0.111	0.111	0.110	0.110	0.109	0.108	0.105	0.100	0.094	0.088	0.076	0.063	0.044
2.4	0.101	0.101	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.099	0.098	0.095	0.092	0.087	0.082	0.071	0.060	0.035
2.5	0.092	0.092	0.091	0.091	0.091	0.091	0.091	0.090	0.090	0.087	0.084	0.080	0.076	0.067	0.057	0.030
2.6	0.084	0.084	0.084	0.084	0.083	0.083	0.083	0.083	0.082	0.080	0.078	0.074	0.071	0.063	0.054	0.035
2.7	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077	0.076	0.076	0.074	0.072	0.069	0.066	0.059	0.052	0.035
2.8	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.071	0.070	0.070	0.068	0.067	0.064	0.062	0.056	0.049	0.038
2.9	0.066	0.066	0.066	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.065	0.063	0.062	0.060	0.058	0.052	0.047	0.036
3.0	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.060	0.060	0.059	0.058	0.056	0.054	0.049	0.047	0.034

注：表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力应力影响系数 I_s 泊松比 = 0.4 附表 3—2

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	1.600	1.510	1.284	1.013	0.767	0.572	0.427	0.246	0.151	0.057	0.028	0.016	0.009	0.004	0.002	0.001
0.2	0.831	0.820	0.786	0.734	0.672	0.604	0.535	0.411	0.312	0.160	0.090	0.054	0.034	0.014	0.006	0.003
0.3	0.606	0.602	0.592	0.574	0.552	0.525	0.495	0.432	0.369	0.239	0.154	0.100	0.066	0.030	0.014	0.006
0.4	0.529	0.527	0.522	0.513	0.502	0.488	0.472	0.434	0.393	0.290	0.205	0.142	0.098	0.047	0.022	0.011
0.5	0.527	0.525	0.522	0.515	0.507	0.496	0.484	0.455	0.421	0.329	0.245	0.177	0.126	0.063	0.032	0.016
0.6	0.537	0.536	0.531	0.524	0.514	0.502	0.490	0.461	0.427	0.335	0.251	0.183	0.132	0.069	0.038	0.020
0.7	0.734	0.731	0.723	0.709	0.692	0.670	0.646	0.593	0.537	0.406	0.301	0.223	0.164	0.090	0.049	0.027
0.8	1.066	1.058	1.033	0.994	0.946	0.891	0.835	0.724	0.624	0.438	0.317	0.234	0.175	0.099	0.057	0.033
0.9	2.112	2.046	1.876	1.659	1.444	1.254	1.095	0.856	0.693	0.453	0.323	0.239	0.181	0.106	0.063	0.038
1.0	7.2926	7.275	3.627	2.411	1.803	1.437	1.193	0.888	0.703	0.452	0.322	0.241	0.184	0.111	0.068	0.042
1.1	2.094	2.208	1.858	1.641	1.427	1.237	1.079	0.841	0.679	0.445	0.319	0.240	0.186	0.115	0.072	0.046
1.2	1.028	1.019	0.995	0.957	0.909	0.856	0.800	0.692	0.596	0.421	0.310	0.237	0.186	0.117	0.076	0.050
1.3	0.670	0.667	0.660	0.648	0.632	0.612	0.590	0.542	0.492	0.379	0.293	0.230	0.183	0.119	0.079	0.053
1.4	0.490	0.489	0.486	0.481	0.473	0.464	0.454	0.430	0.403	0.332	0.269	0.218	0.177	0.119	0.080	0.055
1.5	0.382	0.381	0.380	0.377	0.373	0.368	0.363	0.349	0.333	0.228	0.243	0.203	0.169	0.117	0.081	0.057
1.6	0.310	0.309	0.308	0.307	0.305	0.302	0.298	0.290	0.280	0.250	0.218	0.187	0.159	0.114	0.081	0.058
1.7	0.258	0.258	0.257	0.256	0.253	0.253	0.251	0.245	0.239	0.218	0.195	0.171	0.148	0.110	0.080	0.059
1.8	0.220	0.219	0.219	0.218	0.217	0.216	0.215	0.211	0.206	0.192	0.174	0.156	0.138	0.105	0.079	0.059
1.9	0.190	0.190	0.189	0.189	0.188	0.187	0.186	0.184	0.180	0.169	0.156	0.142	0.127	0.100	0.077	0.058
2.0	0.166	0.166	0.166	0.164	0.165	0.164	0.163	0.161	0.159	0.151	0.141	0.129	0.118	0.094	0.074	0.057
2.1	0.147	0.147	0.147	0.145	0.146	0.145	0.145	0.143	0.141	0.135	0.127	0.118	0.108	0.089	0.071	0.056
2.2	0.131	0.131	0.131	0.130	0.130	0.130	0.129	0.128	0.127	0.122	0.116	0.108	0.100	0.084	0.068	0.055
2.3	0.118	0.118	0.117	0.117	0.117	0.117	0.116	0.115	0.114	0.110	0.105	0.099	0.093	0.079	0.065	0.053
2.4	0.106	0.106	0.106	0.106	0.106	0.106	0.105	0.105	0.104	0.100	0.096	0.091	0.086	0.074	0.062	0.051
2.5	0.097	0.097	0.096	0.096	0.096	0.096	0.096	0.095	0.094	0.092	0.088	0.084	0.080	0.070	0.059	0.050
2.6	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.087	0.086	0.084	0.081	0.078	0.074	0.065	0.056	0.048
2.7	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.080	0.080	0.079	0.078	0.075	0.072	0.069	0.062	0.054	0.046
2.8	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.074	0.073	0.072	0.070	0.067	0.064	0.058	0.051	0.044
2.9	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.069	0.068	0.068	0.068	0.067	0.065	0.063	0.060	0.055	0.049	0.042
3.0	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.063	0.063	0.062	0.060	0.059	0.056	0.052	0.046	0.041

注：表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力应力影响系数 I_s 泊松比 = 0.5 附表 3—3

π/n	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	1.602	1.512	1.285	1.014	0.769	0.573	0.428	0.247	0.152	0.058	0.028	0.016	0.010	0.004	0.002	0.001
0.2	0.836	0.82	0.791	0.739	0.676	0.608	0.540	0.415	0.316	0.164	0.092	0.056	0.035	0.014	0.006	0.003
0.3	0.616	0.613	0.602	0.585	0.562	0.535	0.505	0.441	0.377	0.246	0.158	0.103	0.068	0.030	0.013	0.006
0.4	0.546	0.545	0.539	0.531	0.519	0.505	0.488	0.449	0.407	0.301	0.212	0.147	0.101	0.047	0.022	0.010
0.5	0.554	0.553	0.549	0.542	0.533	0.522	0.509	0.478	0.442	0.345	0.255	0.184	0.130	0.064	0.031	0.015
0.6	0.629	0.627	0.622	0.615	0.604	0.590	0.575	0.538	0.496	0.388	0.290	0.212	0.153	0.078	0.040	0.021
0.7	0.799	0.796	0.786	0.771	0.751	0.727	0.700	0.639	0.576	0.430	0.316	0.231	0.169	0.090	0.048	0.026
0.8	1.177	1.167	1.138	1.094	1.038	0.976	0.911	0.785	0.673	0.465	0.332	0.242	0.179	0.099	0.056	0.031
0.9	2.356	2.281	2.084	1.835	1.590	1.374	1.194	0.926	0.744	0.479	0.337	0.247	0.185	0.106	0.062	0.036
1.0	2.340	2.264	2.068	1.820	1.574	1.359	1.179	0.913	0.732	0.472	0.335	0.250	0.191	0.116	0.072	0.045
1.1	1.142	1.133	1.104	1.060	1.006	0.944	0.881	0.758	0.649	0.451	0.329	0.249	0.193	0.120	0.076	0.049
1.2	0.741	0.738	0.730	0.716	0.697	0.675	0.650	0.594	0.537	0.409	0.313	0.243	0.191	0.112	0.079	0.052
1.3	0.540	0.539	0.535	0.529	0.521	0.510	0.499	0.471	0.440	0.360	0.289	0.231	0.186	0.122	0.079	0.055
1.4	0.419	0.419	0.417	0.414	0.409	0.404	0.397	0.382	0.363	0.312	0.261	0.216	0.178	0.121	0.083	0.057
1.5	0.339	0.339	0.337	0.336	0.333	0.330	0.326	0.316	0.305	0.271	0.235	0.200	0.169	0.115	0.084	0.059
1.6	0.282	0.281	0.281	0.279	0.278	0.267	0.273	0.267	0.260	0.236	0.210	0.183	0.158	0.115	0.083	0.060
1.7	0.239	0.239	0.238	0.237	0.236	0.235	0.233	0.229	0.224	0.207	0.188	0.167	0.146	0.110	0.082	0.060
1.8	0.206	0.206	0.205	0.205	0.204	0.203	0.202	0.199	0.195	0.183	0.168	0.152	0.136	0.105	0.080	0.060
1.9	0.180	0.180	0.179	0.179	0.178	0.178	0.177	0.175	0.172	0.163	0.151	0.139	0.125	0.100	0.077	0.059
2.0	0.159	0.159	0.158	0.158	0.158	0.157	0.156	0.155	0.153	0.146	0.137	0.126	0.116	0.094	0.075	0.058
2.1	0.141	0.141	0.141	0.141	0.140	0.140	0.139	0.138	0.136	0.131	0.124	0.116	0.107	0.089	0.072	0.057
2.2	0.127	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126	0.126	0.125	0.124	0.123	0.118	0.113	0.106	0.099	0.083	0.069
2.3	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.114	0.113	0.113	0.112	0.111	0.108	0.103	0.098	0.091	0.078	0.065
2.4	0.104	0.104	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.103	0.102	0.101	0.098	0.094	0.090	0.085	0.074	0.062
2.5	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.094	0.093	0.092	0.090	0.087	0.083	0.079	0.069	0.059
2.6	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.086	0.085	0.085	0.083	0.080	0.077	0.073	0.065	0.048
2.7	0.080	0.080	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.079	0.078	0.077	0.074	0.072	0.068	0.061	0.054
2.8	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.073	0.072	0.071	0.069	0.067	0.064	0.058	0.051
2.9	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.068	0.067	0.067	0.066	0.066	0.064	0.062	0.060	0.054	0.049
3.0	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063

注：表中系数的“—”代表拉应力

桩端阻力沉降影响系数 ω_B 泊松比 = 0.3 附表: 4-1

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.006	-0.006	-0.006	-0.006	-0.006	-0.006	-0.006	-0.005	-0.005	-0.003	-0.002	-0.001	-0.000	0.000	0.000	0.000
0.3	-0.020	-0.020	-0.020	-0.020	-0.019	-0.018	-0.017	-0.015	-0.015	-0.011	-0.006	-0.003	-0.000	0.001	0.001	0.001
0.4	-0.047	-0.047	-0.047	-0.046	-0.045	-0.044	-0.042	-0.039	-0.035	-0.023	-0.013	-0.006	-0.001	0.003	0.003	0.002
0.5	-0.094	-0.094	-0.093	-0.091	-0.089	-0.086	-0.083	-0.075	-0.066	-0.043	-0.023	-0.009	-0.001	0.005	0.005	0.004
0.6	-0.175	-0.174	-0.172	-0.168	-0.163	-0.156	-0.149	-0.132	-0.113	-0.069	-0.035	-0.013	-0.000	0.008	0.008	0.006
0.7	-0.322	-0.320	-0.313	-0.303	-0.290	-0.275	-0.257	-0.219	-0.180	-0.099	-0.045	-0.014	0.002	0.013	0.012	0.008
0.8	-0.631	-0.362	-0.602	-0.569	-0.528	-0.482	-0.434	-0.343	-0.268	-0.125	-0.051	-0.012	0.007	0.018	0.016	0.011
0.9	-1.585	-1.326	-1.375	-1.182	-0.991	-0.822	-0.618	-0.471	-0.330	-0.137	-0.049	-0.007	0.013	0.023	0.020	0.015
1.0	-67.851	-6.463	-3.053	-1.917	-1.350	-1.010	-0.785	-0.505	-0.341	-0.133	-0.042	0.000	0.000	0.029	0.025	0.018
1.1	-1.564	-1.506	-1.354	-1.162	-0.971	-0.802	-0.561	-0.451	-0.310	-0.118	-0.032	0.009	0.028	0.035	0.029	0.021
1.2	-0.589	-0.382	-0.561	-0.528	-0.487	-0.441	-0.394	-0.303	-0.223	-0.087	-0.015	0.021	0.037	0.042	0.034	0.025
1.3	-0.259	-0.257	-0.251	-0.241	-0.228	-0.213	-0.195	-0.158	-0.120	-0.041	0.009	0.036	0.048	0.049	0.039	0.029
1.4	-0.091	-0.090	-0.088	-0.084	-0.079	-0.073	-0.066	-0.050	-0.032	0.009	0.038	0.054	0.060	0.056	0.045	0.033
1.5	0.013	0.013	0.014	0.015	0.017	0.020	0.023	0.029	0.037	0.055	0.068	0.075	0.075	0.065	0.050	0.037
1.6	0.083	0.084	0.084	0.084	0.085	0.086	0.087	0.089	0.091	0.096	0.098	0.096	0.090	0.074	0.057	0.041
1.7	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.135	0.134	0.134	0.130	0.124	0.116	0.106	0.084	0.063	0.046
1.8	0.175	0.175	0.175	0.175	0.174	0.173	0.173	0.171	0.168	0.160	0.148	0.135	0.121	0.094	0.070	0.051
1.9	0.207	0.207	0.207	0.206	0.205	0.204	0.203	0.200	0.197	0.185	0.170	0.153	0.136	0.104	0.077	0.056
2.0	0.233	0.233	0.233	0.232	0.231	0.230	0.229	0.225	0.221	0.206	0.189	0.169	0.150	0.113	0.084	0.061
2.1	0.255	0.255	0.255	0.254	0.253	0.252	0.250	0.246	0.241	0.225	0.206	0.184	0.163	0.123	0.090	0.066
2.2	0.274	0.274	0.274	0.272	0.271	0.270	0.268	0.264	0.259	0.242	0.221	0.198	0.174	0.132	0.097	0.071
2.3	0.290	0.290	0.290	0.289	0.287	0.286	0.284	0.280	0.274	0.256	0.234	0.210	0.185	0.140	0.104	0.076
2.4	0.304	0.304	0.304	0.303	0.302	0.300	0.298	0.293	0.288	0.269	0.246	0.221	0.195	0.149	0.110	0.081
2.5	0.317	0.317	0.317	0.315	0.314	0.312	0.311	0.306	0.300	0.281	0.257	0.231	0.205	0.156	0.117	0.086
2.6	0.328	0.328	0.328	0.326	0.325	0.324	0.322	0.316	0.311	0.291	0.267	0.240	0.213	0.164	0.123	0.091
2.7	0.338	0.338	0.338	0.336	0.335	0.334	0.332	0.327	0.320	0.301	0.276	0.249	0.221	0.170	0.128	0.096
2.8	0.347	0.347	0.347	0.346	0.344	0.343	0.341	0.336	0.329	0.309	0.284	0.257	0.229	0.177	0.134	0.100
2.9	0.355	0.355	0.355	0.354	0.352	0.351	0.349	0.344	0.337	0.317	0.292	0.264	0.236	0.183	0.139	0.105
3.0	0.363	0.363	0.362	0.361	0.360	0.358	0.356	0.351	0.345	0.324	0.299	0.271	0.242	0.189	0.144	0.109

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

桩端阻力沉降影响系数(ω_B) 泊松比 = 0.4 附表: 4-2

$m/\sqrt{n}$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.007	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.607	-0.007	-0.007	-0.007	-0.007	-0.007	-0.006	-0.006	-0.005	-0.004	-0.002	-0.001	-0.000	0.001	0.001	0.000
0.3	-0.023	-0.023	-0.022	-0.022	-0.022	-0.021	-0.020	-0.019	-0.017	-0.012	-0.007	-0.003	-0.000	0.002	0.002	0.001
0.4	-0.052	-0.052	-0.052	-0.051	-0.050	-0.048	-0.047	-0.043	-0.038	-0.025	-0.014	-0.006	-0.001	0.003	0.003	0.002
0.5	-0.104	-0.104	-0.103	-0.101	-0.098	-0.095	-0.091	-0.082	-0.072	-0.046	-0.024	-0.009	-0.000	0.006	0.006	0.004
0.6	-0.193	-0.192	-0.189	-0.185	-0.179	-0.172	-0.164	-0.145	-0.124	-0.047	-0.036	-0.012	0.001	0.010	0.009	0.007
0.7	-0.354	-0.352	-0.345	-0.334	-0.319	-0.302	-0.282	-0.239	-0.196	-0.106	-0.047	-0.013	0.004	0.015	0.013	0.009
0.8	-0.694	-0.686	-0.662	-0.625	-0.579	-0.527	-0.474	-0.372	-0.284	-0.132	-0.051	-0.010	0.010	0.020	0.018	0.012
0.9	-1.742	-1.676	-1.506	-1.291	-1.078	-0.891	-0.735	-0.504	-0.350	-0.142	-0.048	-0.004	0.017	0.027	0.022	0.016
1.0	-72.554	-6.904	-3.257	-2.042	-1.436	-1.073	-0.831	-0.533	-0.357	-0.135	-0.040	0.005	0.025	0.033	0.027	0.019
1.1	-1.720	-1.654	-1.484	-1.269	-1.056	-0.869	-0.713	-0.483	-0.329	-0.122	-0.029	0.014	0.033	0.039	0.032	0.023
1.2	-0.650	-0.642	-0.618	-0.581	-0.535	-0.484	-0.431	-0.329	-0.241	-0.092	-0.013	0.025	0.042	0.046	0.037	0.027
1.3	-0.287	-0.285	-0.278	-0.267	-0.253	-0.235	-0.216	-0.174	-0.132	-0.044	0.011	0.040	0.052	0.053	0.042	0.030
1.4	-0.103	-0.102	-0.099	-0.095	-0.090	-0.083	-0.075	-0.057	-0.037	0.009	0.041	0.059	0.065	0.061	0.047	0.034
1.5	0.011	0.011	0.012	0.014	0.016	0.019	0.022	0.029	0.038	0.058	0.073	0.080	0.080	0.069	0.053	0.038
1.6	0.038	0.088	0.088	0.089	0.090	0.091	0.092	0.094	0.096	0.102	0.104	0.102	0.096	0.078	0.059	0.043
1.7	0.145	0.145	0.145	0.145	0.144	0.144	0.144	0.144	0.143	0.139	0.133	0.124	0.113	0.088	0.066	0.047
1.8	0.188	0.188	0.188	0.188	0.187	0.186	0.185	0.185	0.183	0.180	0.171	0.159	0.144	0.129	0.099	0.080
1.9	0.223	0.223	0.223	0.222	0.221	0.220	0.219	0.216	0.211	0.198	0.182	0.163	0.145	0.109	0.080	0.057
2.0	0.252	0.251	0.251	0.250	0.249	0.248	0.246	0.242	0.237	0.222	0.202	0.181	0.159	0.119	0.087	0.063
2.1	0.275	0.275	0.275	0.274	0.273	0.271	0.270	0.265	0.260	0.242	0.220	0.197	0.173	0.139	0.094	0.068
2.2	0.296	0.295	0.295	0.294	0.293	0.291	0.290	0.285	0.279	0.260	0.236	0.211	0.186	0.139	0.101	0.073
2.3	0.313	0.313	0.312	0.312	0.310	0.309	0.307	0.302	0.295	0.275	0.251	0.224	0.197	0.148	0.108	0.079
2.4	0.329	0.328	0.328	0.327	0.326	0.324	0.322	0.317	0.310	0.289	0.264	0.236	0.208	0.157	0.115	0.084
2.5	0.342	0.342	0.341	0.340	0.339	0.337	0.335	0.330	0.323	0.302	0.276	0.247	0.218	0.165	0.122	0.089
2.6	0.354	0.354	0.353	0.352	0.351	0.349	0.347	0.342	0.335	0.313	0.286	0.257	0.227	0.173	0.128	0.097
2.7	0.365	0.365	0.364	0.363	0.362	0.360	0.355	0.352	0.346	0.323	0.296	0.266	0.236	0.180	0.134	0.099
2.8	0.375	0.375	0.374	0.373	0.372	0.370	0.368	0.362	0.355	0.333	0.305	0.275	0.244	0.187	0.140	0.104
2.9	0.384	0.384	0.383	0.382	0.381	0.379	0.376	0.371	0.364	0.341	0.313	0.282	0.251	0.193	0.145	0.108
3.0	0.392	0.392	0.391	0.390	0.389	0.387	0.385	0.379	0.372	0.349	0.321	0.290	0.258	0.199	0.150	0.113

注: 表中系数前的“-”代表拉力

桩端阻力沉降影响系数 ω_B 泊松比 = 0.5 附表: 4—3

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.001	-0.000	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.008	-0.007	-0.007	-0.006	-0.004	-0.002	-0.001	-0.000	0.001	0.001	0.000
0.3	-0.026	-0.026	-0.025	-0.025	-0.024	-0.024	-0.023	-0.021	-0.019	-0.013	-0.007	-0.003	-0.000	0.002	0.002	0.001
0.4	-0.059	-0.059	-0.059	-0.058	-0.056	-0.055	-0.053	-0.048	-0.043	-0.028	-0.015	-0.006	-0.000	0.004	0.004	0.003
0.5	-0.118	-0.117	-0.116	-0.114	-0.111	-0.107	-0.103	-0.093	-0.081	-0.051	-0.027	-0.009	0.001	0.007	0.007	0.005
0.6	-0.218	-0.217	-0.214	-0.209	-0.202	-0.194	-0.184	-0.162	-0.139	-0.092	-0.039	-0.012	0.003	0.012	0.011	0.007
0.7	-0.400	-0.397	-0.389	-0.376	-0.359	-0.339	-0.316	-0.267	-0.218	-0.115	-0.049	-0.012	0.007	0.018	0.015	0.010
0.8	-0.782	-0.773	-0.745	-0.703	-0.650	-0.591	-0.530	-0.413	-0.313	-0.142	-0.052	-0.007	0.014	0.024	0.025	0.014
0.9	-1.961	-1.886	-1.690	-1.443	-1.200	-0.987	-0.810	-0.551	-0.379	-0.148	-0.046	0.001	0.023	0.031	0.025	0.017
1.0	-79.139	-7.520	-3.542	-2.217	-1.555	-1.159	-0.897	-0.571	-0.380	-0.139	-0.036	0.011	0.032	0.038	0.030	0.021
1.1	-1.938	-1.862	-1.667	-1.419	-1.176	-0.963	-0.787	-0.527	-0.356	-0.126	-0.026	0.020	0.040	0.045	0.035	0.025
1.2	-0.734	-0.725	-0.697	-0.655	-0.602	-0.543	-0.482	-0.366	-0.266	-0.098	-0.011	0.031	0.049	0.052	0.040	0.029
1.3	-0.327	-0.324	-0.316	-0.304	-0.287	-0.267	-0.245	-0.196	-0.148	-0.048	0.014	0.046	0.059	0.058	0.046	0.032
1.4	-0.120	-0.119	-0.116	-0.111	-0.104	-0.096	-0.087	-0.066	-0.044	0.008	0.045	0.065	0.072	0.066	0.051	0.036
1.5	0.003	0.008	0.009	0.011	0.014	0.017	0.021	0.029	0.039	0.063	0.080	0.088	0.088	0.075	0.057	0.040
1.6	0.094	0.095	0.095	0.095	0.096	0.097	0.099	0.101	0.104	0.111	0.113	0.111	0.105	0.095	0.063	0.045
1.7	0.158	0.158	0.158	0.158	0.158	0.157	0.157	0.157	0.156	0.152	0.145	0.135	0.122	0.095	0.070	0.049
1.8	0.207	0.206	0.206	0.206	0.205	0.204	0.203	0.201	0.198	0.187	0.173	0.157	0.1	0.106	0.077	0.054
1.9	0.245	0.245	0.245	0.244	0.243	0.242	0.240	0.237	0.232	0.217	0.198	0.173	0.156	0.117	0.084	0.060
2.0	0.277	0.277	0.276	0.276	0.273	0.271	0.267	0.261	0.243	0.221	0.197	0.172	0.128	0.092	0.065	
2.1	0.304	0.303	0.303	0.302	0.301	0.299	0.297	0.292	0.266	0.265	0.241	0.214	0.187	0.138	0.099	0.070
2.2	0.326	0.326	0.325	0.324	0.323	0.321	0.319	0.314	0.307	0.285	0.2	0.230	0.201	0.149	0.107	0.076
2.3	0.346	0.345	0.345	0.344	0.342	0.340	0.338	0.332	0.325	0.303	0.275	0.244	0.214	0.158	0.114	0.082
2.4	0.363	0.362	0.362	0.361	0.359	0.357	0.355	0.349	0.342	0.318	0.289	0.257	0.226	0.168	0.122	0.087
2.5	0.378	0.377	0.377	0.376	0.374	0.372	0.370	0.364	0.356	0.332	0.302	0.269	0.237	0.177	0.129	0.093
2.6	0.391	0.391	0.390	0.389	0.387	0.385	0.383	0.377	0.369	0.344	0.314	0.280	0.247	0.185	0.135	0.098
2.7	0.403	0.403	0.402	0.401	0.399	0.397	0.395	0.388	0.381	0.355	0.324	0.290	0.256	0.193	0.142	0.103
2.8	0.414	0.414	0.413	0.412	0.410	0.408	0.405	0.399	0.391	0.366	0.334	0.290	0.265	0.200	0.148	0.108
2.9	0.424	0.423	0.423	0.422	0.420	0.418	0.415	0.409	0.401	0.375	0.343	0.308	0.273	0.207	0.154	0.113
3.0	0.433	0.432	0.432	0.431	0.429	0.427	0.424	0.418	0.410	0.383	0.351	0.316	0.280	0.214	0.160	0.118

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长线性增加桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比 $=0.3$ 附表: 5-1

$\frac{m}{n}$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	-0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.204	-0.051	-0.022	-0.011	-0.006	-0.003	-0.002	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.506	-0.177	-0.097	-0.060	-0.039	-0.025	-0.017	-0.007	-0.002	0.002	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.000
0.3	-0.840	-0.303	-0.201	-0.134	-0.094	-0.066	-0.047	-0.023	-0.010	0.004	0.007	0.007	0.006	0.003	0.002	0.001
0.4	-1.187	-0.503	-0.318	-0.221	-0.159	-0.117	-0.086	-0.045	-0.021	0.006	0.013	0.014	0.012	0.007	0.004	0.002
0.5	-1.536	-0.674	-0.436	-0.308	-0.226	-0.168	-0.125	-0.06	-0.031	0.011	0.022	0.023	0.020	0.012	0.007	0.004
0.6	-1.876	-0.835	-0.545	-0.387	-0.284	-0.211	-0.156	-0.081	-0.034	0.020	0.035	0.034	0.030	0.018	0.010	0.006
0.7	-2.102	-0.974	-0.631	-0.444	-0.321	-0.234	-0.169	-0.080	-0.026	0.036	0.051	0.049	0.041	0.026	0.015	0.008
0.8	-2.460	-1.065	-0.671	-0.457	-0.318	-0.220	-0.148	-0.053	0.003	0.061	0.071	0.065	0.054	0.034	0.020	0.011
0.9	-2.604	-1.036	-0.60	-0.375	-0.234	-0.140	-0.074	0.008	0.053	0.094	0.095	0.083	0.068	0.042	0.025	0.015
1.0	-1.303	-0.450	-0.221	-0.103	-0.029	0.021	0.056	0.099	0.121	0.113	0.121	0.102	0.083	0.052	0.031	0.019
1.1	0.249	0.227	0.212	0.205	0.203	0.202	0.202	0.201	0.197	0.176	0.149	0.123	0.098	0.061	0.038	0.023
1.2	0.450	0.424	0.398	0.375	0.355	0.337	0.321	0.294	0.270	0.221	0.179	0.144	0.115	0.072	0.044	0.027
1.3	0.556	0.529	0.501	0.474	0.450	0.427	0.406	0.367	0.333	0.264	0.209	0.166	0.132	0.082	0.051	0.032
1.4	0.625	0.598	0.569	0.541	0.515	0.490	0.467	0.423	0.384	0.302	0.238	0.188	0.149	0.093	0.059	0.037
1.5	0.675	0.647	0.618	0.590	0.563	0.538	0.513	0.467	0.425	0.335	0.265	0.209	0.165	0.104	0.066	0.042
1.6	0.713	0.686	0.657	0.628	0.601	0.575	0.549	0.502	0.458	0.364	0.288	0.229	0.182	0.115	0.074	0.048
1.7	0.744	0.717	0.688	0.659	0.631	0.605	0.579	0.531	0.486	0.388	0.310	0.247	0.197	0.126	0.082	0.053
1.8	0.770	0.743	0.713	0.684	0.657	0.630	0.604	0.555	0.510	0.410	0.329	0.263	0.211	0.136	0.089	0.059
1.9	0.792	0.764	0.735	0.706	0.678	0.651	0.625	0.576	0.530	0.429	0.346	0.278	0.224	0.146	0.097	0.065
2.0	0.810	0.783	0.753	0.725	0.697	0.670	0.644	0.594	0.547	0.445	0.361	0.292	0.237	0.156	0.104	0.070
2.1	0.827	0.799	0.769	0.741	0.713	0.686	0.660	0.624	0.577	0.473	0.387	0.316	0.258	0.174	0.118	0.081
2.2	0.841	0.813	0.784	0.755	0.727	0.700	0.674	0.624	0.577	0.473	0.387	0.316	0.258	0.174	0.118	0.081
2.3	0.854	0.826	0.796	0.768	0.740	0.713	0.686	0.636	0.589	0.485	0.398	0.327	0.268	0.182	0.124	0.086
2.4	0.865	0.838	0.808	0.779	0.751	0.724	0.697	0.647	0.600	0.495	0.408	0.336	0.277	0.191	0.131	0.092
2.5	0.875	0.848	0.818	0.789	0.761	0.734	0.708	0.657	0.610	0.505	0.418	0.345	0.285	0.196	0.137	0.096
2.6	0.885	0.857	0.827	0.799	0.771	0.743	0.717	0.667	0.619	0.514	0.426	0.353	0.293	0.203	0.142	0.106
2.7	0.893	0.866	0.836	0.807	0.779	0.752	0.725	0.675	0.628	0.522	0.434	0.361	0.300	0.209	0.148	0.101
2.8	0.901	0.873	0.844	0.815	0.787	0.760	0.733	0.683	0.635	0.530	0.441	0.368	0.307	0.215	0.153	0.110
2.9	0.908	0.881	0.851	0.822	0.794	0.767	0.740	0.690	0.642	0.537	0.448	0.374	0.313	0.221	0.158	0.115
3.0	0.915	0.887	0.857	0.829	0.801	0.773	0.747	0.696	0.649	0.543	0.454	0.380	0.319	0.226	0.163	0.119

注: 表中系数的“-”代表拉力

沿桩长线性增加桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比=0.4 附表: 5-2

$m/\sqrt{n}$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.223	-0.056	-0.024	-0.012	-0.006	-0.004	-0.002	-0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.556	-0.194	-0.107	-0.066	-0.042	-0.028	-0.018	-0.008	-0.002	0.002	0.003	0.003	0.002	0.001	0.001	0.000
0.3	-0.922	-0.366	-0.221	-0.147	-0.102	-0.073	-0.052	-0.025	-0.010	0.005	0.008	0.007	0.006	0.003	0.002	0.001
0.4	-1.303	-0.551	-0.348	-0.242	-0.174	-0.128	-0.094	-0.049	-0.022	0.007	0.015	0.015	0.013	0.007	0.004	0.002
0.5	-1.686	-0.739	-0.477	-0.338	-0.247	-0.183	-0.136	-0.072	-0.033	0.012	0.024	0.025	0.021	0.013	0.007	0.004
0.6	-2.058	-0.916	-0.597	-0.424	-0.311	-0.230	-0.170	-0.088	-0.037	0.022	0.038	0.037	0.032	0.019	0.011	0.006
0.7	-2.405	-1.068	-0.691	-0.486	-0.351	-0.255	-0.184	-0.087	-0.027	0.039	0.055	0.052	0.044	0.027	0.015	0.008
0.8	-2.698	-1.167	-0.734	-0.500	-0.347	-0.240	-0.161	-0.058	0.003	0.066	0.069	0.069	0.057	0.035	0.020	0.011
0.9	-2.856	-1.134	-0.658	-0.409	-0.256	-0.153	-0.081	0.008	0.057	0.101	0.076	0.088	0.072	0.044	0.026	0.015
1.0	-1.435	-0.498	-0.247	-0.117	-0.036	0.018	0.057	0.104	0.128	0.141	0.101	0.107	0.087	0.053	0.032	0.019
1.1	0.251	0.237	0.221	0.214	0.212	0.212	0.212	0.211	0.207	0.186	0.12	0.128	0.103	0.063	0.038	0.023
1.2	0.481	0.452	0.424	0.399	0.377	0.358	0.341	0.311	0.286	0.233	0.157	0.151	0.119	0.073	0.045	0.027
1.3	0.596	0.567	0.536	0.507	0.480	0.455	0.432	0.390	0.353	0.278	0.188	0.174	0.137	0.084	0.052	0.032
1.4	0.672	0.642	0.610	0.580	0.551	0.524	0.498	0.451	0.408	0.319	0.220	0.197	0.154	0.095	0.059	0.037
1.5	0.726	0.696	0.664	0.633	0.604	0.576	0.549	0.498	0.452	0.355	0.250	0.219	0.172	0.107	0.067	0.042
1.6	0.768	0.738	0.706	0.674	0.645	0.616	0.588	0.536	0.488	0.385	0.278	0.239	0.189	0.118	0.075	0.048
1.7	0.801	0.771	0.739	0.708	0.678	0.648	0.620	0.567	0.518	0.412	0.304	0.259	0.205	0.129	0.082	0.053
1.8	0.829	0.799	0.767	0.735	0.705	0.675	0.647	0.593	0.544	0.435	0.327	0.276	0.220	0.140	0.090	0.059
1.9	0.852	0.822	0.790	0.758	0.728	0.698	0.670	0.616	0.565	0.455	0.347	0.292	0.234	0.151	0.098	0.065
2.0	0.872	0.842	0.810	0.778	0.748	0.718	0.690	0.635	0.584	0.473	0.365	0.307	0.247	0.161	0.106	0.070
2.1	0.890	0.860	0.827	0.796	0.765	0.735	0.707	0.652	0.601	0.489	0.381	0.320	0.259	0.170	0.113	0.076
2.2	0.905	0.875	0.843	0.811	0.780	0.751	0.722	0.667	0.616	0.503	0.396	0.332	0.270	0.179	0.120	0.082
2.3	0.919	0.889	0.856	0.825	0.794	0.764	0.735	0.680	0.629	0.515	0.409	0.343	0.280	0.188	0.127	0.087
2.4	0.931	0.901	0.868	0.837	0.806	0.776	0.747	0.692	0.641	0.527	0.421	0.354	0.290	0.196	0.134	0.092
2.5	0.942	0.912	0.879	0.848	0.817	0.787	0.758	0.703	0.651	0.537	0.432	0.363	0.298	0.203	0.140	0.098
2.6	0.952	0.922	0.889	0.858	0.827	0.797	0.768	0.713	0.661	0.546	0.442	0.372	0.307	0.210	0.146	0.102
2.7	0.961	0.931	0.898	0.867	0.836	0.806	0.777	0.722	0.670	0.555	0.451	0.379	0.314	0.217	0.152	0.107
2.8	0.969	0.939	0.907	0.875	0.844	0.814	0.785	0.730	0.678	0.563	0.459	0.387	0.321	0.223	0.157	0.112
2.9	0.977	0.947	0.914	0.883	0.852	0.822	0.793	0.738	0.686	0.570	0.467	0.394	0.328	0.229	0.162	0.116
3.0	0.984	0.954	0.921	0.890	0.859	0.829	0.800	0.745	0.693	0.577	0.480	0.400	0.334	0.234	0.167	0.121

注: 表中系数前的“-”代表拉力

沿桩长线性增加桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比 = 0.5 附表: 5—3

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	-0.251	-0.063	-0.027	-0.013	-0.007	-0.004	-0.002	-0.001	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	-0.625	-0.218	-0.120	-0.074	-0.048	-0.031	-0.021	-0.009	-0.003	0.003	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.000
0.3	-1.037	-0.411	-0.248	-0.165	-0.115	-0.081	-0.058	-0.028	-0.012	0.005	0.009	0.008	0.007	0.004	0.002	0.001
0.4	-1.465	-0.620	-0.391	-0.271	-0.195	-0.143	-0.105	-0.055	-0.025	0.008	0.017	0.017	0.014	0.008	0.004	0.002
0.5	-1.895	-0.830	-0.586	-0.379	-0.277	-0.205	-0.152	-0.081	-0.037	0.014	0.027	0.028	0.023	0.014	0.007	0.004
0.6	-2.314	-1.029	-0.670	-0.475	-0.348	-0.257	-0.190	-0.098	-0.041	0.025	0.042	0.041	0.035	0.021	0.011	0.006
0.7	-2.704	-1.199	-0.775	-0.545	-0.393	-0.285	-0.205	-0.096	-0.030	0.044	0.061	0.057	0.048	0.028	0.016	0.008
0.8	-3.033	-1.310	-0.828	-0.559	-0.388	-0.268	-0.180	-0.064	0.004	0.073	0.083	0.075	0.062	0.037	0.021	0.011
0.9	-3.209	-1.272	-0.737	-0.458	-0.286	-0.171	-0.091	0.008	0.062	0.110	0.110	0.094	0.077	0.046	0.026	0.015
1.0	-1.620	-0.565	-0.283	-0.138	-0.047	0.015	0.058	0.111	0.138	0.153	0.138	0.115	0.092	0.056	0.032	0.018
1.1	0.278	-0.251	0.234	0.226	0.224	0.225	0.226	0.226	0.222	0.200	0.168	0.137	0.108	0.066	0.038	0.022
1.2	0.524	0.492	0.460	0.433	0.408	0.387	0.368	0.335	0.303	0.250	0.201	0.160	0.126	0.076	0.045	0.027
1.3	0.853	0.620	0.585	0.553	0.523	0.495	0.469	0.423	0.382	0.299	0.235	0.184	0.144	0.087	0.052	0.031
1.4	0.737	0.704	0.668	0.634	0.602	0.572	0.543	0.490	0.442	0.343	0.267	0.208	0.162	0.098	0.060	0.036
1.5	0.789	0.764	0.728	0.693	0.660	0.629	0.598	0.542	0.491	0.382	0.298	0.232	0.181	0.110	0.068	0.042
1.6	0.844	0.810	0.774	0.739	0.706	0.673	0.642	0.584	0.530	0.416	0.325	0.254	0.199	0.122	0.076	0.047
1.7	0.831	0.847	0.811	0.776	0.742	0.709	0.678	0.618	0.563	0.445	0.350	0.275	0.216	0.134	0.084	0.053
1.8	0.912	0.878	0.841	0.806	0.772	0.739	0.707	0.647	0.591	0.470	0.372	0.294	0.232	0.145	0.092	0.059
1.9	0.937	0.904	0.867	0.832	0.797	0.764	0.732	0.672	0.615	0.492	0.392	0.311	0.247	0.157	0.100	0.065
2.0	0.939	0.926	0.889	0.854	0.819	0.786	0.754	0.693	0.636	0.512	0.410	0.327	0.261	0.167	0.108	0.071
2.1	0.978	0.945	0.908	0.873	0.838	0.805	0.773	0.711	0.654	0.529	0.425	0.342	0.274	0.177	0.116	0.076
2.2	0.995	0.961	0.925	0.889	0.855	0.822	0.789	0.728	0.670	0.544	0.440	0.355	0.286	0.187	0.123	0.082
2.3	1.010	0.976	0.940	0.904	0.870	0.836	0.804	0.742	0.685	0.558	0.453	0.367	0.297	0.196	0.131	0.088
2.4	1.023	0.990	0.953	0.917	0.883	0.849	0.817	0.755	0.698	0.570	0.464	0.378	0.308	0.205	0.137	0.094
2.5	1.035	1.001	0.965	0.929	0.895	0.861	0.829	0.767	0.709	0.581	0.475	0.388	0.317	0.213	0.144	0.099
2.6	1.046	1.012	0.976	0.940	0.906	0.872	0.840	0.778	0.720	0.592	0.485	0.397	0.326	0.200	0.150	0.104
2.7	1.056	1.022	0.985	0.950	0.915	0.882	0.849	0.787	0.729	0.601	0.494	0.406	0.334	0.227	0.157	0.105
2.8	1.066	1.031	0.994	0.959	0.924	0.891	0.858	0.796	0.738	0.610	0.502	0.414	0.341	0.234	0.162	0.114
2.9	1.073	1.039	1.003	0.967	0.933	0.899	0.866	0.804	0.746	0.617	0.510	0.421	0.348	0.240	0.168	0.119
3.0	1.081	1.047	1.010	0.975	0.940	0.907	0.874	0.812	0.754	0.625	0.517	0.428	0.355	0.246	0.173	0.123

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比 = 0.3 附表: 6—1

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	0.574	0.212	0.115	0.063	0.043	0.028	0.019	0.010	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.686	0.321	0.214	0.155	0.117	0.090	0.070	0.044	0.030	0.013	0.007	0.004	0.002	0.001	0.000	0.000
0.3	0.756	0.390	0.281	0.219	0.177	0.145	0.121	0.037	0.064	0.033	0.019	0.011	0.007	0.003	0.001	0.001
0.4	0.811	0.445	0.335	0.272	0.228	0.195	0.168	0.129	0.101	0.059	0.036	0.023	0.015	0.007	0.003	0.002
0.5	0.861	0.495	0.385	0.321	0.276	0.242	0.214	0.172	0.140	0.089	0.058	0.039	0.026	0.012	0.006	0.003
0.6	0.914	0.548	0.437	0.373	0.327	0.292	0.263	0.213	0.183	0.122	0.083	0.057	0.040	0.019	0.010	0.005
0.7	0.975	0.609	0.498	0.433	0.386	0.349	0.318	0.269	0.230	0.159	0.111	0.078	0.055	0.028	0.014	0.008
0.8	1.057	0.690	0.578	0.510	0.461	0.421	0.387	0.331	0.235	0.200	0.141	0.101	0.072	0.037	0.020	0.018
0.9	1.192	0.823	0.705	0.629	0.563	0.520	0.477	0.406	0.348	0.243	0.172	0.124	0.089	0.047	0.026	0.011
1.0	2.025	1.214	0.970	0.828	0.727	0.650	0.587	0.489	0.415	0.236	0.204	0.147	0.107	0.058	0.032	0.014
1.1	2.858	1.604	1.235	1.026	0.884	0.779	0.696	0.571	0.481	0.329	0.235	0.170	0.125	0.069	0.039	0.018
1.2	2.990	1.734	1.358	1.141	0.990	0.875	0.783	0.644	0.541	0.370	0.265	0.194	0.144	0.081	0.047	0.023
1.3	3.066	1.810	1.433	1.214	1.060	0.942	0.847	0.701	0.592	0.408	0.294	0.216	0.161	0.093	0.055	0.033
1.4	3.119	1.863	1.485	1.265	1.110	0.991	0.895	0.746	0.633	0.442	0.320	0.238	0.179	0.104	0.062	0.038
1.5	3.159	1.903	1.525	1.305	1.149	1.030	0.933	0.782	0.668	0.471	0.345	0.258	0.195	0.116	0.070	0.044
1.6	3.191	1.935	1.557	1.337	1.181	1.061	0.963	0.812	0.696	0.496	0.367	0.276	0.211	0.127	0.078	0.050
1.7	3.217	1.951	1.583	1.363	1.207	1.087	0.989	0.836	0.720	0.518	0.386	0.293	0.226	0.138	0.086	0.055
1.8	3.240	1.983	1.605	1.385	1.229	1.109	1.011	0.858	0.741	0.533	0.403	0.309	0.239	0.148	0.094	0.061
1.9	3.259	2.001	1.624	1.404	1.243	1.127	1.029	0.876	0.759	0.554	0.419	0.323	0.252	0.158	0.102	0.067
2.0	3.275	2.019	1.641	1.421	1.264	1.144	1.046	0.892	0.775	0.570	0.433	0.336	0.264	0.167	0.109	0.073
2.1	3.290	2.064	1.656	1.435	1.279	1.158	1.060	0.907	0.789	0.583	0.446	0.347	0.274	0.176	0.116	0.078
2.2	3.303	2.047	1.669	1.448	1.292	1.171	1.073	0.920	0.802	0.595	0.457	0.358	0.284	0.184	0.123	0.084
2.3	3.315	2.058	1.681	1.460	1.304	1.183	1.085	0.931	0.813	0.606	0.468	0.368	0.294	0.192	0.129	0.089
2.4	3.325	2.069	1.691	1.470	1.314	1.194	1.095	0.942	0.824	0.616	0.477	0.377	0.302	0.199	0.135	0.099
2.5	3.335	2.079	1.701	1.480	1.324	1.203	1.105	0.951	0.833	0.625	0.486	0.386	0.310	0.206	0.141	0.094
2.6	3.344	2.087	1.709	1.489	1.333	1.212	1.114	0.960	0.842	0.634	0.494	0.393	0.317	0.213	0.147	0.103
2.7	3.352	2.095	1.717	1.497	1.341	1.220	1.121	0.968	0.850	0.641	0.502	0.400	0.324	0.219	0.152	0.108
2.8	3.359	2.103	1.725	1.504	1.348	1.227	1.129	0.975	0.857	0.648	0.508	0.407	0.331	0.225	0.157	0.112
2.9	3.366	2.110	1.732	1.511	1.355	1.234	1.136	0.982	0.864	0.655	0.515	0.413	0.337	0.230	0.162	0.117
3.0	3.372	2.116	1.738	1.517	1.361	1.240	1.142	0.988	0.870	0.661	0.521	0.419	0.342	0.235	0.167	0.121

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比 = 0.4 附表: 6—2

$m \setminus n$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	0.574	0.212	0.115	0.068	0.043	0.028	0.019	0.010	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
0.3	0.687	0.321	0.214	0.155	0.117	0.090	0.070	0.045	0.030	0.013	0.007	0.004	0.002	0.001	0.000	0.000
0.4	0.757	0.391	0.282	0.220	0.177	0.146	0.122	0.087	0.064	0.033	0.019	0.012	0.007	0.003	0.001	0.001
0.2	0.813	0.446	0.337	0.274	0.230	0.196	0.170	0.131	0.103	0.060	0.037	0.024	0.016	0.007	0.003	0.001
0.5	0.865	0.498	0.388	0.325	0.380	0.245	0.217	0.175	0.143	0.091	0.060	0.040	0.027	0.012	0.006	0.003
0.6	0.920	0.553	0.443	0.373	0.333	0.297	0.268	0.222	0.187	0.126	0.086	0.059	0.041	0.020	0.010	0.005
0.7	0.958	0.618	0.507	0.442	0.395	0.358	0.327	0.277	0.237	0.164	0.115	0.080	0.056	0.028	0.014	0.007
0.8	1.073	0.705	0.593	0.525	0.475	0.435	0.400	0.342	0.295	0.207	0.146	0.103	0.073	0.037	0.019	0.010
0.9	1.219	0.850	0.730	0.653	0.592	0.541	0.496	0.422	0.362	0.251	0.173	0.127	0.091	0.048	0.025	0.014
1.0	2.123	1.274	1.017	0.867	0.761	0.673	0.613	0.510	0.432	0.297	0.210	0.151	0.109	0.059	0.032	0.018
1.1	3.033	1.697	1.302	1.080	0.929	0.817	0.729	0.597	0.501	0.342	0.242	0.175	0.128	0.070	0.039	0.022
1.2	3.182	1.833	1.437	1.205	1.043	0.921	0.823	0.674	0.565	0.355	0.274	0.199	0.146	0.081	0.046	0.027
1.3	3.264	1.921	1.518	1.284	1.119	0.993	0.892	0.736	0.620	0.425	0.304	0.222	0.165	0.093	0.054	0.032
1.4	3.321	1.978	1.574	1.333	1.174	1.046	0.943	0.784	0.664	0.461	0.332	0.245	0.183	0.105	0.062	0.038
1.5	3.364	2.021	1.617	1.382	1.216	1.088	0.984	0.823	0.701	0.492	0.358	0.266	0.200	0.117	0.070	0.043
1.6	3.399	2.055	1.651	1.416	1.249	1.121	1.017	0.855	0.732	0.518	0.381	0.285	0.217	0.128	0.078	0.049
1.7	3.427	2.083	1.679	1.444	1.277	1.149	1.044	0.881	0.757	0.542	0.401	0.303	0.232	0.140	0.086	0.055
1.8	3.451	2.107	1.703	1.467	1.301	1.172	1.067	0.904	0.780	0.562	0.420	0.319	0.246	0.150	0.094	0.061
1.9	3.471	2.128	1.724	1.488	1.321	1.192	1.087	0.924	0.799	0.580	0.436	0.334	0.259	0.161	0.102	0.066
2.0	3.489	2.145	1.741	1.505	1.338	1.210	1.105	0.941	0.816	0.596	0.451	0.348	0.272	0.170	0.110	0.072
2.1	3.505	2.161	1.757	1.521	1.354	1.225	1.120	0.956	0.831	0.611	0.464	0.360	0.283	0.180	0.117	0.078
2.2	3.518	2.175	1.771	1.535	1.368	1.239	1.134	0.970	0.844	0.623	0.477	0.372	0.293	0.188	0.124	0.083
2.3	3.531	2.187	1.783	1.547	1.380	1.251	1.146	0.982	0.856	0.635	0.488	0.382	0.303	0.196	0.131	0.089
2.4	3.542	2.198	1.794	1.558	1.391	1.262	1.157	0.993	0.867	0.646	0.498	0.391	0.312	0.204	0.137	0.094
2.5	3.552	2.208	1.804	1.568	1.401	1.272	1.167	1.003	0.877	0.655	0.507	0.400	0.320	0.211	0.143	0.099
2.6	3.561	2.218	1.814	1.573	1.411	1.281	1.176	1.012	0.886	0.664	0.515	0.408	0.328	0.218	0.149	0.104
2.7	3.570	2.226	1.822	1.586	1.419	1.290	1.185	0.020	0.894	0.672	0.523	0.416	0.335	0.224	0.154	0.109
2.8	3.578	2.234	1.830	1.594	1.429	1.298	1.192	1.028	0.902	0.680	0.530	0.423	0.342	0.230	0.160	0.113
2.9	3.585	2.241	1.837	1.501	1.434	1.305	1.200	1.035	0.909	0.686	0.537	0.429	0.348	0.236	0.165	0.117
3.0	3.591	2.248	1.844	1.607	1.400	1.311	1.26	1.042	0.916	0.693	0.543	0.435	0.354	0.241	0.169	0.122

注: 表中系数前的“-”代表拉应力

沿桩长均匀分布桩侧阻力沉降影响系数 ω_s 泊松比 = 0.5 附表: 6—3

$m/\sqrt{n}$	0	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.12	0.16	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20
0.1	0.574	0.212	0.115	0.068	0.043	0.023	0.019	0.010	0.006	0.002	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
0.2	0.687	0.322	0.215	0.156	0.117	0.090	0.071	0.045	0.030	0.013	0.007	0.004	0.002	0.001	0.000	0.000
0.3	0.758	0.392	0.283	0.221	0.178	0.147	0.123	0.088	0.065	0.034	0.019	0.012	0.008	0.003	0.001	0.001
0.4	0.815	0.449	0.339	0.276	0.232	0.19	0.172	0.133	0.105	0.061	0.038	0.024	0.016	0.007	0.001	0.001
0.5	0.869	0.503	0.393	0.329	0.284	0.250	0.222	0.179	0.147	0.094	0.062	0.041	0.028	0.013	0.006	0.003
0.6	0.928	0.561	0.451	0.386	0.340	0.305	0.275	0.229	0.194	0.130	0.089	0.061	0.042	0.020	0.009	0.004
0.7	0.994	0.632	0.521	0.455	0.407	0.370	0.339	0.288	0.247	0.171	0.119	0.083	0.058	0.028	0.014	0.007
0.8	1.068	0.727	0.614	0.546	0.495	0.454	0.418	0.359	0.309	0.216	0.152	0.107	0.075	0.038	0.019	0.010
0.9	1.257	0.867	0.767	0.687	0.624	0.570	0.524	0.445	0.381	0.264	0.185	0.131	0.094	0.048	0.025	0.013
1.0	2.274	1.353	1.082	0.922	0.808	0.721	0.650	0.539	0.456	0.311	0.219	0.156	0.112	0.059	0.031	0.017
1.1	3.289	1.827	1.397	1.156	0.992	0.871	0.776	0.634	0.530	0.359	0.253	0.181	0.131	0.070	0.038	0.021
1.2	3.450	1.935	1.547	1.294	1.118	0.935	0.879	0.718	0.600	0.405	0.286	0.206	0.151	0.082	0.046	0.026
1.3	3.542	2.076	1.636	1.381	1.202	1.065	0.954	0.785	0.659	0.448	0.318	0.231	0.170	0.094	0.054	0.031
1.4	3.605	2.139	1.699	1.443	1.262	1.123	1.011	0.838	0.708	0.487	0.348	0.255	0.189	0.106	0.062	0.036
1.5	3.652	2.186	1.746	1.489	1.308	1.169	1.056	0.880	0.748	0.521	0.376	0.277	0.207	0.119	0.070	0.042
1.6	3.690	2.224	1.783	1.527	1.345	1.205	1.092	0.915	0.781	0.550	0.401	0.298	0.224	0.131	0.078	0.048
1.7	3.721	2.255	1.814	1.557	1.375	1.235	1.121	0.944	0.809	0.575	0.423	0.317	0.241	0.142	0.087	0.054
1.8	3.747	2.281	1.840	1.583	1.401	1.261	1.147	0.969	0.833	0.597	0.443	0.334	0.256	0.154	0.095	0.060
1.9	3.769	2.303	1.862	1.605	1.423	1.283	1.168	0.990	0.854	0.617	0.460	0.350	0.270	0.164	0.103	0.066
2.0	3.788	2.322	1.881	1.624	1.442	1.302	1.187	1.009	0.872	0.634	0.476	0.365	0.283	0.175	0.111	0.072
2.1	3.805	2.339	1.898	1.641	1.459	1.318	1.204	1.025	0.889	0.649	0.491	0.378	0.295	0.184	0.118	0.077
2.2	3.820	2.354	1.913	1.656	1.474	1.333	1.219	1.040	0.903	0.663	0.504	0.390	0.306	0.194	0.126	0.083
2.3	3.833	2.367	1.927	1.669	1.487	1.346	1.232	1.053	0.916	0.675	0.515	0.401	0.316	0.202	0.133	0.089
2.4	3.845	2.379	1.939	1.681	1.499	1.358	1.244	1.065	0.928	0.687	0.526	0.411	0.326	0.210	0.139	0.093
2.5	3.856	2.390	1.949	1.692	1.510	1.369	1.255	1.075	0.938	0.697	0.536	0.421	0.335	0.218	0.14	0.100
2.6	3.866	2.400	1.959	1.702	1.520	1.379	1.264	1.085	0.948	0.706	0.545	0.429	0.343	0.225	0.152	0.105
2.7	3.875	2.409	1.968	1.711	1.529	1.388	1.273	1.094	0.957	0.715	0.554	0.437	0.350	0.232	0.158	0.110
2.8	3.883	2.417	1.977	1.719	1.537	1.396	1.282	1.102	0.965	0.723	0.561	0.445	0.358	0.238	0.163	0.114
2.9	3.891	2.425	1.984	1.727	1.545	1.404	1.289	1.110	0.972	0.730	0.563	0.452	0.364	0.244	0.168	0.119
3.0	3.898	2.432	1.991	1.734	1.552	1.411	1.296	1.117	0.979	0.737	0.575	0.458	0.370	0.250	0.173	0.123

注: 表中系数前的“-”代表拉力

参 考 文 献

- [1] Burland, J. B, Broms, B. B, DeMello, V. H. B: Behaviour of Foundations and Structures. Proc, 9th Int. Conf. S.M.F.E., Vol. II, pp522, 1977.
- [2] Zeevaert, L: Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions, Van Nostrand-Reinhold Co. 1973.
- [3] Poulos, H.G, Davis, E.H: Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, 1980.
- [4] 童翊湘: 上海桩基础的使用经验和设计方法, 华东电力设计院, 1979.
- [5] 佟世祥: 亚粘土中群桩的承载能力及变形特性的模型试验, 全国第三届土动力学会议论文集, 1979.
- [6] 刘金砺: 桩基础设计计算, 建工出版社, 1990.
- [7] 黄绍铭、裴捷: 影响图计算桩基础沉降量, 上海市民用建筑设计院, 1982.
- [8] 黄绍铭、裴捷、贾宗元、魏汝楠: 软土中桩基沉降计算, 全国第四届土动力学会议论文集, 1983.
- [9] 黄绍铭、裴捷、贾宗元、魏汝楠: 用不同桩长的桩基础调整建筑物不均匀沉降的工程实例及分析, 上海市土木工程学会结构工程论文集, 1988.
- [10] 贾宗元、魏汝楠: 软土地基桩土共同作用监测实例分析, 全国第五届土力学会议论文集, 1987.

[11]黄绍铭、王迪民、裴捷、贾宗元、魏汝楠、姚建明：减少沉降量桩基的设计与初步实践，全国第六届土力学会议论文集，1991。

[12]姚建明、裴捷：复合桩基设计计算系统，上海市民用建筑设计院，1991。

[13]Geddes, J.D: Stresses in Foundation Solis due to Vertical Subsurface Load, Geotechnique, Vol. 16, pp.231-255, 1966。

[14]上海市标准——地基基础设计规范 (DBJ08-11-89) 条文说明及背景材料汇编，上海市建设委员会，1990。

[15]Mindlin, R.D: Forces at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid, Physics, Vol.7, pp.195-202, 1936。

第十三章 土层锚杆

第一节 一般规定

第13.1.1条 土层锚杆的开发和应用是岩土工程的新发展。它使用在一切需要将拉应力传递到稳定土体中去的工程结构,如边坡稳定、基坑围护结构的支护、地下结构抗浮、高耸结构抗倾覆等。可将其轴向拉力通过其锚杆传递到深部稳定土体。因此土层锚杆的应用成功关键,很大程度上依赖土层锚杆锚固段所处地层的地质条件。在砂土地层和硬粘土地层中,土层锚杆已被广泛应用,经验也比较成熟。在软土地层中,土锚的承载力比较低,变形也比较大,有一些特殊问题还需进一步研究。本规范是针对软土地层中的土层锚杆制定的。

为了限制支挡结构的位移量,在软土地层中的土层锚杆一般需施加预拉力形成预应力锚杆。本规范设计、施工和验收中的有关规定也是针对预应力锚杆的。对结构变形有较严格要求的工程,一般不宜采用非预应力锚杆。

第13.1.6~13.1.7条 目前,在上海地区使用的土层锚杆多数为施工临时措施,使用年限在2年以下,亦即为临时性锚杆。临时性锚杆可采用较小的安全度,防腐措施也比较简单。使用期限大于2年的永久性锚杆,除采用较大的安全度外,建议进行徐变和松弛的长期观测。

第二节 设计

第13.2.1条 土层锚杆是依赖于土层与锚固体之间的粘结强

度提供承载力的。为了使土锚具有足够的承载力，锚固段的设置应选择抗剪强度 c_u 较高的、含砂量和含粉粒量较高的地层。由于上海淤泥质土层较厚，土锚锚固段很难完全避开，这时对锚固段可采用二次注浆及水力扩孔扩大锚固体，从而提高锚杆的承载能力。

第13.2.2条 土锚产生群锚效应会使承载力降低和位移量增加，它除与土层锚杆的间距和数量有关外，还与锚杆所处地层的特性有关。考虑到上海地区土层比较松软，剪应力的传递距离比较小，本条所规定的最小间距比其它规范所规定的间距有所不同。另外，还可采用不同倾角的办法，避开锚与锚之间的相互影响。

第13.2.3条 目前计算土锚承载能力的公式有几十种之多。大致可分为三类：以简单的物理力学概念为基础的公式；以数理统计为基础的经验公式；以注浆压力为参数的计算公式。本条所提供的计算公式（13.2.3）是以简单的物理力学概念为基础，在提供经验参数时考虑到注浆工艺的影响。上海市标准《地基基础设计规范》所提供的数据是基于二次注浆工艺统计的资料。

第13.2.7条 在一般情况下，对杆体材料采用粗钢筋的非预应力钢筋，锚体轴心受拉最大裂缝宽度可按式（13.2.7）计算：

$$W_{f\max} = 2.1\psi \frac{\sigma_g}{E_g} L_r \quad (13.2.7-1)$$

$$\psi = 1 - 0.5 \frac{f \cdot A_s}{f_g \cdot A_g} \quad (13.2.7-2)$$

$$L_r = 1.04 + 0.23 \frac{d}{\mu} \quad (13.2.7-3)$$

式中 $W_{f\max}$ ——锚固体最大裂缝宽度（cm）；
 σ_g ——锚固体纵向钢筋应力（MPa）；

E_g ——锚固体纵向钢筋弹性模量 (MPa);

ψ ——两条裂缝间纵向钢筋应力 (应变) 不均匀系数;

f ——砂浆抗压强度 (MPa);

A_s ——锚固体砂浆截面面积 (cm^2);

f_g ——钢筋抗拉设计强度 (MPa);

A_g ——纵向钢筋截面面积 (cm^2);

L_f ——平均裂缝间距 (cm);

d ——钢筋直径 (cm);

μ ——纵向钢筋配筋率。

第13.2.8条 整体稳定验算方法如下:

一、单层锚杆深部破裂面稳定性验算方法:

从地基内取一平面楔体(包括桩、锚杆与土体)作为单元体,根据单元体的平衡状态用力多边形图解法对锚杆的稳定性进行验算。其计算简图见图13.2.8-1,即通过锚固体中心 c 与基坑支护桩下端的假想支点 b 连一直线,并假定 bc 线为深部滑动线,再通过点 c 垂直向上作直线 cd ,这样 $abcd$ 块体上除作用有自重 G 外,还作用有 E_a 、 F 和 E_b ,当块体处于平衡状态时,即可利用力多边形求得锚杆承受的最大拉应力 $R_{t\max}$ 。 $R_{t\max}$ 与锚杆设计轴向拉力 N_t 之比就是锚杆的稳定安全系数 K_s ,一般取1.05。即:

$$K_s = \frac{R_{t\max}}{N_t} \geq 1.05 \quad (13.2.8-1)$$

二、双排锚杆深部破裂面稳定性验算方法:

双排锚杆深部破裂面稳定性验算的假设和计算方法与单排锚杆深部破裂面稳定性验算相同,其计算简图见图13.2.8-2。在单元体内存在 bc 、 be 、 bec 三个滑动面,当处于平衡状态时,即可利用多边形求得锚杆承受的最大拉力 $R_{t(b_0)\max}$ 、 $R_{t(b_e)\max}$ 和

$R_{t(b_{oo})_{\max}}$, 相应的稳定安全系数 $K_{s(b_o)}$ 、 $K_{s(b_e)}$ 和 $K_{s(b_{oo})}$ 应不小于1.05。

$$\text{即: } K_{s(b_o)} = \frac{R_{t(b_o)_{\max}}}{N_t} \geq 1.05 \quad (13.2.8-2)$$

$$K_{s(b_e)} = \frac{R_{t(b_e)_{\max}}}{N_t} \geq 1.05 \quad (13.2.8-3)$$

$$K_{s(b_{oo})} = \frac{R_{t(b_{oo})_{\max}}}{N_t} \geq 1.05 \quad (13.2.8-4)$$

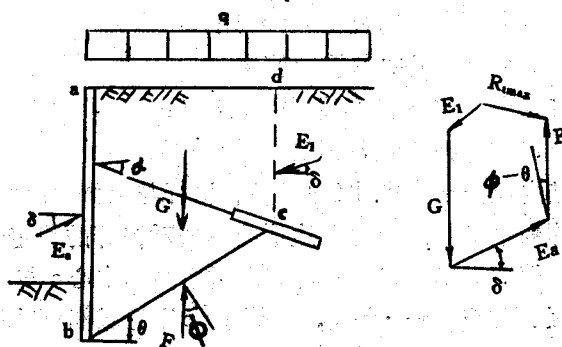


图13.2.8-1 单层锚杆深部破裂的稳定性验算

- 注: G ——深部破裂面范围内上体重量(kN);
 E_2 ——作用在基坑支护上的主动土压力的反力(kPa);
 E_1 ——作用在cd面上的主动土压力(kPa);
 F ——bc面上的反力的合力(kN);
 ϕ ——土的内摩擦角(度);
 δ ——基坑支护与土体间的摩擦角(度);
 θ ——深部破裂面与水平的夹角(度);
 α ——锚杆倾角(度)。

注浆仅是填充钻孔，不能对地层产生压力，且凝结过程中伴随着体积收缩，减少了凝固体与土层之间的粘结力。第一次注入的浆液达到初凝，能发挥一定的堵浆作用，这时第二次注入的浆液必须挤破已初凝的胶凝体才能冲出注浆管。第二次注浆破坏了原来的胶凝体，进入胶凝体与土体之间的缝隙并挤密周围的土层。

第13.3.15条～第13.3.16条 对预应力锚杆的锁定荷载，国外规范都取得比较大，一般取1.1倍设计荷载锁定，然后松弛到设计荷载。国内的工程实践表明，过大的锁定荷载可能危及墙后管线的安全，因而多数采用较小的预应力值。本条提出的0.60（永久锚）、0.65（临时锚）设计荷载是基于国内的工程经验。另外有的学者提出，根据容许变形量确定锁定预应力值。然而，不管采用什么理论，对土锚施加适量的预应力是必需的，它有利于控制挡土结构的位移、减少墙后土体沉陷变形。

第四节 质量检验

土层锚杆的试验研究及验收试验主要分为三类：

基本试验：为确定锚杆的极限承载力和设计参数而进行的试验。在一种新的地层中的锚杆和一种新的锚固方式的锚杆均须进行基本试验。

验收试验：为检验锚杆施工质量及承载力是否满足设计要求而进行的试验。

徐变（松弛）试验：对于永久性锚杆，为了了解锚杆长期工作特性——变形发展和应力松弛而进行的长期观察，对处于粘性土地层的永久性锚杆须进行该项试验。

为了试验资料有可比性，以上三项试验的步骤和方法可参照中国工程建设标准化协会标准，CECS22:90（土层锚杆设计与施工规范）进行。本规程不再另行列出。

工程实例 上海龙华污水处理厂二次沉淀池

上海龙华污水处理厂为日处理污水 10.5万m^3 的大形污水处理工程。其中沉淀池采用四只内径为 40m ，池深为 $4.70\sim 5.18\text{m}$ 现浇钢筋混凝土圆形水池，池底在地下水位以下 $3.0\sim 3.5\text{m}$ （图1），地质剖面图示于图2。

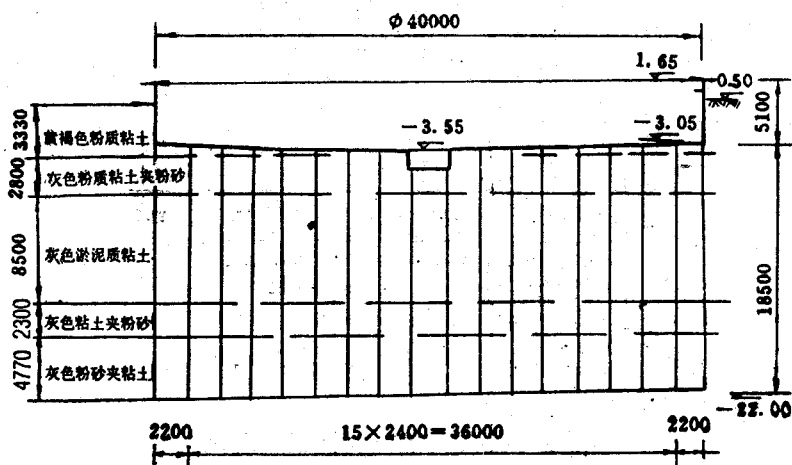


图 1

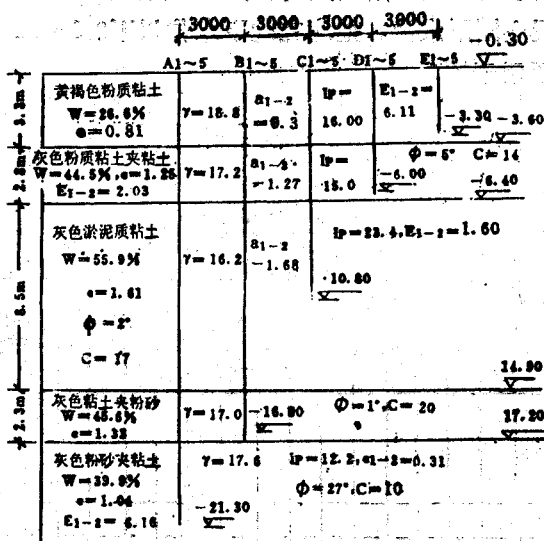


图2 地质柱状图及试锚长度图

由于二次沉淀池直径较大，埋置深度较深，地下水位较高，因此给该池的抗浮稳定设计提出了采用通常用配重法抗浮难以解决的问题。若仍采用以往配重法抗浮措施，不仅在池内需浇筑大量的压载混凝土，而且因压载加深水池的深度，造成大面积基坑开挖，给施工带来困难。同时，由于压载填料增加了基底压力，地基变形也随之增加。对此，采用了土层锚杆作为抗浮措施，并可加固地基土，减少地基变形。

该工程每池采用垂直土层锚杆257根，锚杆长18m，直径180mm，四只二次沉淀池共用1028根。

此项锚杆工程采用XY-100型工程地质钻机成孔,为提高锚杆的抗拔承载力,对锚固段进行水力扩孔,且采用二次花管法渗透注浆工艺。经过5组25根试锚进行原位测试(表1)及对A组试锚进行应力应变量测(图3及表2),确定锚杆的极限承载力为340kN。

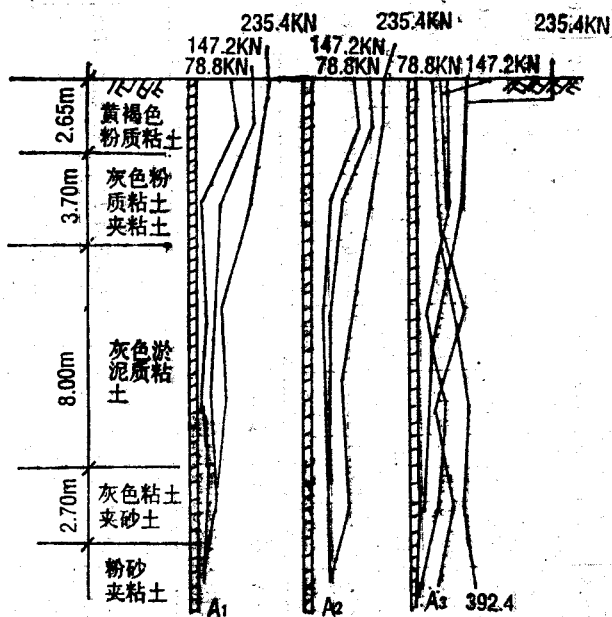


图3 锚固体侧阻力分布图

龙华污水厂垂直土锚试验汇总表

土锚编号	A ₁	A ₂	A ₃	B ₁	B ₂	B ₃	C ₁	C ₂	C ₃	D ₁	D ₂	D ₃	E ₁	E ₂	E ₃
钻孔深度(m)	22.7	22.7	22.6	16.9	16.9	16.9	10.5	10.9	10.9	6.2	5.7	5.0	3.6	3.8	3.3
钻孔直径(cm)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
扩孔深度(m)	9.0	9.0	9.0	7.9	7.9	7.9	3.5	3.5	3.5	2.2	1.7	2.0	2.6	2.0	—
破坏荷载(kN)	421.8	421.8	451.3	294.3	284.3	284.5	176.6	255.3	107.9	127.5	98.1	98.3	78.5	68.7	54.0
破坏位移(mm)	13.5	12.8	15.15	13.5	9.7	13.9	28.8	17.03	7.5	8.73	16.35	9.75	4.61	6.44	4.0
极限荷载(kN)	392.4	392.4	421.8	264.9	235.4	264.9	147.2	225.6	88.3	177.7	88.3	78.5	68.7	58.9	49.1
极限位移(mm)	9.0	10.67	14.05	9.0	7.2	9.5	6.6	9.35	4.36	5.03	6.67	4.72	1.6	9.75	2.14

注: 设计锚长: A组21m, B组16.5m, C组10.5m, D组5.7m, E组3.0m

各土层极限摩阻力测试值

极限摩阻力 f(kPa)	土 层				
	① 褐黄色粉质粘土	② 灰色粉质粘土夹粘土	③ 灰色淤泥质粘土	④ 灰色粘土夹粉砂	⑤ 灰色粉砂夹粘土
	31.78	21.48	21.88	30.80	61.61

表2

附录二

室内水泥土抗压强度试验

在近二十多年水泥土搅拌法的应用发展过程中，人们对水泥加固土室内抗压强度试验做了大量的工作，得到了一些初步的认识。但由于土质条件复杂，试验方法各异，人为因素较多，造成资料分散，给相互间的交流带来了一定的困难。

水泥加固土的室内试验研究主要是通过制备水泥加固土试件，进行物理力学性质试验，研究水泥加固土的效果以及影响水泥加固土工程性质的因素。同时，它可以为工程上寻求更加经济、合理的配方和合理的施工参数提供理论上的依据。日本曾于70年代末和80年代初对其国内多种不同成因的软粘土进行了水泥土的物理力学性质试验，系统地研究了水泥土的工程性能。同时还做了大量的室内水泥加固土强度与现场水泥加固土强度对比试验工作，探索两者之间的相互关系，为设计提供很好的依据。我国冶金部建筑研究总院曾经用了几年时间，对水泥加固土工程性质进行了较为全面的试验研究，先后选用了六个地区，不同成因的软土土样，进行了千余组水泥加固土试件的室内试验，并提出了相应的试验方法。

目前，水泥土搅拌法在我国沿海一带越来越受到青睐。水泥加固土的室内试验也越来越受到重视，特别是水泥加固土室内抗压强度试验。因此，水泥加固土室内试验在工程设计中起着很关键的作用，在一定程度上决定了处理方案的经济性、合理性以及工程的成败。

从目前各单位的水泥加固土室内试验来看，其试验方法存在着很大的差异。如试验用的土样，有原状土、风干土、烘干土等；试样搅拌方法有人工搅拌和机械搅拌等；试件尺寸有 $70.7 \times$

70.7×70.7 mm或50×50×50 mm的立方体和不同尺寸的圆柱体等；养护条件有自然养护、标准养护、土中养护、水中养护、自然水中养护和标准水中养护等。因此，其试验数据离散性大，不便于统计分析和广泛交流。另外，在试验设备上与国外相比，也存在着较大的差别。有必要对水泥加固土室内试验统一化和标准化，制定出试验操作规程。

土料：室内试验所用的土料应是工程现场所要加固的土。目前，试验用的土样有原状土、风干土和烘干土三种类型，其试验结果存在着较大的差异。原状土是指土样从现场钻孔或挖掘采取后，立即用厚聚氯乙烯塑料袋封装，四小时之内即开始配制试件。从表面上看，利用原状土做室内试验，似乎与实际情况较吻合，但存在着一些问题：①原状土在取样过程中有应力释放和人为扰动的影响，特别是灵敏度大的土，土体结构易破坏，与原状土也有较大差异；②现场采取的原状土若为淤泥质粘土，其粘性很大，在土中渗入水泥浆后不易搅拌均匀，人为因素很大，试验结果离散性较大，在工程运用中失去其代表性；③在水泥土搅拌法的设计公式 $P_a = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_p$ 中， f_{cu} 是与桩身水泥土配方相同的室内水泥土试块，在标准养护条件下，90天龄期的抗压强度。既然是室内试验，应认为就是离散小的数值，即应认为水泥土是搅拌充分且均匀的，而不需完全与现场水泥土条件相同。

风干土是指土样从现场采取后，运回试验室进行风干、碾碎和通过5mm筛子的粉状土料；烘干土是指土样运回试验室进行烘干碾碎和过筛的粉状土料。这两种土由于是加工成粉末状的，它可以先和干水泥充分混合，然后加入所需的水，这样才能保证室内水泥土试块均匀，提供的设计参数可靠、合理。不过，土样经烘干后，土中所含的有机质成分和粘土矿物成分会被破坏，

改变土的内力结构和土的性质，其试验结果不能代表实际情况，提供的设计参数将不可靠。因此，应取风干土，并碾碎和通过5mm筛子制成粉末状。

试样尺寸：全国行业标准《建筑地基处理技术规范》中规定：抗压强度试验采用 $70.7 \times 70.7 \times 70.7 \text{ mm}$ 或 $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}$ 的立方体试样。一般情况下，室内水泥加固土试验采用 $70.7 \times 70.7 \times 70.7 \text{ mm}$ 的立方体试样，现场水泥土试件通常采用 $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}$ 的立方体试样。实践证明，不同尺寸的试样，其试验结果是有所差异的（在其他条件相同的情况下），相互间存在着一定的关系。应该统一化，才能进行横向比较和分析。当然，除了立方体试样外，还有 $\phi 50 \text{ mm}$, $H = 100 \text{ mm}$ 、 $\phi 40 \text{ mm}$, $H = 80 \text{ mm}$ 等圆柱体试样，其试验结果同样有差异。而日本抗压强度试验则统一采用 $\phi 50 \text{ mm}$, $H = 100 \text{ mm}$ 的试样。

振捣方法：一般可采用振动台成型或人工捣实成型。采用振动台成型时，可先在试模内装入一半水泥土拌合物，在振动台上振动1分钟，紧接着装入其余拌合物，装料要稍有富裕，再振动1分钟。振动时应防止试模在振动台上自由跳动。

采用人工捣实成型时，捣棒应采用硬质材料制成，直径不得大于5mm，一端为弹头形。水泥土拌合物应分两层均等装入试模，每层插捣时按螺旋方向从边缘向中心均匀进行，同时将试模进行左右前后摇动，直至面上没有气泡出现为止。插捣时捣棒须保持垂直，不得倾斜，并用抹刀沿试模内壁插入数下，以防止麻面。每层插捣25下，插捣底层时，捣棒应达到试模底面，插捣上层时，捣棒应穿入下层深度约1cm。

试件成型后，根据水泥土强度决定拆模时间，一般1~2天后编号拆模。为了保证其湿度，最好放入水中，即进行标准水中养护。若养护室的湿度能绝对保证在90%以上，也可不放入水中。

为了了解养护条件，拆模时应称试块重量，求其重度，到一定龄期进行抗压试验前再测其重度，两者进行对比，从中可以看出养护时其湿度是否已能得到保证。

通过大量室内试验，还可以建立在某一种土质下不同水泥掺入比、不同龄期之间水泥土抗压强度的推算公式。以下是同济大学通过试验建立的上海地区淤泥质粘土水泥加固土抗压强度的推算公式：

1. 当水泥掺入比不同，其他条件相同时，水泥土的 f_{cu} 推算公式为

$$f_{cu1}/f_{cu2} = (a_{w1}/a_{w2})^{1.7785}$$

式中： f_{cu1} ——水泥掺入比为 a_{w1} 的水泥土抗压强度；

f_{cu2} ——水泥掺入比为 a_{w2} 的水泥土抗压强度。

上式适用条件是： a_{w1} 、 $a_{w2} = 7 \sim 20\%$ 。

2. 当龄期不同、其他条件相同时，水泥土的 f_{cu} 推算公式为

$$f_{cu1}/f_{cu2} = (T_1/T_2)^{0.4182}$$

式中： f_{cu1} ——龄期为 T_1 的水泥土抗压强度；

f_{cu2} ——龄期为 T_2 的水泥土抗压强度。

上式适用条件是： T_1 、 $T_2 = 7 \sim 90$ 天。

3. 当水泥掺入比和龄期不同，其他条件相同时，水泥土的 f_{cu} 推算公式为

$$f_{cu1}/f_{cu2} = (a_{w1}/a_{w2})^{1.8095} \cdot (T_1/T_2)^{0.4119}$$

式中： f_{cu1} ——水泥掺入比为 a_{w1} 、龄期为 T_1 的水泥土抗压强度；

f_{cu2} ——水泥掺入比为 a_{w2} 、龄期为 T_2 的水泥土抗压强度。

上式适用条件是： a_{w1} 、 $a_{w2} = 7 \sim 20\%$ ，

T_1 、 $T_2 = 7 \sim 90$ 天。

由以上可见，可以通过大量的室内试验，建立某地区某一土质下水泥土抗压强度的推算公式，为设计提供可靠的依据。

附 加 说 明

一、本规范领导小组名单

李培根	上海市建委
彭圣钦	上海市工程建设标准化办公室
吴云芝	上海市工程建设标准化办公室
许惟阳	华东建筑设计研究院
黄绍铭	上海建筑设计研究院
莫群欢	上海岩土工程勘察设计研究院
叶书麟	同济大学地下建筑与工程系

二、本规范各章主要编制人和参加人名单

章数	章 名	主要编制人和参加人
一	总 则	叶书麟
二	基 本 规 定	叶书麟
三	换 填 法	马达成、沙俊民、顾文飞
四	预 压 法	叶柏荣、尚世佐、贾庆山
五	强 夯 法	高宏兴
六	碎(砂)石法	韩杰、赵衍池、谢明华、叶书麟
七	注 浆 法	程晓、白云、傅德明
八	高压喷射注浆法	戴玉林
九	水泥土搅拌法	叶观宝、高恒松、叶书麟
十	树 根 桩	陈绪禄、刘玉华、李志栋
十一	锚杆静压桩	周志道
十二	沉降控制复合桩基	黄绍铭、王迪民、裴捷
十三	土 层 锚 杆	杨永浩、曹正康、李象范
附录一	单桩和复合地基载荷试验要点	韩杰、叶观宝、叶书麟
附录二	室内水泥土抗压强度试验	叶观宝、刘建军、叶书麟