

地
基
处
理
技
术
规
范

上海市工程建设规范

地基处理技术规范

Ground treatment code

DG/TJ08-40-2010
J11631-2010

上海市建筑建材业市场管理总站

上海市建筑建材业市场管理总站

2010 上海

上海市工程建设规范

地基处理技术规范

Ground treatment code

DG/TJ08-40-2010

主编单位:同济大学

批准部门:上海市城乡建设和交通委员会

施行日期:2010年6月1日

2010 上海

上海市城乡建设和交通委员会

沪建交[2010]278号

上海市城乡建设和交通委员会 关于批准《地基处理技术规范》为 上海市工程建设规范的通知

各有关单位：

由同济大学主编的《地基处理技术规范》，经市建设交通委科技委技术审查和我委审核，现批准为上海市工程建设规范，统一编号为 DG/TJ08-40-2010，自 2010 年 6 月 1 日起实施。原《地基处理技术规范》(DBJ08-40-94)同时废止。

本规范由上海市城乡建设和交通委员会负责管理、同济大学负责解释。

上海市城乡建设和交通委员会

二〇一〇年三月二十三日

前 言

本规范是根据原上海市建设和管理委员会沪建建[2002]0210号文下达的上海市工程建设地方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、科研和高校等单位对上海市标准《地基处理技术规范》(DBJ08-40-94)进行修订而成。

在修订过程中,规范修订组深入调查研究,认真总结十多年来上海地区的工程实践和科研成果,并以多种形式广泛征求了本市有关单位和专家及国内相关专家的意见,经反复修改,最终定稿。

本规范共分十三章和二个附录,内容包括:1. 总则;2. 术语、符号;3. 基本规定;4. 换填法;5. 预压法;6. 强夯法;7. 碎(砂)石桩法;8. 注浆法;9. 高压喷射注浆法;10. 水泥土搅拌法;11. 树根桩;12. 锚杆静压桩;13. 既有建筑地基基础加固;附录 A. 单桩和复合地基载荷试验要点;附录 B. 室内水泥土抗压强度试验等。规范内容反映了上海地区多年来在建筑工程、市政工程、港口工程和水利工程的地基处理上设计、施工和科研的实践经验,对原规范作了较大的修改、补充和增加,主要修订内容有:

1、本规范的适用范围从原建筑工程和市政工程扩大到建筑工程、市政工程、港口工程和水利工程。

2、根据《工程结构可靠性设计统一标准》(GB50153-2008)的有关规定,本规范修订总体采用以分项系数表达的概率极限状态设计方法,修订了各种地基处理方法处理后地基承载力的计算方法,基本保证与原规范设计安全水准相当。

3、增加了术语、符号和既有建筑地基基础加固二章,鉴于沉降控制复合桩基已列入《地基基础设计规范》(DGJ08-11),土层锚杆在工程中应用较少,取消了沉降控制复合桩基和土层锚杆二章。

4、对原规范中总则、基本规定、换填法、预压法、强夯法、碎(砂)石桩法、注浆法、高压喷射注浆法、水泥土搅拌法、树根桩、锚杆静压桩、单桩和复合地基载荷试验要点和室内水泥土抗压强度试验等内容均作了修改、补充和完善。

请各单位在执行本规范的过程中,注意总结经验、积累资料,随时将有关意见和建议寄至同济大学地下建筑与工程系《地基处理技术规范》编写组(地址:上海市四平路 1239 号,邮政编码:200092, E-mail: yeguanbao@vip. citiz. net),以便今后修订时参考。

主 编 单 位:同济大学

参 编 单 位:上海现代建筑设计(集团)有限公司

上海岩土工程勘察设计研究院有限公司

上海市城市建设设计研究院

上海市政工程设计研究总院

上海港湾工程设计研究院

上海隧道地基注浆工程有限公司

冶金部建筑研究总院

主要起草人:叶观宝 叶书麟(以下按姓名笔画为序)

王吉望 水伟厚 叶柏荣 杜一鸣 李 伟

吴心怡 张海霞 张忠胜 张 帆 陈 晖

周志道 周质炎 周国然 周 健 项培林

顾国荣 梁志荣
主要审查人:沈 恭 王卫东 王建华 白 云 刘效成
辛 伟 阮春生 季沧江 张耀庭 裴 捷

上海市建筑建材业市场管理总站
2010年2月

目 次

1 总 则	(1)
2 术语和符号	(2)
2.1 术 语	(2)
2.2 符 号	(4)
3 基本规定	(7)
4 换填法	(11)
4.1 一般规定	(11)
4.2 设 计	(11)
4.3 施 工	(17)
4.4 质量检验	(21)
5 预压法	(24)
5.1 一般规定	(24)
5.2 设 计	(25)
5.3 施 工	(35)
5.4 质量检验	(38)
6 强夯法	(40)
6.1 一般规定	(40)
6.2 设 计	(40)
6.3 施 工	(44)
6.4 质量检验	(47)

7 碎(砂)石桩法	(49)	11.3 施 工	(82)
7.1 一般规定	(49)	11.4 质量检验	(83)
7.2 设 计	(49)	12 锚杆静压桩	(84)
7.3 施 工	(55)	12.1 一般规定	(84)
7.4 质量检验	(58)	12.2 设 计	(85)
8 注浆法	(59)	12.3 施 工	(89)
8.1 一般规定	(59)	12.4 质量检验	(92)
8.2 设 计	(59)	13 既有建筑地基基础加固	(93)
8.3 施 工	(61)	附录 A 单桩和复合地基载荷试验要点	(95)
8.4 质量检验	(65)	附录 B 室内水泥土抗压强度试验	(98)
9 高压喷射注浆法	(67)	本规范用词说明	(101)
9.1 一般规定	(67)	引用标准名录	(102)
9.2 设 计	(67)		
9.3 施 工	(69)		
9.4 质量检验	(71)		
10 水泥土搅拌法	(72)		
10.1 一般规定	(72)		
10.2 设 计	(73)		
10.3 施 工	(76)		
10.4 质量检验	(78)		
11 树根桩	(80)		
11.1 一般规定	(80)		
11.2 设 计	(80)		

Contents

1	General provisions	(1)
2	Terms and Symbols	(2)
2.1	Terms	(2)
2.2	Symbols	(4)
3	Basic requirement	(7)
4	Replacement method	(11)
4.1	General requirement	(11)
4.2	Design	(11)
4.3	Construction	(17)
4.4	Quality inspection	(21)
5	Preloading method	(24)
5.1	General requirement	(24)
5.2	Design	(25)
5.3	Construction	(35)
5.4	Quality inspection	(38)
6	Heavy-tamping method	(40)
6.1	General requirement	(40)
6.2	Design	(40)
6.3	Construction	(44)
6.4	Quality inspection	(47)

7	Granular pile method	(49)			
7.1	General requirement	(49)			
7.2	Design	(49)			
7.3	Construction	(55)			
7.4	Quality inspection	(58)			
8	Grouting method	(59)			
8.1	General requirement	(59)			
8.2	Design	(59)			
8.3	Construction	(61)			
8.4	Quality inspection	(65)			
9	Jet grouting method	(67)			
9.1	General requirement	(67)			
9.2	Design	(67)			
9.3	Construction	(69)			
9.4	Quality inspection	(71)			
10	Cement deep mixing method	(72)			
10.1	General requirement	(72)			
10.2	Design	(73)			
10.3	Construction	(76)			
10.4	Quality inspection	(78)			
11	Root pile	(80)			
11.1	General requirement	(80)			
11.2	Design	(80)			
11.3	Construction	(82)			
11.4	Quality inspection	(83)			
12	Anchor pile	(84)			
12.1	General requirement	(84)			
12.2	Design	(85)			
12.3	Construction	(89)			
12.4	Quality inspection	(92)			
13	Reinforcing existing building foundation	(93)			
	Appendix A Key points of single pile and composite foundation load tests	(95)			
	Appendix B Laboratory test of cement-soil strength	(98)			
	Explanation of wording in this code	(101)			
	Normative standard	(102)			

1 总 则

1.0.1 为了在本市地基处理的设计、施工和质量检验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。

1.0.2 本规范适用于本市建筑工程、市政工程、港口工程和水利工程的地基处理的设计、施工及其质量检验。

1.0.3 地基处理除应满足工程设计要求外,尚应做到因地制宜、就地取材、保护和节约资源等。

1.0.4 地基处理设计、施工和质量检验除应执行本规范外,尚应符合本市和国家现行标准有关强制性条文的规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 地基处理 ground treatment

为提高地基承载力,改善土体强度和变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法。

2.1.2 复合地基 composite subgrade, composite foundation

部分土体被增强或被置换形成增强体,由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基。

2.1.3 天然地基竖向极限承载力 ultimate vertical bearing capacity of subsoil

天然地基在竖向荷载作用下到达破坏状态前或出现不适于继续承载的变形时所对应的最大荷载。

2.1.4 换填法 replacement

挖去地表浅层软弱土层或不均匀土层,回填较好的土体或材料,并夯压密实,形成垫层的地基处理方法。

2.1.5 预压法 preloading

对地基进行堆载或真空预压,使地基土加速固结的地基处理方法。

2.1.6 真空预压法 vacuum preloading

通过对覆盖于地基表面的不透气薄膜内抽真空,而使地基土加速固结的地基处理方法。

2.1.7 强夯法 heavy-tamping (dynamic compaction, dynamic consolidation)

反复将重锤提到高处使其自由落下,给地基以冲击和振动能量,将地基土夯实的地基处理方法。

2.1.8 强夯置换法 dynamic replacement

将重锤提到高处使其自由落下形成夯坑,并不断夯击坑内回填的砂石、钢渣等硬粒料,使其形成密实墩体的地基处理方法。

2.1.9 振冲法 vibroflotation (vibro-replacement, vibro-compaction)

在振冲器水平振动和高压水的共同作用下,使松砂土层振密,或在软弱土层中成孔,然后回填碎石等粗粒料形成桩柱,并和原地基土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.10 砂石桩法 sand-gravel pile

采用振动、冲击或水冲等方式在地基中成孔后,再将碎石、砂或砂石挤压入已成的孔中,形成砂石所构成的密实桩体,并和原桩周土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.11 注浆法 grouting

利用液压、气压或电化学原理,把某些能固化的浆液注入土体孔隙中,将原来松散的土粒或裂隙胶结成一个整体的处理方法。

2.1.12 水泥土搅拌法 cement deep mixing

以水泥作为固化剂的主剂,通过特制的深层搅拌机械,将固化剂和地基土强制搅拌,使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度桩体的地基处理方法。

2.1.13 深层搅拌法 deep mixing

使用水泥浆作为固化剂的水泥土搅拌法。简称湿法。

2.1.14 粉体喷搅法 dry jet mixing

使用干水泥粉作为固化剂的水泥土搅拌法。简称干法。

2.1.15 高压喷射注浆法 jet grouting

用高压水泥浆(或高压水)通过钻杆由水平方向的喷嘴喷出,形成喷射流,以此切割土体并使水泥与土拌和形成水泥土加固体的地基处理方法。

2.1.16 树根桩 root pile

一种小直径的就地灌注钢筋混凝土桩。制桩时可竖向也可斜向,并在各个方向上可倾斜任意角度,所成的桩基形状如同树根。

2.1.17 锚杆静压桩 anchor pile

把锚杆和静力压入两项技术结合而形成的一种桩基施工工艺。

2.1.18 既有建筑地基基础加固 Reinforcing existing building foundation

既有建筑物的地基和基础加固技术的总称。

2.2 符号

A —— 基础底面积;
 A_p —— 桩的截面积;
 a_w —— 水泥掺入比;
 b —— 基础底面宽度;
 c_h —— 土的水平向排水固结系数;
 c_u —— 天然土不排水抗剪强度;
 c_v —— 土的竖向排水固结系数;
 D_r —— 砂土相对密实度;
 D_{ri} —— 地基挤密后要求砂土达到的相对密实度;
 d —— 桩身直径;

d_e —— 一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径;
 d_p —— 塑料排水带当量直径;
 d_w —— 砂井直径;
 E_p —— 桩体的压缩模量;
 E_s —— 桩间土压缩模量;
 E_{sp} —— 复合土层压缩模量;
 e —— 孔隙比;
 e_0 —— 地基处理前的孔隙比;
 e_1 —— 地基挤密后要求达到的孔隙比;
 e_{max}, e_{min} —— 分别为砂土的最大、最小孔隙比;
 f_d —— 天然地基承载力设计值;
 f_p —— 桩端处土的极限端阻力标准值;
 $f_{p,d}$ —— 桩体单位截面积承载力设计值;
 $f_{s,d}$ —— 桩间土的承载力设计值;
 f_{si} —— 桩侧第 i 层土的极限摩阻力标准值;
 $f_{sp,d}$ —— 复合地基的承载力设计值;
 $f_{sp,k}$ —— 地基经过处理后由静载荷试验得到的极限承载力标准值;
 h_s —— 垫层厚度;
 I_p —— 塑性指数;
 k_h —— 地基土的水平向渗透系数;
 k_v —— 地基土的竖向渗透系数;
 l —— 基础底面长度、桩长;
 m —— 面积置换率;
 P_u —— 单桩极限承载力标准值;
 p_d —— 基础底面处平均压力的设计值;

R_d ——单桩竖向承载力设计值；
 s ——桩间距；
 U ——固结度；
 U_p ——桩截面周长；
 W ——夯锤的质量；
 w ——土的天然含水量；
 w_{op} ——最优含水量；
 α ——基底有效压力扩散系数；
 γ_R ——承载力分项系数；
 λ_c ——压实系数；
 ψ_s ——变形计算经验系数；
 ρ_d ——干密度；
 δ ——塑料排水带厚度。

3 基本规定

3.0.1 在选择地基处理方案前,应具备下列资料:

- 1 场地岩土工程勘察资料、上部结构及基础设计资料等;
- 2 了解场地的环境情况,调查邻近建筑、地下工程和有关管线等情况;
- 3 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;
- 4 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。

3.0.2 在选择地基处理方案时,应考虑上部结构、基础和地基的相互作用,并经过技术经济比较,选用处理地基或加强上部结构和处理地基相结合的方案。

3.0.3 地基处理方案的确定宜按下列步骤进行:

- 1 根据场地土层条件、地下水特征、工程结构类型、使用要求、周围环境、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,包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案;
- 2 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、工期要求、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。对暗浜、杂填土地基可选用换填、打短桩、基础落深或基础跨越等方法进行局部处理;
- 3 对已选定的地基处理方案,宜根据建筑物的安全等级、场地复杂程度和处理目的,在有代表性的场地上进行相应的现场试

验或试验性施工,并进行必要的测试,以检验设计参数、选择合理的施工工艺和确定处理效果。根据试验结果进一步调整方案,实现动态设计。

3.0.4 地基经处理后,必须满足有关规范和设计的承载力、变形、稳定性、抗液化和防渗等要求。地基处理的设计计算须按承载力极限状态验算地基承载力,同时应按正常使用极限状态验算地基变形。

1 采用本规范第4~10章方法处理后的地基承载力应满足下式要求:

$$p_d \leq f_{sp,d} \quad (3.0.4-1)$$

$$f_{sp,d} = \frac{f_{sp,k}}{\gamma_R} \quad (3.0.4-2)$$

$$f_{sp,k} = f_{sp,kt} + 2\gamma_0 d \quad (3.0.4-3)$$

式中 p_d ——基础底面处平均压力的设计值(kPa),采用作用效应基本组合,但分项系数取1.0;

$f_{sp,d}$ ——处理后地基承载力设计值(kPa);

$f_{sp,k}$ ——处理后地基极限承载力标准值(kPa);

$f_{sp,kt}$ ——处理后由载荷试验得到的地基极限承载力试验统计值(kPa),按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11第16.5节有关规定确定;

γ_R ——承载力分项系数,取2.0;

γ_0 ——基础底面以上土的加权平均重度(kN/m³),地下水位以下取浮重度;

d ——基础埋置深度(m),自室外地面标高算起。在填方整平地区,可自填土地面标高算起,但填土在上部

结构竣工后完成时,应从天然地面标高算起。

无试验资料时, $f_{sp,d}$ 也可按本规范各章有关规定估算。

采用本规范第11、12章方法处理后,承载力验算内容见各章的有关规定。

2 采用本规范第4~10章方法处理后的地基变形量可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11中的天然地基进行计算,但其中沉降经验系数应根据类似工程条件下沉降观测资料及经验确定;采用本规范第11、12章方法处理后的地基变形量计算应分别遵照相应各章的有关规定。按本规范各章方法处理后的计算变形量应符合现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11中容许变形值或工程设计的要求。

3.0.5 工程技术人员应掌握所承担工程的地基处理目的、加固原理、技术要求和质量标准等。施工过程中应有专人负责质量监测和控制,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,做到动态施工控制。

3.0.6 施工过程中,应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或国家和上海市有关规定进行施工质量检验和竣工验收。

3.0.7 对地基处理后的建(构)筑物,应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11的有关规定在施工期间和使用期间进行变形观测。

3.0.8 地基处理后的单桩和复合地基载荷试验应符合本规范附录A的规定。

3.0.9 为对各种地基处理方法选定方案时可互相比较,特列出表3.0.9供选择时参考。

表 3.0.9 各种地基处理方法的适用范围

序号	处理方法		对各类地基土的适用范围						加固效果		常用处理深度(m)	适用范围
			人工填土			黏性土			提高强度,减小变形	抗震		
			素填土	杂填土	冲填土	饱和黏性土	淤泥质土	淤泥				
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 堆载预压 真空预压	○	○	○	○	○	○	○	○	15	适用于油罐地基、堆场、道路、机场、港区陆域、大面积填土等工程	
		○	○	○	○	○	○	※	○	15		
3	强夯法	○	○	○	○	※	○	○	○	8	适用于堆场、港区陆域、大面积填土及液化地基等	
4	碎石(砂)石桩法	○	○	※	○	※	○	○	○	15	适用于油罐地基、水池地基、地面堆场、路堤、岸坡加固及液化地基等	
		○	○	※	○	※	○	○	○	20		
5	注浆法	○	○	○	○	○	○	○	○	15	适用于高部加固地基、抗震、防渗及既有建筑物的地基加固等	
6	高压喷射注浆法	○	○	※	○	○	○	○	○	25	适用于挡土结构、坑底加固、防水帷幕、隧道洞口加固及既有建筑物的地基加固等	
7	水泥土搅拌法	○	○	※	○	○	○	○	○	15(单、双轴), 30(三轴)	适用于挡土结构、坑底加固、防水帷幕、隧道洞口加固等及机场和道路等工程	
		○	○	※	○	○	○	○	○	12		
8	树根桩	○	○	○	○	○	○	○	○	—	适用于挡土结构、抗拔桩及基础托换加固等	
9	锚杆静压桩	○	○	○	○	○	○	○	○	—	适用于地基加固、基础托换加固及对有缺陷的桩进行补桩加固等	

注:○——表示可以; ※——表示慎用。

4 换填法

4.1 一般规定

4.1.1 换填法适用于淤泥、淤泥质土、素填土、杂填土和冲填土等浅层软弱土层的换填及场地的填筑处理。

4.1.2 换填法垫层材料包括砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、高炉干渣(又称高炉重矿渣,以下简称干渣)、粉煤灰、土工合成材料和聚苯乙烯板块(EPS)等。在有充分依据或成功经验时,也可采用其它材料,但必须进行现场试验证明其技术经济效果良好、质量指标可控、施工及检测措施完善。

4.1.3 对于工程量较大或有特殊要求的换填垫层,应按所选用的换填材料、场地土质条件及施工机械、施工方法等进行现场试验,以确定合适的设计施工参数及质量标准。

4.2 设计

4.2.1 砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、干渣、粉煤灰垫层等的底面尺寸可由基础边缘向下作 45°的直线扩大确定,并按下式计算:

$$\text{条形基础: } b_s = b + 2h_s \quad (4.2.1-1)$$

$$\text{矩形基础: } b_s = b + 2h_s \quad (4.2.1-2)$$

$$l = l + 2h_s \quad (4.2.1-3)$$

式中 l, b —— 基础底面长度、宽度(m);

l_s, b_s —— 垫层底面长度、宽度(m);

h_s —— 垫层厚度(m)。

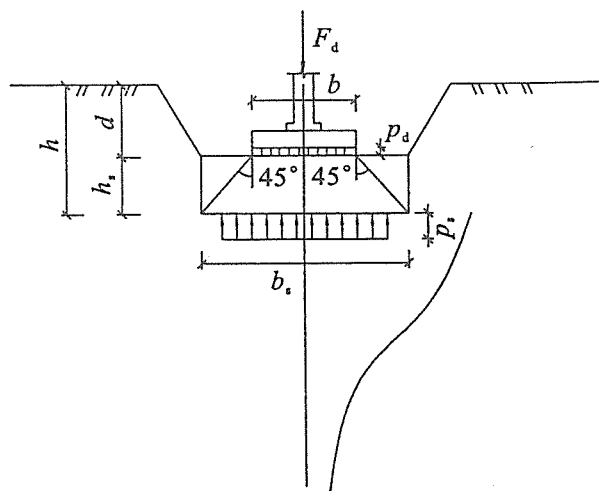


图 4.2.1 垫层计算用符号图示

4.2.2 砂(或砂石)、碎石、粉质黏土、灰土、干渣、粉煤灰垫层等的厚度应根据垫层下土层的承载力确定,并按下式计算:

$$p_s = (\alpha p_d + \gamma_s h_s) \leq f_d \quad (4.2.2)$$

式中 p_s ——垫层底面处的压力设计值(kPa);

α ——基底有效压力扩散系数,当 $h_s \leq 0.5b$ 时,按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 查得的应力系数确定;当 $h_s > 0.5b$ 时,条形基础

$$\alpha = \frac{b}{b+h_s}, \text{ 矩形基础 } \alpha = \frac{l-b}{(l+h_s)(b+h_s)}$$

p_d ——基底平均压力设计值(kPa), $p_d = \frac{F_d + G_d}{A}$;

F_d ——作用分项系数均取 1.0 的上部结构传至基础顶面的竖向力设计值(kN);

G_d ——分项系数均取 1.0 的基础自重和基础上覆土重的

设计值(kN),基础材料和上覆土的混合重度取 20kN/m^3 (地下水位以下取浮重度);

A ——基础底面积(m^2);

γ_s ——垫层的重度(地下水位以下取浮重度)(kN/m^3);

f_d ——垫层底面下土层的地基承载力设计值(kPa),按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定确定。

4.2.3 垫层厚度尚应结合工程的变形要求及施工可能性决定,除聚苯乙烯板块(EPS)等轻质材料垫层外,不宜大于 3m。作为基础持力层的垫层厚度不宜小于 1m。

4.2.4 垫层的承载力设计 $f_{sp,d}$ 值宜通过现场试验确定。当无试验资料时,在满足本规范第 4.2.11 条和第 4.4 节质量检验要求的质量标准后,可按表 4.2.4 选用。

表 4.2.4 $f_{sp,d}$ 、 E_s 值

垫层材料	$f_{sp,d}$ (kPa)	E_s (MPa)
砂(或砂石)垫层	150~200	20~30
干渣垫层	250~400	25~40
粉煤灰垫层	120~200	8~20
灰土垫层	200~250	—

注:1. 上海市各电厂粉煤灰均可作为填筑材料;

2. 以上粉煤灰垫层已考虑浸水强度降低的因素。

4.2.5 垫层地基的沉降由垫层自身压缩和下卧土层变形两部分构成。垫层的压缩模量宜通过现场试验确定。当无试验资料时,在满足本规范第 4.2.11 条和第 4.4 节质量检验要求的质量标准后,可按表 4.2.4 选用。

有关沉降计算和地基容许变形值,均按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 的有关规定计算。

4.2.6 砂垫层材料应选用级配良好的中、粗砂,含泥量应不超过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50mm。

4.2.7 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。用于垫层的干渣技术条件应符合表4.2.7规定。干渣不得用于易受酸、碱影响的区域。大量填筑干渣时,应考虑对地下水和土体的环境影响。干渣用于建筑物垫层时,尚应满足放射性安全标准。

表 4.2.7 干渣技术条件

项 目	质 量 检 验
稳定性	合格
松散密度(t/m ³)	≥1.1
泥土与有机杂质含量	≤5%

4.2.8 粉煤灰最大干密度 ρ_{dmax} 和最优含水量 w_{op} 在设计、施工前应按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 轻型击实试验法测定。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。在需绿化的粉煤灰填筑区,宜覆土300mm~500mm,且选择耐碱、耐硼树木作为先锋植物进行过渡。

4.2.9 粉质黏土土料中有机质含量不应超过5%,亦不得含有膨胀土。当含有碎石时,其粒径不宜大于50mm。

4.2.10 灰土垫层体积配合比宜为2:8或3:7。土料宜用粉质黏土,不宜使用块状黏土和砂质粉土,不得含有松软杂质,并应过筛,其颗粒不应大于15mm。石灰宜用新鲜的消石灰,其颗粒不应

大于5mm。

4.2.11 垫层应以密实度指标作为分层压实质量控制标准,宜按下列要求执行:

1 控制砂垫层的干密度:中砂 $\rho_d \geq 1.6t/m^3$,粗砂 $\rho_d \geq 1.7t/m^3$;

2 干渣垫层表面应坚实、平整、无明显软陷,同一测点前后二次的压陷差应小于2mm;

3 粉煤灰垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.90 \sim 0.95$;

4 粉质黏土垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.94 \sim 0.97$;

5 灰土垫层的压实系数 $\lambda_c \geq 0.95$ 。

当采用轻型击实试验时,压实系数 λ_c 宜取高值,采用重型击实试验时,压实系数 λ_c 可取低值。

4.2.12 由分层铺设的土工合成材料与地基土构成加筋垫层,所用土工合成材料的品种与性能及填料的土类应根据工程特性和地基土条件,按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB50290 的要求,通过设计并进行现场试验后确定。

作为加筋的土工合成材料应采用抗拉强度较高、受力时伸长率不应大于4%~5%、耐久性好、抗腐蚀的土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料;垫层填料宜用碎石、角砾、砾砂、粗砂、中砂或粉质黏土等材料。当工程要求垫层具有排水功能时,垫层材料应具有良好的透水性。

在软土地基上使用加筋垫层时,应保证建筑稳定并满足允许变形的要求。

4.2.13 土工合成材料指标包括其本身的特性指标和与土相互作用指标。设计指标宜模拟工程实际条件、按有关标准的规定进行测试,并应分析工程实际环境对指标测定值的影响;对重要工

程尚应进行现场试验。

4.2.14 土工合成材料加筋垫层设计应包括下列内容：

- 1 加筋垫层地基的承载力和沉降验算；
- 2 垫层筋材被切断及不被切断的地基整体稳定验算；
- 3 软土地基平面侧向滑动稳定性验算：包括沿筋材顶面滑动，沿薄层软土层底面滑动以及筋材下薄层软土被挤出验算；
- 4 筋材抗拉强度设计计算；
- 5 筋材抗拔稳定性设计计算；
- 6 加筋垫层构造设计。

土工合成材料加筋垫层验算方法应符合国家现行有关地基设计标准、规范的规定。

4.2.15 土工合成材料加筋垫层的构造应符合以下要求：

- 1 在软土上宜先铺砂垫层，再覆盖筋材；
- 2 砂垫层厚度在陆上施工时不应小于 200mm，水下施工时不应小于 500mm；
- 3 垫层材料宜采用中、粗砂，含泥量不应大于 5%。

4.2.16 聚苯乙烯板块(EPS)可作为填筑工程、拓宽路堤、桥头路堤连接部位、挡墙结构或护岸结构墙背等的轻质填筑料。聚苯乙烯板块(EPS)垫层设计时应选择适用的聚苯乙烯板块块体，确定合理的设计断面、结构形式与尺寸。设计时，应考虑下列荷载：聚苯乙烯板块块体自重；上覆稳定层、路基、路面荷载；土压力与水压力；车辆静(动)荷载；其它荷载(冲击力等)。

4.2.17 作用于聚苯乙烯板块(EPS)块体的竖向应力值应满足聚苯乙烯板块强度的要求，应验算聚苯乙烯板块垫层基底的承载力和稳定性。当设计工程中的聚苯乙烯板块块体铺设在地下水以下或可能受洪水淹没时，应进行抗浮验算。聚苯乙烯板块上路

面或填土结构的设计与计算，可参考现行公路路面设计规范进行。

4.2.18 聚苯乙烯板块(EPS)垫层的构造设计应包括聚苯乙烯板块块体之间的联结件、护坡、钢筋混凝土板等。

4.2.19 冲击碾压作为浅层压实方法可用于地基冲击碾压、土石混填或填石路基分层碾压、路基冲击增强补压、旧砂石(沥青)路面冲压和旧水泥混凝土路面冲压等。应通过试验工程确定其相关参数，必要时宜结合降水联合进行。

4.3 施工

4.3.1 垫层的施工方法及分层铺垫厚度、每层压实(振捣)遍数、施工机械性能等技术参数宜通过现场试验确定。

4.3.2 填筑材料严禁混入垃圾，含草皮、生活垃圾、树根、腐殖质的土严禁作为填料。填筑前应清除杂草、树根等杂物以及表层耕土；在明(暗)浜、水槽、水田地区还应清除淤泥及腐殖土。

4.3.3 泥炭、淤泥、淤泥质土、有机质土及易溶盐超过允许含量的土，及液限大于 50%、塑性指数大于 26、不适宜直接压实的细粒土，不得直接用于填筑材料。需使用时，必须采取技术措施进行处理，经检验满足设计要求后方可使用。

4.3.4 应防止地表水和地下水渗流入填筑区，并应排除积水。不得在浸水条件下施工换填垫层，必要时应采用降低地下水位等处理措施或施工工艺。

4.3.5 垫层施工应根据不同的换填材料选择施工机械。

砂垫层施工宜采用平板振动器分层振实，第一分层(底层)松砂铺设厚度宜为 150mm~200mm，应小心夯实并防止扰动坑底原状土。其余每层虚铺厚度可取 200mm~250mm。

干渣垫层小面积施工宜采用平板振动器分层振实,每层虚铺厚度宜为 200mm~250mm;大面积施工宜采用压路机、推土机或振动压路机分层碾压,每层虚铺厚度宜不大于 350mm,单位面积振动时间应不少于 60s。

粉煤灰垫层宜采用平板振动器、蛙式打夯机、压路机和振动压路机等分层压实,每层虚铺厚度宜取 200mm~300mm,压实厚度宜取 150mm~200mm。

粉质黏土、灰土宜采用平碾、振动碾或羊足碾等分层碾压,中小型工程也可采用蛙式夯、柴油夯等分层夯实,每层虚铺厚度宜取 200mm~300mm。

4.3.6 开挖基坑时应避免坑底土层扰动,可保留 200mm 厚土层暂不挖去,待铺填垫层前再挖至设计标高,如有浮土必须清除。当坑底为软土时,应在与土面接触处铺一层细砂或土工织物起反滤作用,其厚度不计入垫层设计厚度内。

4.3.7 应妥善保护基坑边坡稳定,防止土坍塌混入垫层中。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。应避免坑边上方明排水或坑壁旧管道残留水倒灌入基坑。

4.3.8 干渣垫层小面积铺填时可用 8mm~40mm 与 40mm~60mm 的分级干渣或 0mm~60mm 的混合干渣;大面积铺填时,可采用混合干渣或原状干渣,原状干渣最大粒径应不大于 200mm 或不大于碾压分层虚铺厚度的三分之二。

4.3.9 粉煤灰垫层施工应符合以下要求:

1 对过湿的粉煤灰应沥干装运,装运时含水量宜为 15%~25%。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;

2 粉煤灰垫层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;

3 粉煤灰垫层施工时宜当天铺筑压实。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, $\text{pH}=6\sim 9$;

4 粉煤灰垫层施工最低气温应不得低于 0°C ,以防粉煤灰含水冻胀;

5 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。

4.3.10 施工控制含水量宜采用垫层材料的最优含水量 w_{op} 。粉质黏土和灰土垫层土料的施工含水量宜控制在最优含水量 $w_{\text{op}} \pm 2\%$ 范围内,粉煤灰垫层的施工含水量宜控制在 $w_{\text{op}} \pm 4\%$ 范围内。最优含水量宜通过击实试验确定,也可根据经验取用。

4.3.11 粉质黏土及灰土垫层分段施工时,不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝。上下两层的缝距应不小于 500mm。接缝处应夯压密实。灰土应拌和均匀并应当日铺填夯压。灰土夯压密实 3d 内不得受水浸泡。

4.3.12 土工合成材料垫层施工应符合以下要求:

1 筋材在铺设时,应将强度高的方向置于垂直于路堤、堤坝轴线方向;

2 筋材之间的连接应牢固。在受力方向连接处的强度不得低于材料设计抗拉强度;

3 筋材铺设不允许有褶皱,应用人工拉紧,必要时可采用插钉等措施固定土工合成材料于填土层表面;

4 加筋垫层施工应将筋材定位;

5 铺设筋材的土层表面应平整,表面严禁有碎、块石等坚硬

凸出物;在距土工合成材料层 80mm 以内的路堤填料,其最大粒径不得大于 60mm;

6 填料应分层摊铺、分层碾压,所选填料及其压实度应满足设计规定的要求。软弱地基上填土应按设计要求进行;

7 土工合成材料摊铺以后应及时填筑填料,间隔时间不应超过 48h;

8 回填填料时,应按先两侧后中央的顺序分层回填,并应控制施工速率。

4.3.13 聚苯乙烯板块(EPS)垫层施工应符合以下要求:

1 聚苯乙烯板块块体在工地堆放时,应采取防火、防风、防雨水滞留、防有机溶剂及石油类油剂侵蚀等保护措施,并应避免强阳光直接照射;

2 施工基层应厚度均匀、密实且保持干燥,宽度宜超过路基边缘 0.5m~1.0m;

3 非标准尺寸聚苯乙烯板块块体宜在生产车间加工。现场加工时,宜用电热丝进行切割;

4 聚苯乙烯板块块体应逐层错缝铺设。允许偏差范围内的缝隙或高差,可用砂或无收缩水泥砂浆找平;

5 严禁重型机械直接在聚苯乙烯板块块体上行驶;与其它填料路基或原路基的接头处,聚苯乙烯板块块体应呈台阶状铺设;块体之间的联结应牢固,联结件应进行防锈处理;

6 聚苯乙烯板块块体顶面的钢筋混凝土薄板、土工膜或土工织物等,应覆盖全部聚苯乙烯板块块体,并向土质护坡延伸 0.5m~1.0m,土质护坡坡面法向厚度应不小于 0.25m。

4.3.14 冲击碾压法施工应符合以下要求:

1 施工应根据具体的地形地貌、土质条件、等级、工期要求

等因素综合确定,施工前应进行试验段工程;

2 铺筑试验段应达到以下目的:确认合适的冲击压路机型号;检验冲击碾压的预期效果;确定合适的施工工艺、质量检测方法以及合理的质量控制标准;

3 冲击碾压宽度不宜小于 6m,工作面较窄时需设置转弯车道;冲压最短直线距离不宜少于 100m,冲压边角及转弯区域应采用其它措施压实;

4 当细粒土含量大于等于 50%时,冲击碾压时的含水量 w 宜控制在: $(w_{op}-4\%) \leq w \leq (w_{op}+2\%)$;当细粒土含量小于 50%时,含水量 w 宜控制在: $(w_{op}-3\%) \leq w \leq (w_{op}+2\%)$;含水量超出以上范围时,需经试验论证确定控制范围;

5 土质填料压实系数应不小于 0.90;

6 地下水位应控制到碾压面以下 1.5m;

7 施工应考虑对居民、建筑物等周围环境可能带来的影响,并采取相应的减振隔振措施;

8 施工应制订相关安全保障措施,杜绝违章施工,做到安全生产。

4.3.15 垫层竣工验收合格后,应及时进行基础施工与基坑回填。

4.4 质量检验

4.4.1 垫层质量检验应包括施工质量检验和竣工验收检验。垫层施工时应有专人随时检查,垫层的施工质量检验应分层进行,每完成一道工序应按设计要求及时验收,合格后,方可进行下道工序。

4.4.2 对粉质黏土、灰土、粉煤灰和砂石垫层施工质量检验可选

用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验;对砂石、干渣垫层可用重型动力触探检验。并均应通过现场试验以设计密实度指标所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。密实度指标也可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其它方法检验。

4.4.3 测点布置应符合下列要求:

1 整片垫层:面积不大于 300m^2 时,环刀法应每 $30\text{m}^2 \sim 50\text{m}^2$ 布置一个,贯入法应每 $10\text{m}^2 \sim 15\text{m}^2$ 布置一个;面积大于 300m^2 时,环刀法应每 $50\text{m}^2 \sim 100\text{m}^2$ 布置一个,贯入法应每 $20\text{m}^2 \sim 30\text{m}^2$ 布置一个;

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

3 单独基础下垫层:应参照整片垫层要求,且试验点应不少于二个。

4.4.4 土工合成材料应具有经国家或部门认可的测试单位的测试报告。材料进场时,应进行抽检。

4.4.5 土工合成材料垫层施工质量监督的主要内容应包括清基、材料铺放方向、材料的接缝或搭接、材料与结构物的连接、回填料及其压实度、压重和保护层等。

4.4.6 在施工聚苯乙烯板块(EPS)垫层时,应先对所选用的聚苯乙烯板块材料按设计要求进行密度、强度、自灭性指标、几何尺寸及平整度等指标进行测定。

4.4.7 聚苯乙烯板块(EPS)垫层施工过程中应进行现场监测,监测内容包括路堤、边坡及地基的变形、沉降和稳定性动态,布置测点应根据工程特点及设计要求,选择反映工程稳定性和变形比较敏感的地段布置多个监测断面,分别在路堤中心线及左右两侧路

堤下的关键部位布置监测点。对于重要工程或地质条件情况比较复杂的路段,可在断面上其他位置增设监测点。

4.4.8 冲击碾压法垫层宜进行沉降量、压实度、土的物理力学参数、层厚、弯沉、破碎状况等的监测和检测。

4.4.9 换填结束后,应按工程的要求进行垫层的竣工验收检验,检验方式可通过载荷试验并结合静力触探试验、轻便触探试验或标准贯入试验等进行。载荷试验应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 中地基处理检测要点执行。每个单体工程载荷试验不应少于 3 点,大型工程可按单体工程的数量或面积确定检验点数。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。

5 预压法

5.1 一般规定

5.1.1 预压法分为堆载预压和真空预压两类,适用于淤泥质土、淤泥、冲填土、素填土等软弱地基,真空预压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弱地基。预压法可用于油罐地基、堆场、道路、机场、港区陆域、大面积填土等工程。

5.1.2 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情况,应通过土工试验确定土的固结系数(对真空预压法,如有条件应测定负压下的固结系数)、孔隙比与固结压力关系曲线、抗剪强度和先期固结压力等指标,同时应布置现场十字板试验和静力触探试验。必要时应通过现场试验测定固结系数。

5.1.3 对主要以沉降控制的工程,当地基土经预压所完成的变形量和平均固结度符合设计要求时,方可卸载。对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的工程,当地基土经预压而增长的强度满足设计地基承载力或稳定性要求时,方可卸载。

5.1.4 对沉降和不均匀沉降要求控制严格及地基承载力和稳定性要求较高的工程,或为了缩短预压时间,可采用超载预压法加固。

5.1.5 对重要工程,应预先在现场进行预压试验工程,在预压过程中应进行沉降、侧向位移、孔隙水压力监测,并根据固结情况进行十字板试验和静力触探试验,据此检查和分析加固效果,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。

5.2 设计

(I)堆载预压法

5.2.1 对深厚软黏土地基,应设置塑料排水带或砂井等竖向排水体。当软土层厚度小于 5.0m 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。

5.2.2 堆载预压法处理地基的设计应包括以下内容:

1 选择竖向排水体,确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度;确定水平向排水体的布置、厚度和材料,水平排水体必须具有良好的透水性;

2 确定堆载材料、预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率、预压时间和卸载标准;

3 计算地基土的变形、固结度、强度增长和抗滑稳定性;

4 提出监测要求和目的,确定监测项目、监测设备、监测方法、控制标准、测点布置和数量。

5.2.3 预压荷载大小应根据设计要求确定,可与工程的设计荷载相同。对于采用超载预压法处理的工程,超载量大小应根据预压时间内要求完成的变形量或达到的承载力和稳定性通过计算确定,并宜使预压荷载下受压土层各点的有效附加应力大于上部荷载引起的相应点的附加应力。

预压荷载的顶面范围应大于工程应处理的范围。

加载速率应根据地基土的强度确定。当天然地基土的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时,可一次性加载,否则应分级逐渐加载,待前期预压荷载下地基土的强度增长满足下一级荷载下地基的稳定性要求时方可加载。

5.2.4 竖向排水体有普通砂井、袋装砂井和塑料排水带,普通砂

井直径不宜小于 200mm,袋装砂井直径不宜小于 70mm,塑料排水带的宽度不宜小于 100mm,厚度不宜小于 3.5mm,其当量直径可按下式进行计算:

$$d_p = \alpha \frac{2b + \delta}{\pi} \quad (5.2.4)$$

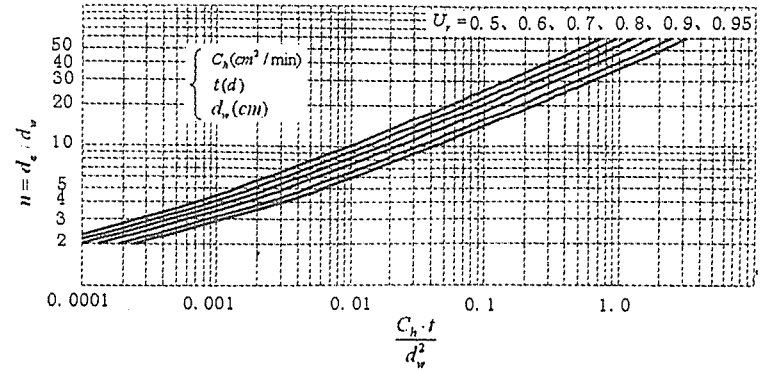
式中 d_p ——塑料排水带当量直径(mm);
 α ——换算系数,无试验资料时可取 $\alpha=0.75\sim 1.00$;
 b ——塑料排水带宽度(mm);
 δ ——塑料排水带厚度(mm)。

5.2.5 竖向排水体的孔位可采用等边三角形或正方形布置。一根竖向排水体等效影响圆的直径 d_e 和竖向排水体间距 s 的关系为:

$$\text{等边三角形布置} \quad d_e = 1.05s \quad (5.2.5-1)$$

$$\text{正方形布置} \quad d_e = 1.13s \quad (5.2.5-2)$$

5.2.6 在竖向排水体直径 d_w 确定后,可根据土的水平向排水固结系数 c_h 和预定时间 t 内设计要求达到的土的径向固结度 U_r 由图 5.2.6 查得井径比 $n(n=d_e/d_w)$ 值,从而求得 d_e 值,然后根据本规范第 5.2.5 条确定竖向排水体间距 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。



注:图中曲线依次代表 $U_r=0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9$ 和 0.95 的情况(从左至右)。

图 5.2.6 $n \sim \frac{c_h \cdot t}{d_w^2}$ 曲线

5.2.7 竖向排水体的深度应根据工程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,竖向排水体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,竖向排水体宜贯穿压缩土层;对压缩土层较深,竖向排水体的深度根据限定时间内应消除的沉降量确定。

5.2.8 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下式进行计算:

$$U_t = \sum_1^n \frac{q_n}{\sum \Delta p} \left[(T_n - T_{n-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta} \cdot (e^{\beta T_n} - e^{\beta T_{n-1}}) \right] \quad (5.2.8)$$

式中 U_t —— t 时间地基的平均固结度(%);

q_n ——各级等速加载的加载速率(kPa/d);

$\Sigma \Delta p$ —— 各级等速加载的累加值(kPa);
 T_{n-1}, T_n —— 分别为各级等速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 5.2.8 采用。

J —— 涂抹因子, $J = \ln(s) \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right)$;

G —— 井阻因子,与竖向排水通水能力有关, $G = \frac{\pi^2 k_h H^2}{4q_w}$;

表 5.2.8 α, β 值

排水固结参数		径向排水	竖向排水 $\bar{U}_z > 30\%$	竖向和径向组合三维排水 (竖向排水体贯穿压缩土层)
β	理想井	$\beta_r = \frac{8c_h}{F_n d_s^2}$	$\beta_z = \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\beta_r + \beta_z$
	非理想井	$\beta_r = \frac{8c_h}{(F_n + J + \pi G) d_s^2}$		
α		1	$8/\pi^2$	$8/\pi^2$

注:理想井为不考虑井阻和涂抹对固结影响的情况;非理想井为考虑井阻和涂抹作用的情况;

表中 β_r, β_z 分别为径向和竖向固结指数。

s —— 涂抹比,涂抹区直径 d_s 与竖向排水体直径 d_w 的比值,可取 $s = 2.0 \sim 3.0$,对中等灵敏度取低值,对高等灵敏度取高值;

c_h, c_v —— 地基土的径向、竖向排水固结系数(mm^2/s);

\bar{U}_z —— 双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层的平均固结度(%);当固结应力不均匀分布时,单面排水土层的平均固结度计算见条文说明;

H —— 固结土层竖向渗流的最大距离(mm),单面排水时, H 取软土层的厚度,双面排水时, H 取两排水面间土层厚度之半;

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

k_s —— 涂抹区土的水平向渗透系数(mm/s), $k_s = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{3} \right)$

k_h ;

k_h —— 天然区土的水平向渗透系数(mm/s);

q_w —— 竖向排水体的通水能力(mm^3/s)。

5.2.9 竖向排水体未贯穿压缩土层时的地基固结度可按式进行计算:

$$\bar{U} = Q\bar{U}_z + (1-Q)\bar{U}_z \quad (5.2.9)$$

式中 \bar{U}_z —— 插入竖向排水体土层的平均固结度(%);

\bar{U}_z —— 插入竖向排水体以下土层的平均固结度(%);

$$Q = \frac{A_1}{A_1 + A_2}$$

A_1 —— 插入竖向排水体土层承受的附加应力分布曲线包围的面积(mm^2);

A_2 —— 插入竖向排水体以下土层承受的附加应力分布曲线包围的面积(mm^2);

当附加应力不随深度变化,则

$$Q = \frac{H_1}{H_1 + H_2}$$

H_1 —— 插入竖向排水体土层的厚度(mm);

H_2 —— 插入竖向排水体以下土层的厚度(mm)。

5.2.10 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计算时,应选用非理想井的参数,若选用理想井的参数,应乘以 0.80~0.95 的折减系数。

5.2.11 预压荷载下,软土地基中某点任意时间的抗剪强度可按下式进行计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{fo} + \eta \Delta \tau_{fc} \quad (5.2.11-1)$$

$$\text{对欠固结土} \quad \Delta \tau_{fc} = (\Delta \sigma_z + u_o) U_t \text{tg} \varphi_{cu} \quad (5.2.11-2)$$

$$\text{对正常固结土} \quad \Delta \tau_{fc} = \Delta \sigma_z U_t \text{tg} \varphi_{cu} \quad (5.2.11-3)$$

$$\text{对超固结土} \quad \Delta \tau_{fc} = (\Delta \sigma_z - \sigma_c) U_t \text{tg} \varphi_{cu} \quad (5.2.11-4)$$

式中 τ_{ft} —— t 时刻地基中某点土的抗剪强度(kPa);

τ_{fo} ——地基土的天然抗剪强度,由十字板剪切试验测定(kPa);

$\Delta \tau_{fc}$ ——该点土由于固结而增长的抗剪强度(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_{cu} ——三轴固结不排水剪试验求得的土的内摩擦角(°);

η ——土体由于剪切蠕动等因素而引起强度衰减的折减系数,可取 0.90~0.95,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), $u_o = \sigma_s - p_c$;

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

p_c ——先期固结压力(kPa);

σ_s ——现有自重压力(kPa)。

5.2.12 预压荷载下地基的最终竖向变形量可按式进行计算:

$$s_f = \psi_s s_c \quad (5.2.12-1)$$

$$s_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{fi}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (5.2.12-2)$$

式中 s_c ——单向压缩分层总和法计算的竖向变形量;

s_f ——最终竖向变形量(m);

e_{oi} ——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_{fi} ——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 ——变形计算经验系数,可取 $\psi_s = 1.1 \sim 1.4$ 。荷载较大,地基土较弱时取较大值,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,对于超固结土,可取附加压力小于超固结压力 ($p_c - \sigma_s$) 的深度作为压缩层的界限。

5.2.13 预压处理地基必须在地表铺设排水砂垫层,其厚度应根据保证加固全过程垫层排水的有效性确定,陆地上宜大于 0.5m,处于水下时宜大于 0.8m。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 50mm 的砾石。砂垫层的干密度应大于 $1.5 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$,其渗透系数宜大于 $1 \times 10^{-1} \text{ mm/s}$ 。预压区中心部位砂垫层底标高应高于周边的砂垫层底标高,其差值应根据中心和周边的差异沉降来决定。

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。

5.2.14 砂井的砂料宜用中砂或粗砂,渗透系数宜大于 1×10^{-1}

mm/s, 含泥量应小于 3%。

(II) 真空预压

5.2.15 真空预压处理地基的设计应包括以下内容:

- 1 选择竖向排水体, 确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度;
- 2 确定真空预压范围、分区大小、真空预压工艺、预压时间;
- 3 确定水平排水垫层的厚度、真空排水管(主管和滤管)的布置和间距, 抽真空设备的数量和布置;
- 4 计算地基的固结度和强度增长;
- 5 当处理区有透水、透气层时, 应采取密封处理;
- 6 提出监测要求和目的, 确定监测项目、监测设备、监测方法、控制标准、测点布置。

5.2.16 真空预压处理地基时, 膜下真空度应稳定在 600mmHg 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工程, 可采用真空—堆载联合预压法, 堆载的大小应为工程设计要求的荷载减去稳定真空度相当的等效荷载, 堆载材料可为土、砂、石或水。

5.2.17 竖向排水体可采用袋装砂井或塑料排水带, 其规格、排列方式、间距、深度等的确定应满足本规范第 5.2.4 条~5.2.7 条的规定。

5.2.18 真空预压时, 地表铺设砂垫层的厚度和对砂料的要求应满足本规范第 5.2.13 条的规定, 砂井的砂料要求应满足本规范第 5.2.14 条的规定。

5.2.19 考虑井阻和涂抹作用的真空预压地基平均固结度可按下式进行计算:

地基某一深度的固结度:

$$U_{\text{rat}} = U_{\text{rt}} + U_{\text{zt}} - U_{\text{rt}} \cdot U_{\text{zt}} \quad (5.2.19-1)$$

整个地基的平均固结度:

$$\bar{U}_{\text{rat}} = \bar{U}_{\text{rt}} + \bar{U}_{\text{zt}} - \bar{U}_{\text{rt}} \cdot \bar{U}_{\text{zt}} \quad (5.2.19-2)$$

其中
$$U_{\text{rt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot z}{H} \cdot e^{-\beta_t t} \quad (5.2.19-3)$$

$$U_{\text{zt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \sin \frac{M \cdot z}{H} \cdot e^{-\frac{M^2}{H^2} c_v t} \quad (5.2.19-4)$$

$$\bar{U}_{\text{rt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\beta_t t} \quad (5.2.19-5)$$

$$\bar{U}_{\text{zt}} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-\frac{M^2}{H^2} c_v t} \quad (5.2.19-6)$$

$$M = \frac{2m+1}{2} \pi, m=0, 1, 2, 3, \dots \quad (5.2.19-7)$$

$$\beta_t = \frac{\lambda M^2}{\rho^2 H^2 + M^2} \quad (5.2.19-8)$$

$$\lambda = \frac{8c_h}{d_c^2 \cdot F_a} \quad (5.2.19-9)$$

$$\rho^2 = \frac{8k_h(n^2-1)}{k_w \cdot d_c^2 \cdot F_a} \quad (5.2.19-10)$$

$$F_a = \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k_h}{k_s} \ln s - \frac{3}{4} \right) \frac{n^2}{n^2-1} + \frac{s^2}{n^2-1} \left(1 - \frac{k_h}{k_s} \right) \left(1 - \frac{s^2}{4n^2} \right) + \frac{k_h}{k_s} \cdot \frac{1}{n^2-1} \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \quad (5.2.19-11)$$

$$n = \frac{r_c}{r_w}, s = \frac{r_s}{r_w} \quad (5.2.19-12)$$

式中 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_e —— 袋装砂井或塑料排水带的等效影响圆直径(mm);
- r_s —— 涂抹区半径(mm);
- r_e —— 袋装砂井或塑料排水带的等效影响圆半径(mm);
- r_w —— 袋装砂井或塑料排水带的当量半径(mm);
- k_w —— 袋装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 $k_s = k_h$,

$$s=1。此时 F_a = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2}。$$

- 5.2.20 真空预压下地基中某点任意时间的抗剪强度可按本规范第 5.2.11 条进行计算,计算时 $\eta=1$ 。
- 5.2.21 真空预压下地基的最终竖向变形量可按本规范第 5.2.12 条进行计算,计算时 $\psi_s=0.6\sim 0.9$,真空一堆载联合预压以真空为主时, $\psi_s=0.9$ 。
- 5.2.22 真空预压的总面积应大于工程应处理的面积,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,真空预压的边缘比工程应处理的范围每边宜超出 2m~3m。
- 5.2.23 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。
- 5.2.24 膜下真空滤管间距宜为 6m~9m,离薄膜边缘宜为 1.5m~3.0m,滤管应埋在砂垫层厚度的中部,滤管上下应有足够厚度的砂层,砂垫层的要求应满足本规范第 5.2.13 条的规定。

5.2.25 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。

5.2.26 真空预压时,抽真空设备的数量应根据加固面积和土层性能确定,一套设备可有效控制的面积为 1000m²~1500m²。若加固区透气性较大时应增加设备,600m²~800m² 即需要配备一套设备。

5.3 施工

(I) 堆载预压法

5.3.1 塑料排水带的性能指标必须符合设计要求。塑料排水带在现场应妥加保护,防止阳光照射、雨水浇淋、破损或污染,破损或污染的塑料排水带不得在工程中使用。

5.3.2 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 100mm。

5.3.3 塑料排水带和袋装砂井施工时,宜配置能检测其深度的设备。

5.3.4 袋装砂井和塑料排水带施工所用钢管内径宜略大于两者尺寸。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 500mm。回带的根数不宜超过总根数的 5%。

5.3.5 塑料排水带应有良好的透水性、强度和纵向通水量。整个排水带应反复对折 5 次不断裂才认为合格。塑料排水带施工所用套管应保证插入地基中的带子不扭曲。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 200mm。

5.3.6 对堆载预压工程,应根据设计要求分级逐渐加载。在加载过程中应每天进行竖向变形量、水平位移及孔隙水压力等项目的监测,且根据监测资料控制加载速率。竖向变形量每天不宜超过 10mm~15mm,水平位移每天不宜超过 4mm~7mm,孔隙水压力系数 $\Delta u/\Delta p$ 不宜大于 0.6,并且应根据上述监测资料综合分析、判断地基的稳定性。也可根据实际情况参照类似工程调整上述控制值。

(II)真空预压法

5.3.7 真空预压的施工应按如下顺序进行:

- 1 铺设排水垫层;
- 2 设置竖向排水体;
- 3 在排水垫层中埋设滤管;
- 4 在加固区边缘挖沟;
- 5 铺膜、填沟、安装并连接抽气管道和射流泵;
- 6 检验密封情况并进行试抽;
- 7 确认一切正常后正式抽真空。

5.3.8 应根据场地大小、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。

5.3.9 竖向排水体施工质量要求应满足本规范第 5.3.2 条~第 5.3.4 条的规定。

5.3.10 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵,空抽时必须达到 95kPa 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射流真空泵。

5.3.11 真空管路的连接点应严格进行密封,在真空管路中应设置止回阀和闸阀。

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,滤水管布置宜形成回路。滤水管应设在排水砂垫层中,其上覆盖厚度 100mm~200mm 的砂层。滤水管可采用钢管或塑料管,外包尼龙纱、土工织物或棕皮等滤水材料,滤水管之间的连接宜用柔性接头。

5.3.12 密封膜应采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺能力强的不透水材料。密封膜热合黏结时宜用两条膜的热合黏结缝平搭接,搭接宽度应大于 15mm。

密封膜的厚度宜为 0.12mm~0.16mm,可铺设二层或三层,覆盖膜周边可采用挖沟折铺、平铺并用黏土压边、围埝沟内覆水以及膜上全面覆水等方法进行密封。当处理区有充足水源补给的透水层和有明显露头的透气层时,应采用封闭式截水墙(如水泥土搅拌桩或黏土搅拌桩)形成防水帷幕等方法以隔断透水层。

5.3.13 真空预压区在铺密封膜前,应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。铺膜应选择在无风无雨天气一次铺完,铺设好的薄膜应及时用重物压好。每层膜铺好后,应认真检查及时补洞,待其符合要求后,再铺下一层。

5.3.14 采用真空一堆载联合预压时,先进行抽真空,当真空压力达到设计要求并稳定后再进行堆载,并继续抽真空,堆载时需在膜上铺放编织布等保护材料。当堆载较大,出现向加固区外位移和正孔隙水压力时,必须控制堆载速率。

5.3.15 施工现场必须保证连续供电。真空度可一次抽真空至最大,当连续 5d 实测沉降速率不大于 2mm/d,或取得数据满足工

程要求时,可停止抽真空。

5.3.16 真空预压施工期间应进行真空度、地面沉降、深层竖向变形、孔隙水压力等项目的监测。真空预压加固区周边有建筑物时,还应进行深层侧向位移和地表边桩位移监测。

5.4 质量检验

5.4.1 施工过程的质量检验和监测应包括以下内容:

- 1 应按设计要求检验预压区地面的标高和地表清理工作;
- 2 竖向排水体施工质量监测,包括材料质量、允许偏差、垂直度等;砂井或袋装砂井的砂料必须取样进行颗粒分析和渗透性试验;塑料排水带必须现场随机取样送往实验室进行纵向通水量、复合体抗拉强度、渗膜抗拉强度、渗透系数和等效直径等方面的试验;
- 3 水平排水体砂料质量检验要求同上,按施工分区进行检验单元划分,或以每 10000m² 的加固面积为一检验单元,每一检验单元的砂料检验数量应不少于 3 组;
- 4 对有密实度要求的垫层,应按设计要求进行现场密实度检验;
- 5 堆载分级荷载的高度偏差不应大于本级荷载折算高度的 5%,最终堆载高度不应小于设计总荷载的折算高度;
- 6 堆载分级堆高结束后应在现场进行堆料的重度检验,检验数量宜为每 1000m² 一组,每组 3 个点;
- 7 堆载高度应采用水准仪检查,每 25m² 宜设一个点。卸载时应观测地基的回弹情况;
- 8 真空预压法尚应进行膜下真空度和地下水位的量测。

5.4.2 竣工验收检验应符合下列规定:

- 1 预压后消除的竖向变形和平均固结度应满足设计要求;
- 2 应对预压的地基土进行原位十字板剪切试验、静力触探试验和室内土工试验。必要时进行现场载荷试验,试验数量不应少于 3 点。
- 5.4.3 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,对加载不同阶段和真空预压法在抽真空结束后进行原位十字板剪切试验、静力触探试验和取土进行室内试验。
- 5.4.4 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,分析处理效果并为确定卸载时间提供依据。

6 强夯法

6.1 一般规定

6.1.1 强夯法适用于处理砂土、素填土、杂填土与粉性土。在粉性土和黏性土地层中,且对变形控制要求不严的工程可采用强夯置换法,但施工前必须通过现场试验确定其适用性和加固效果。对于饱和夹砂黏性土地层,可采用降水联合低能级强夯法。

强夯法(包括强夯置换法、降水联合强夯法)可用于机场跑道、码头堆场、油罐、贮仓等空旷场地的工程。

6.1.2 强夯施工前,应在施工现场有代表性的场地上进行试验性施工,确定其适用性、加固效果和施工工艺。试验区数量应根据场地复杂程度、工程规模、工程类型及施工工艺等确定。

6.1.3 强夯施工场地应平整,并能承受夯击机械的重力;施工前,应查明施工区周围及场地范围内需保护的建筑物、地下构筑物、挡土墙和地下管线等的位置及标高等,并采取减震沟等必要的减震隔振措施。

6.1.4 强夯法地基处理过程中应做到动态化设计和信息化施工。

6.2 设计

6.2.1 强夯法设计应包括下列内容:主夯能级、夯点间距及布置、单点夯击数、夯击遍数、前后两遍夯击间歇时间和夯击范围等。

6.2.2 有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定,初步设

计时可按公式进行估算:

$$h = \alpha \sqrt{W \cdot H} \quad (6.2.2)$$

式中 h —— 有效加固深度(m);

W —— 锤的质量(t);

H —— 有效落距(起吊后锤底至起夯面的高度)(m);

α —— 修正系数,可取 0.4~0.6。

6.2.3 强夯的主夯能级,应根据地基土类别、地下水位、结构类型、荷载大小和有效加固深度要求等因素综合考虑,宜通过现场试验确定。砂土等粗粒土地基可取 $1000\text{kN} \cdot \text{m} \sim 6000\text{kN} \cdot \text{m}$;黏性土等细粒土地基可取 $1000\text{kN} \cdot \text{m} \sim 3000\text{kN} \cdot \text{m}$ 。

6.2.4 强夯技术参数宜按下列情况确定:

1 夯点布置:宜根据基础底面形状、地基土情况和有效加固深度确定,可采用等腰三角形、正方形或其它布置形式;

2 夯点间距:宜根据建筑结构类型、需加固土层厚度和土质条件等因素综合(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 $5\text{m} \sim 7\text{m}$;对土层较薄的砂土或回填土,第一遍夯点间距宜为 $4\text{m} \sim 6\text{m}$;第二遍在第一遍中间插点夯;

3 单点夯击数:应根据需加固土层厚度、表层土质情况及使用要求确定。要求夯击时土层垂直压缩量最大,周边隆起量最小。粗粒土含量多、表层土较硬或使用荷载较大时,可取 $8 \sim 12$ 击;上覆粗粒料的软弱地基可取 $5 \sim 8$ 击;联合降排水措施处理软土时可取 $2 \sim 5$ 击。宜满足下列条件:

1) 最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值:当单击夯击能小于 $4000\text{kN} \cdot \text{m}$ 时为 50mm ,当单击夯击能为 $4000\text{kN} \cdot \text{m} \sim 6000\text{kN} \cdot \text{m}$ 时为 100mm ;

2) 夯坑周围地面不应发生过大的隆起;

3)不因夯坑过深而发生提锤困难;

4 前后两遍夯击间隔时间: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。对含水量高、软弱土层较厚、渗透性较差的黏性土和粉性土,间歇 7d~14d;对砂土、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土可连续夯击;

5 夯击遍数:应根据地基土的性质和使用要求确定,宜为 2~4 遍。压缩层厚度大、渗透系数小、含水量高时用大值,反之用小值。点夯后宜以低能量满夯 1~2 遍;

6 夯击范围:夯击范围应大于工程应处理的范围,每边夯锤中心超出的宽度宜为有效加固深度的 1/2,并不宜小于 3m。

6.2.5 根据初步确定的强夯参数,提出强夯试验方案,进行试夯。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后,对试夯场地进行检测,并与夯前测试数据进行对比,检验强夯效果,确定工程采用的各项工艺参数。当要求加固深度较大时,可采用分层强夯、设置竖向排水体、提高能级或结合其它地基处理方法。

6.2.6 强夯置换法设计应符合下列要求:

1 强夯置换墩材料宜采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的粗颗粒材料,粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%;

2 强夯置换墩的深度与土质条件、强夯置换能级、夯锤形状等有关,宜大于 7m,采用柱锤时不宜大于 10m。当软弱土层较薄时,强夯置换墩应穿透软弱层;当软弱土层深厚时,应按地基的允许变形值或地基的稳定要求确定;

3 墩位布置宜采用等腰三角形、正方形布置,或按基础形式布置。墩间距应根据变形要求和地基土的承载力特点选定,宜取

墩直径的 2~3 倍;

4 强夯置换单击夯击能量及夯击次数应根据现场试验确定;

5 强夯置换法试验方案的确定,应符合本规范第 6.2.5 条的规定。检测项目除进行现场载荷试验检测承载力和变形模量外,尚应采用超重型或重型动力触探等方法,检查置换墩长度及承载力与密度随深度的变化;

6 确定软黏性土中强夯置换墩地基承载力设计值时,可只考虑置换墩,不考虑桩间土的作用,其承载力应通过现场单墩载荷试验来确定。对饱和粉性土可按复合地基考虑,其承载力可通过现场单墩复合地基载荷试验确定。

6.2.7 降水联合低能级强夯法设计应符合下列要求:

1 降水联合低能级强夯法处理地基必须设置合理的降排水体系,包括降水系统和排水系统。降水系统宜采用真空井点系统,根据土性和加固深度布置井点管间距和埋设深度,在加固区以外 3m~4m 处设置外围封管并在施工期间不间断抽水;排水系统可采用施工区域四周挖明沟,并设置集水井;

2 降水深度及降水持续时间应根据土质条件和地基有效加固深度要求确定,并在降水施工期间对地下水位进行动态监测,严格控制强夯施工时地下水位达到规定的深度;

3 低能级强夯应采用“少击多遍,先轻后重”的原则进行施工,宜采用 2~4 遍进行夯击,单击夯击能可从 400kN·m 逐渐增大到 2000kN·m 以上。具体夯击工艺参数应通过试夯来确定;

4 每遍强夯间歇时间宜根据软土中超静孔隙水压力消散 80% 以上所需时间确定;

5 每遍夯点的夯击数可按下列要求确定:

1) 夯坑周围地面不应发生过大的隆起,距夯坑边 25cm 左右地面隆起超过 5cm 时,则应适当降低夯击能;

2) 第 n 击以后连续二次夯沉量比前一击更大,则单点击数定为 n 击;

3) 不因夯坑过深而发生提锤困难。

具体每遍的夯击能和夯击次数可根据现场夯击效果进行调整;

6 大面积强夯开始前,对于地质条件特殊且尚无经验的场地均应选择有代表性区域进行试夯,通过实测夯沉量、地下水位、孔隙水压力监测以及夯前夯后加固效果检测确定夯击能、夯击数和间隔时间等施工参数。并结合勘察报告进行施工前的暗浜排查,宜将沟、浜、塘换填处理后再进行大面积施工。

6.2.8 强夯地基变形计算主要包括有效加固深度范围内的沉降和加固区下卧层的沉降,以上两部分的沉降应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定进行计算。强夯和降水强夯夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。强夯置换地基的变形计算应符合本规范 7.2.7 条的规定。

6.3 施工

6.3.1 强夯主要施工机具设备的选用应符合下列规定:

1 起重机:起重能力可按锤重和落距确定。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 5m~30m;夯击时应采取辅助门架或其他安全措施防止臂杆后仰,接地压力应小于地基承载力设计值;

2 夯锤:宜采用圆柱形钢制或铸铁制的平锤或柱锤,质量为

8t~40t,夯锤应设置 3~6 个上下贯通的气孔,孔径 250mm~300mm,锤底面积为 $4\text{m}^2\sim 5\text{m}^2$,锤底静接地压力宜为 20kPa~80kPa。对黏性土或加固深度小于 5m 时取小值;对砂性土、含水量小于 25% 的土或加固深度大于 5m 时取大值。强夯置换锤底静接地压力宜为 100kPa~300kPa,柱锤底面积宜为 $1.1\text{m}^2\sim 2.5\text{m}^2$;

3 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。

6.3.2 当地下水位距地表 2m 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时,宜采用人工降低地下水位或铺填 0.5m~2.0m 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渣等)后进行夯击。坑内或场地如遇积水应及时排除。

6.3.3 施工前应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线的位置及标高等,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。

强夯振动的安全距离为 10m~15m,当强夯施工所产生的振动对邻近建筑物或设备会产生有害影响时,应设置监测点,并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.3.4 雨季施工应及时采取有效排水措施,以防夯坑积水。加固区周围应设置排水沟。若加固区边长大于 30m 时,场地内应挖纵横向排水沟,最大排水距离为 15m。

6.3.5 强夯施工可按下列步骤进行:

- 1 清理并平整施工场地;
- 2 标出第一遍夯点位置,并测量场地高程;
- 3 起重机就位,使夯锤对准夯点位置;

- 4 测量夯前锤顶高程;
- 5 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;
- 6 重复步骤 5,按设计规定的夯击击数及控制标准,完成一个夯点的夯击;
- 7 重复步骤 6,完成第一遍全部夯点的击数;
- 8 用推土机将夯坑填平,并测量场地高程;
- 9 在规定的间隔时间后,按上述步骤逐次完成全部夯击遍数,再用低能量满夯将场地表层松土夯实,碾压后测量夯后场地高程。

6.3.6 强夯置换法施工可按下列步骤进行:

- 1~4 同 6.3.5 条 1~4 步;
- 5 夯击并逐击记录夯坑深度。当夯坑过深而发生起锤困难时停夯,向坑内填料直至与坑顶平,记录填料数量,如此重复直至满足规定的夯击次数及控制标准完成一个墩体的夯击。当夯点周围软土挤出影响施工时,可随时清理并在夯点周围铺垫碎石,继续施工;
- 6 按由内而外、隔行跳打原则完成全部夯点的施工;
- 7~8 同 6.3.5 条 8~9 步。

6.3.7 降水联合低能级强夯法施工可按下列步骤进行:

- 1 平整场区,安装设置降排水系统,并预埋水位观测管,然后进行第一遍降水;
- 2 动态监测地下水位变化,当达到设计水位并稳定至少两天后,拆除场区内的降水设备,然后标记夯点位置进行第一遍强夯;
- 3 一遍夯后即可插设降水管,安装降水设备进行第二遍

降水;

- 4 按照设计的强夯工艺进行第二遍强夯施工;
- 5 重复 3、4 步骤,直至达到设计的强夯遍数;
- 6 全部夯击结束后进行推平和碾压。

6.3.8 施工过程中应有专人负责下列监测工作:

- 1 开夯前应检查夯锤质量和落距,以确保单击夯击能量符合设计要求;
- 2 在每一遍夯击前,应对夯点放线进行复核,夯完后检查夯坑位置,发现偏差或漏夯应及时纠正;
- 3 按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。对强夯置换尚应检查置换深度。对降水联合低能级强夯尚应动态监测地下水位变化。

6.3.9 施工过程中应对各项参数及情况进行详细记录。

6.4 质量检验

6.4.1 强夯处理地基的施工质量检验包括施工前检查锤重、落距等,施工过程中检查各项测试数据和施工记录;强夯置换施工中应检查夯沉深度、填料质量和置换墩长度等,不符合设计要求时应补夯或采取其他有效措施。

6.4.2 强夯施工结束后应间隔一定时间方能进行竣工验收检验。对砂土地基,其间隔时间不宜少于 7d,对粉性土地基不宜少于 14d,黏性土地基不宜少于 28d。强夯置换和降水联合低能级强夯地基间隔时间不宜少于 28d。

6.4.3 强夯和降水联合低能级强夯处理后的地基竣工验收时,承载力检验应采用载荷试验、静力触探试验、标准贯入试验、十字板剪切试验、圆锥动力触探试验、多道瞬态面波法等多种原位测

试方法和室内土工试验进行综合检验。

6.4.4 强夯置换后的地基竣工验收时,承载力检验除应采用单墩载荷试验检验外,尚应采用动力触探等有效手段探明墩体长度及密实度随深度的变化。对饱和粉性土地基允许采用单墩复合地基载荷试验代替单墩载荷试验。

6.4.5 强夯、强夯置换和降水联合低能级强夯地基检测应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 相关规定执行。

6.4.6 竣工验收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,1000m²以上工程每100m²至少应有一点,3000m²以上工程每300m²至少应有一点,每个独立基础下应有一点。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。强夯置换地基载荷试验检验和墩体长度检验数量均不应少于墩点数的1%,且不应少于3点。检验点应在夯间、夯点均有布置。

7 碎(砂)石桩法

7.1 一般规定

7.1.1 碎(砂)石桩包括碎石桩和砂桩。碎(砂)石桩适用于砂土、粉性土、黏性土、人工填土等地基处理及处理液化地基。碎石桩施工可采用振冲法或沉管法,砂桩施工可采用沉管法。

位于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。不加填料的振冲加密适用于处理黏粒含量不大于10%的粉细砂、中砂、粗砂地基。如采用振冲法加固不排水抗剪强度不小于20kPa的淤泥质土、淤泥等地基,应通过试验确定其适用性。

碎(砂)石桩适用于油罐地基、水池地基、大面积地面堆载、路堤和岸坡加固。砂桩宜与预压方法联合应用。

7.1.2 采用碎(砂)石桩处理地基应补充设计、施工所需的有关技术资料。对黏性土地基,应有地基土的不排水抗剪强度指标;对砂土和粉性土地基,应有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、施工机具及性能等资料。

7.1.3 对大型的、重要的或场地地层复杂的工程,在正式施工前应通过现场试验确定有关参数和处理效果。

7.2 设计

7.2.1 碎(砂)石桩的设计内容应包括桩位布置、桩距、处理范围、灌碎(砂)石量及处理地基的承载力、变形、稳定验算。

7.2.2 碎(砂)石桩桩位布置时,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。

7.2.3 碎(砂)石桩加固范围应根据工程的重要性和场地条件确定,应大于工程应处理的面积。对单独或条形基础,宜在基础外缘扩大半个或一个桩;对其它型式基础,宜在基础外缘扩大1~2排桩;对可液化地基,在场地外缘扩大宽度不应小于可液化土层厚度的1/2,并不应小于5m。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。

7.2.4 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,可采用300mm~700mm。振冲法的平均直径可按每根桩所用填料量计算。采用功率30kW的振冲器施工时,对饱和软土,成桩直径可取700mm~900mm;对粉性土或砂土,成桩直径可取600mm~800mm。

7.2.5 单桩承载力设计值应按现场单桩载荷试验确定。对黏性土,初步设计时也可按式(7.2.5)进行估算:

$$f_{p,d} = 4 \cdot c_u \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_p/2) \gamma_R \quad (7.2.5)$$

式中 $f_{p,d}$ ——碎(砂)石桩单桩承载力设计值(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 $35^\circ \sim 45^\circ$,可取 38° ;对沉管碎(砂)石桩,可取大值;

γ_R ——承载力分项系数,取2.0。

7.2.6 复合地基承载力设计值应按现场复合地基载荷试验确定。对黏性土,初步设计时也可按(7.2.6)进行估算:

$$f_{sp,d} = m \cdot f_{p,d} + (1-m)f_{s,d} \quad (7.2.6-1)$$

$$\text{或} \quad f_{sp,d} = [1+m(n-1)]f_{s,d} \quad (7.2.6-2)$$

式中 $f_{sp,d}$ ——复合地基承载力设计值(kPa);

$f_{p,d}$ ——单桩承载力设计值(kPa);

$f_{s,d}$ ——处理后桩间土承载力设计值(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基承载力设计值;

m ——桩土面积置换率;

$$m = \frac{d^2}{d_e^2} \quad (7.2.6-3)$$

d ——碎(砂)石桩桩身平均直径(m);

d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径(m);

等边三角形布桩 $d_e = 1.05s$

正方形布桩 $d_e = 1.13s$

矩形布桩 $d_e = 1.13\sqrt{s_1 s_2}$

s, s_1, s_2 分别为桩间距、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 $c_u = (20 \sim 30)$ kPa 时, n 取 3~4; 当 $c_u = (30 \sim 40)$ kPa 时, n 取 2~3。天然土强度低取大值,天然土强度高取小值。

7.2.7 碎(砂)石桩处理地基的沉降应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 第5章的有关规定计算。加固深度范围内土层的压缩模量应通过现场试验确定。对黏性土地基视加固区为复合土层,复合土层的压缩模量可按下式计算:

$$E_{sp} = m \cdot E_p + (1-m)E_s \quad (7.2.7-1)$$

$$\text{或} \quad E_{sp} = [1+m(n-1)]E_s \quad (7.2.7-2)$$

式中 E_{sp} ——复合土层的压缩模量(MPa);

E_p ——桩的压缩模量(MPa),通过载荷试验确定;

E_s ——处理后桩间土的压缩模量(MPa),对饱和黏性土,可近似取天然土的压缩模量。

7.2.8 当碎(砂)石桩处理地基用于堆载、修筑路堤及岸坡等工程时,应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定进行抗滑稳定性验算。计算时应考虑以下因素:

1 如滑动面通过碎(砂)石桩桩身,计算时 c 、 φ 应采用原状土和碎(砂)石桩的复合值;

2 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。

7.2.9 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:

1 当软弱土层厚度不大时,碎(砂)石桩桩长宜穿过软弱土层;

2 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 2m 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现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 中建筑物地基容许变形量和满足软弱下卧层强度要求;

3 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;

4 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;

5 桩长不宜小于 4m。

7.2.10 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 4.5 倍。对黏

性土地基则不宜大于碎(砂)石桩直径的 3 倍。振冲法的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况,并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑。30kW 振冲器布桩间距可采用 1.3m~2.0m;55kW 振冲器布桩间距可采用 1.4m~2.5m;75kW 振冲器布桩间距可采用 1.5m~3.0m。荷载大或对黏性土宜采用较小的间距,荷载小或对砂土宜采用较大的间距。初步设计时,也可按下列原则确定:

1 对黏性土地基,以满足设计复合地基承载力和变形量为主要依据,可由式(7.2.6-1)或(7.2.6-2)反算桩土面积置换率 m ,并按式(7.2.6-3)计算等效影响圆的直径 d_e 。以及根据不同布桩型式确定碎(砂)石桩桩距;

2 对粉性土和砂土地基,可根据挤密后要求达到的孔隙比来确定。

$$\text{正三角形布置} \quad s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (7.2.10-1)$$

$$\text{正方形布置} \quad s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (7.2.10-2)$$

式中 s ——碎(砂)石桩桩距(m);

ξ ——修正系数,当考虑振动下沉密实作用时,可取 1.1~1.2;不考虑振动下沉密实作用时,可取 1.0;

d ——碎(砂)石桩桩身平均直径(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;

$$e_1 = e_{\max} - D_{rl}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (7.2.10-3)$$

e_{\max} 、 e_{\min} ——分别为砂土的最大、最小孔隙比,应按现行国家标

准《土工试验方法标准》GB/T50123 的有关规定确定;

D_{ri} ——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;

3 可分区采用不同的桩距来调节地基的差异变形量。

7.2.11 不加填料振冲加密的设计应符合下列规定:

1 应在初步设计阶段进行现场工艺试验,确定振密的可能性、孔距、振冲水压力、振后砂层的物理力学指标等;

2 孔距可为 2m~3m,宜用等边三角形布孔;

3 地基承载力设计值应通过现场载荷试验确定,初步设计时也可根据加密后原位测试指标按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定确定;

4 地基变形计算应符合现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定。加密深度内土层的压缩模量应通过原位测试确定。

7.2.12 碎(砂)石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定,估算时可按设计桩孔体积乘以充盈系数(可取 1.2~1.5)确定。如施工中地面有下沉或隆起现象,则填料数量应根据现场具体情况予以增减。

7.2.13 桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、粗砂、中砂或石屑等硬质材料,含泥量不得大于 5%。振冲法成桩时,填料粒径宜选用 20mm~50mm,最大粒径不宜大于 80mm;沉管法成桩时,填料粒径不宜大于 50mm。

7.2.14 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 300mm~500mm 厚的碎石垫层。

7.3 施 工

7.3.1 施工前应进行成桩工艺和成桩质量试验,工艺性试桩数量不应少于 2 根。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,重新进行试验或改变设计。

7.3.2 粉细砂、中砂、粗砂地基的施工顺序宜从外围或两侧向中间进行,也可采用“一边向另一边”的顺序逐排成桩;对黏性土地基宜从中间向外围或间隔跳打进行;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;在路堤或岸坡上施工应背离岸坡和向坡顶方向进行。

7.3.3 碎(砂)石桩施工对周围环境的影响及预防措施应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定执行。

(I)振冲法

7.3.4 振冲施工可根据设计荷载的大小、原状土强度的高低、设计桩长等条件选用不同功率的振冲器,并通过现场进行工艺性试验确定水压、振密电流和留振时间等各种施工参数。

7.3.5 升降振冲器的机械可用起重机、自行井架式施工平车或其他合适的设备。施工设备应配有电流、电压和留振时间自动信号仪表。

7.3.6 振冲施工可按下列步骤进行:

1 清理平整施工场地,布置桩位;

2 施工机具就位,使振冲器对准桩位,确保振冲器喷水中心偏差不大于 50mm;

3 启动供水泵和振冲器,水压可用(100~600)kPa,水量可用(100~400)L/min,将振冲器徐徐沉入土中,造孔速度宜为(0.5

~2.0)m/min,直至达到设计深度。记录振冲器经各深度的水压、电流和留振时间;

4 造孔后边提升振冲器边冲水直至孔口,再放至孔底,重复(2~3)次扩大孔径并使孔内泥浆变稀。对黏性土地基,在孔口和孔底各悬吊留振 20s,扩大孔口和孔底,应降低泥浆稠度,以利碎石顺利下沉;

5 大功率振冲器投料可不提出孔口,小功率振冲器下料困难时,可将振冲器提出孔口填料,每次填料厚度不宜大于 50cm。将振冲器沉入填料中进行振密制桩,当稳定电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后,将振冲器提升 30cm~50cm。当稳定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要求;

6 重复以上步骤,自下而上逐段制作桩体直至孔口,记录各段深度的填料量、最终电流值和留振时间,并均应符合设计规定;

7 关闭振冲器和水泵。

7.3.7 振冲施工时,应留振至电流稳定并不小于密实电流后才可上提振冲器,留振时间应为 30s。

7.3.8 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。

7.3.9 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。

7.3.10 不加填料振冲加密中砂、粗砂地基时宜采用大功率振冲器,下沉速度宜快,造孔速度宜为 8m/min~10m/min,到达深度后将射水量减至最小,留振至密实电流达到规定时,上提 50cm,

逐段振密直至孔口,每米振密时间宜为 1min。

7.3.11 不加填料振冲加密粉细砂地基时宜采用双点共振法进行施工,留振时间宜为 10s~20s,下沉和上提速度宜为 1m/min~1.5m/min,水压宜为 100kPa~200kPa,每段提升高度宜为 50cm。

7.3.12 桩体施工完毕后应将顶部预留的松散桩体挖除,如无预留应将松散桩头压实,随后铺设并压实垫层。

7.3.13 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%。

(II)沉管法

7.3.14 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。当用于消除粉细砂及粉土液化时,宜用振动沉管成桩法。

7.3.15 施工时应根据设计桩径、桩长及桩身密实度等要求,通过工艺性试桩确定碎(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、电动机工作电流等施工参数,保证桩身连续和密度均匀。

7.3.16 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型;黏性土地基宜选用平底型;一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖。

7.3.17 施工时桩位水平偏差应不大于 0.2 倍套管外径;套管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 100mm。

7.4 质量检验

7.4.1 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。

7.4.2 施工后应间隔一定时间方可进行质量检验。对黏性土地基,间隔时间不少于 28d;对粉性土地基,间隔时间不少于 14d;对砂土地基,间隔时间不少于 7d。

7.4.3 碎(砂)石桩的施工质量检验可用单桩载荷试验(参见附录 A);对桩体可采用动力触探试验检测,检测数量不少于总桩数的 5%;对桩间土可采用标准贯入、静力触探、动力触探或其他原位测试等方法进行检测,检测数量不应少于桩孔总数的 2%,检测位置应在等边三角形或正方形的中心。

7.4.4 碎(砂)石桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验(参见附录 A)。复合地基载荷试验数量不应少于总桩数的 0.5%,且每个单体建筑不应少于 3 点。

8 注浆法

8.1 一般规定

8.1.1 注浆法适用于处理砂土、粉性土、黏性土和一般填土层。对于地下水流速过大的工程要慎重应用。

8.1.2 注浆法可用于防渗堵漏、提高地基土的强度、改善地基土变形性能、充填空隙、既有地基基础加固和控制变形等。

8.1.3 注浆设计前,应查明被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。

8.1.4 对重要工程,注浆设计前必须进行室内浆液配比试验并宜进行现场注浆试验,以确定设计参数和施工设备、施工参数及施工工艺。

8.2 设计

8.2.1 注浆法的设计内容包括注浆工艺、注浆有效范围、注浆材料的选择和浆液配比、初凝和终凝时间、注浆量、注浆流量和压力、注浆孔布置和注浆顺序等。

8.2.2 注浆工艺和有效范围应根据工程不同要求必须满足防渗堵漏、提高土体强度和模量、充填空隙及既有地基基础加固等目的通过现场试验或按工程经验确定。注浆点的覆盖土厚度应大于 2m。

8.2.3 注浆材料的选择及其配比的设计,必须考虑注浆的目的、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材料及配比。

8.2.4 劈裂注浆法处理地基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。用作防渗堵漏的浆液可选用水玻璃、水玻璃与水泥的混合液或化学浆液,部分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,不宜采用单液水泥浆。动水情况下的堵漏注浆宜采用双液注浆或其它初凝时间短的速凝配方。

压密注浆可选用低坍落度的水泥砂浆,根据地质情况可设置适当的排水通道。

8.2.5 用作防渗的注浆至少应设置三排注浆孔,注浆孔间距可按 $0.8\text{m}\sim 1.2\text{m}$ 范围设计。

8.2.6 用作提高土体强度的劈裂注浆孔间距可按 $1.0\text{m}\sim 2.0\text{m}$ 范围设计。压密注浆在选用坍落度较小的水泥砂浆时,注浆孔间距可按理论球状浆体直径的 $2\sim 5$ 倍设计。

8.2.7 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。

8.2.8 浆液初凝时间必须根据地基土质条件和注浆目的决定。在以提高土体强度为目的时,砂土地基注浆的浆液初凝时间可取 $5\text{min}\sim 20\text{min}$ 。

8.2.9 注浆量取决于地基土性质、浆液的渗透性以及周边环境等因素。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。黏性土地基中劈裂注浆的浆液注入率宜取 $15\%\sim 20\%$ 。

8.2.10 在砂土中注浆,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浆液初凝后进行。注浆材料可采用水玻璃等低黏度的化学注浆材料。

8.2.11 对劈裂注浆,在保证可注入的前提下应尽量减少注浆压

力。注浆压力的选用应根据土层的性质及其埋深确定,砂土中宜取 $0.2\text{MPa}\sim 0.5\text{MPa}$,黏性土宜取 $0.2\text{MPa}\sim 0.3\text{MPa}$,水泥—水玻璃双液快凝浆液注浆的压力宜小于 1MPa 。注浆时浆液流量不宜过大,宜取 $10\text{L}/\text{min}\sim 20\text{L}/\text{min}$ 。

8.2.12 对压密注浆,注浆压力主要取决于浆液材料的稠度。采用水泥砂浆时,坍落度可在 $25\text{mm}\sim 75\text{mm}$ 左右,注浆压力可选定在 $1\text{MPa}\sim 7\text{MPa}$ 范围内,坍落度较小时,注浆压力可取上限值。

8.2.13 注浆顺序必须根据地基土质条件、现场环境、周边排水条件及注浆目的等确定,应采用先外围后内部跳孔间隔的注浆施工方式,不宜采用自注浆地带某一端单向推进的压注方式;对有地下动水流的特殊情况,应自水头高的一端开始注浆;注浆范围以外有边界约束条件时,也可采用自边界约束远侧开始顺次往近侧注浆的方式;施工场地附近存在对变形控制有较严格要求的建筑物、管线等时,可采用由建筑物或管线的近端向远端推进的施工顺序,同时必须加强对建筑物、管线等的监测。

8.3 施工

8.3.1 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。

8.3.2 注浆施工必须如实和准确地记录注浆压力和流量,宜采用自动流量和压力记录仪,并对资料及时进行整理分析,发现异常情况应及时会同设计等有关单位及时解决。

8.3.3 塑料阀管注浆法施工可按下列步骤进行:

- 1 钻机与灌浆设备就位;
- 2 钻孔;
- 3 当钻孔钻到设计深度后,从钻杆内灌入封闭泥浆,也可直

接采用封闭泥浆钻孔；

4 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，以减小阀管插入土层时的弯曲；

5 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，注浆时按照设计注浆深度范围自下向上(或自上向下)移动注浆芯管；

6 若需使用同一塑料阀管进行反复注浆时，每次注浆完毕后，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，可考虑用陶土浆灌满阀管内。

8.3.4 花管注浆法施工可按下列步骤进行：

1 钻机与灌浆设备就位；

2 钻孔或采用振动法将花管压入土层；

3 若采用钻孔法，应从钻杆内灌入封闭泥浆，然后插入花管；

4 待封闭泥浆凝固后(采用钻孔法时)，按照设计注浆深度范围移动花管自下向上(或自上向下)进行注浆。

8.3.5 注浆管注浆法施工可按下列步骤进行：

1 钻机与灌浆设备就位；

2 钻孔或采用振动法将金属注浆管压入土层；

3 若采用钻孔法，应从钻杆内灌入封闭泥浆，然后插入金属注浆管；

4 待封闭泥浆凝固后(采用钻孔法时)，插去金属管的活络堵头进行注浆，注浆时按照设计注浆深度范围自下向上移动注浆管。

8.3.6 低坍落度砂浆压密注浆施工可按下列步骤进行：

1 钻机与灌浆设备就位；

2 钻孔或采用振动法将金属注浆管置入土层；

3 向地层注入低坍落度水泥砂浆，同时按照设计注浆深度范围自下向上移动注浆管。

8.3.7 注浆孔的钻孔孔径宜为 70mm~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。

8.3.8 采用灌入封闭泥浆的方式时，当钻孔到设计深度后，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。

8.3.9 封闭泥浆的七天立方体抗压强度宜为 0.3MPa~0.5MPa，浆液黏度宜为 80"~90"。

8.3.10 采用塑料阀管注浆法施工时，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 2m 长度作备用。准备插入孔内时应复查一遍，必须旋紧每一节螺纹。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。

8.3.11 若采用塑料阀管注浆法进行第二次注浆，常用黏度较小的化学浆液，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。

8.3.12 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与阀管开孔间距一致，宜为 330mm；花管或注浆管注浆时，每次上拔或下钻高度宜为 300mm~500mm。采用低坍落度砂浆的压密注浆每次上拔高度宜为 400mm~600mm。

8.3.13 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。

8.3.14 劈裂注浆的流量宜为 7L/min~15L/min,对充填型灌浆,流量可适当加快,但也不宜大于 20L/min。压密注浆的流量宜为 10L/min~40L/min。

8.3.15 注浆用水应是自来水、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,对水质有疑问时应作必要的测试。

8.3.16 注浆所用水泥的强度等级不宜小于 32.5 级,出厂期不宜超过二个月,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。

8.3.17 在满足强度要求的前提下,注浆采用的浆液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,掺入量宜为水泥重量的 20%~70%。

8.3.18 浆液使用的原材料及制成的浆体应符合下列要求:

1 制成的浆体应能在设计要求的时间内凝固,其本身的强度、防渗性和耐久性应满足设计要求;

2 浆体凝固后其体积收缩率不宜大于 3%;

3 所制成的浆体在一小时内不应发生析水现象。

8.3.19 浆液拌制时可根据下列情况加入外加剂:

1 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,宜为水泥用量的 0.5%~3%;

2 提高浆液扩散能力和可泵性的表面活性剂(或减水剂),掺加量可参考产品说明并应作相关试验确定;

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

4 还可根据工程需要加入早强剂、微膨胀剂、抗冻剂、缓凝剂等,掺加量可参考产品说明并应作相关试验确定。

8.3.20 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。拌制好的浆液应进行随机抽检。

8.3.21 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不使浆体冻结。

8.3.22 在夏季炎热条件下注浆时,用水温度不得超过 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。

8.3.23 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。

8.4 质量检验

8.4.1 注浆施工质量检验的主控项目包括原材料检验、注浆体强度、注浆施工顺序等,在有特殊要求时,还包括浆液初凝和终凝时间等;一般项目包括各种注浆材料称量误差、注浆孔位、注浆孔深、注浆压力、注浆流量等。

8.4.2 注浆工程竣工验收检验应根据设计提出的要求进行,检验时间在注浆结束 28d 后。对于设计明确提出承载力要求的工程,应采用载荷试验进行检验;若无特殊要求时可选用标准贯入试验、静力触探试验或轻便触探试验对加固地层进行检测。对注浆效果的评定应注重注浆前后数据的比较,以综合评价注浆效果。

8.4.3 采用载荷试验时,每个单体工程检测点数量不少于 3 点;

采用标准贯入试验、静力触探试验或轻便触探试验时检测点为注浆孔数的 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。

9 高压喷射注浆法

9.1 一般规定

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

9.1.2 高压喷射注浆法适用于深基坑的止水、坑内加固、隧道洞口加固和挡土结构等，也适用于既有建(构)筑物的地基加固。用作基坑止水时，对地下水流速过大和已大量涌水的工程要慎重应用。

9.1.3 高压喷射注浆法的注浆形式分旋喷、定喷和摆喷三种类型。根据工程需要和机具设备条件，可分别采用单管、二管和三管等多种方法。旋喷布置形式可分为柱状、壁状和块状。基坑坑底加固根据工程要求可采用抽条、裙边、格式、封底等形式布置。

9.1.4 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、建筑和地下结构设计资料等。对已建工程尚应收集竣工和现状观测资料、邻近工程和地下埋设物等资料。

9.1.5 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。

9.2 设计

9.2.1 竖向承载旋喷桩宜按复合地基设计。当用作挡土结构时，应满足挡土结构相应的设计要求。

9.2.2 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估算，或根据当地工程经验确定。

9.2.3 竖向承载旋喷桩复合地基承载力设计值应通过现场复合地基载荷试验确定。初步设计时,也可结合当地及土质相似工程的经验确定和式(9.2.3-1)估算。

$$f_{sp,d} = m \frac{P_u}{\gamma_R A_p} + \beta \cdot (1-m) \cdot f_{s,d} \quad (9.2.3-1)$$

式中 $f_{sp,d}$ ——复合地基承载力设计值(kPa);

m ——面积置换率;

A_p ——桩的平均截面积(m^2);

$f_{s,d}$ ——处理后桩间土承载力设计值(kPa),宜按经验取值,如无经验时,可取天然地基承载力设计值;

γ_R ——承载力分项系数,取 2.0;

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_u ——单桩极限承载力标准值(kN);可通过现场载荷试验确定;也可按式(9.2.3-2)和式(9.2.3-3)估算,并取其中较小值:

$$P_u = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_p \quad (9.2.3-2)$$

$$P_u = U_p \sum_{i=1}^n l_i \cdot f_{si} + A_p \cdot f_p \quad (9.2.3-3)$$

式中 f_{cu} ——与桩身水泥土配比相同的室内加固土试块(边长 70.7mm 的立方体)在标准养护条件下,90d 龄期的抗压强度平均值(kPa);

η ——桩身强度折减系数,可取 0.4~0.7;

U_p ——桩的周长(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);

f_{si} ——桩周第 i 层土的平均极限摩阻力(kPa),按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关钻孔灌注桩的规定确定;

f_p ——桩端地基土未经修正的极限承载力标准值,按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定确定。

9.2.4 桩长范围内复合地基以及下卧层地基变形值应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定计算。公式中复合地基的压缩模量可按地区经验或式(7.2.7-1)确定。

9.2.5 基坑挡土、坑底加固和坑内抽条及裙边加固时应符合现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DGJ08-61 的有关规定。

9.2.6 隧道洞口加固厚度应满足抗弯强度计算和防渗漏的要求。

9.2.7 水利堤基处理应满足渗流、稳定、变形要求。

9.2.8 用作基坑止水加固时,应符合现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DGJ08-61 的有关规定,相邻桩搭接不宜小于 300mm。

9.3 施工

9.3.1 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。

9.3.2 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通常的压力宜大于 20MPa,低压水泥浆液流压力宜不小于 1MPa,气流压力宜取 0.7MPa,提升速度可取 0.05m/min~0.25m/min,或根据工程要求和工程经验或试验确定。

9.3.3 施工前应根据设计进行工艺性试桩确定施工参数和施工工艺,数量不得少于2根。高压喷射注浆的施工参数应在施工中严格加以控制。

9.3.4 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。

9.3.5 水泥浆液的水灰比应按工程要求确定,可取0.8~1.5,常用为1.0。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。

9.3.6 高压喷射注浆的施工工序为机具就位、钻孔、置入喷射管、喷射注浆、拔管及冲洗等,或直接使用喷射管成孔和喷射注浆。

9.3.7 钻机与高压泵的距离不宜大于50m。钻孔的位置与设计位置偏差不得大于50mm。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。

9.3.8 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100mm。

9.3.9 对需要扩大加固范围或提高强度的工程,可采用复喷措施,即二次喷射。

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

9.3.11 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。

9.3.12 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,防止喷射过程中地基产生附加变形和地基与基础间出现脱空现象,并应对建筑物进行变形监测。

9.3.13 施工过程中要注意保护相邻管线、建筑物、地铁等,严格做好变形观测,必要时采取有效措施,减小施工中引起的变形。

9.3.14 施工中应做好泥浆处理,及时将泥浆运出或在现场短期堆放后作土方运出。

9.4 质量检验

9.4.1 在施工过程中应严格做好施工参数的记录,其中包括压力、流量、提升速度、旋转速度等,发现问题时应采取补喷或其他措施。

9.4.2 高压喷射注浆施工质量可采用开挖检查、取芯、标准贯入试验、载荷试验或局部开挖注水试验等方法进行检验,并结合工程测试、观测资料及实际效果综合评价加固效果。

9.4.3 质量检验点应布置在下列部位:

- 1 有代表性的桩位;
- 2 施工中出现异常情况的部位;
- 3 地质情况复杂,可能影响质量部位。

9.4.4 质量检验点的数量应为施工孔数的1%~2%,并不应少于3点,不合格者应进行补喷。

9.4.5 质量检验应在高压喷射注浆结束28d后进行。

9.4.6 竖向承载旋喷桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。检验数量为桩总数的0.5%~1%,且每项单体工程不应少于3点。

10 水泥土搅拌法

10.1 一般规定

10.1.1 水泥土搅拌法分为深层搅拌法(以下简称湿法)和粉体喷搅法(以下简称干法)。

10.1.2 水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉性土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。当地基土的天然含水量小于30%、大于70%或地下水的pH值小于4时不宜采用干法。

10.1.3 水泥土搅拌法用于处理有机质土、塑性指数 I_p 大于25的黏土、地下水具有腐蚀性时以及无工程经验的地区,必须通过现场试验确定其适用性。在建筑工程中不应采用干法。

10.1.4 水泥土搅拌法形成的水泥土加固体,可作为竖向承载的复合地基、围护挡墙、被动区加固、洞门加固、防渗帷幕等。加固体形状可分为柱状、壁状、格栅状和块状。水泥土搅拌法可以与堆载预压法、真空预压法及刚性桩联合应用。

10.1.5 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、分层情况、含水量、塑性指数和有机质含量;地下水的侵蚀性等资料。

10.1.6 设计前应进行拟处理土的室内水泥土配比试验(参照附录B),针对现场拟处理的主要软土的性质,选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量,为设计提供各种龄期、各种配比的强度参数。对竖向承载的水泥土强度宜取90d龄期试块的立方体抗压强度平均值;对承受水平荷载的水泥土强度宜取28d龄期试块的立方体

抗压强度平均值。

10.2 设计

10.2.1 固化剂宜选用强度等级为32.5级及以上的水泥。单、双轴水泥土搅拌桩水泥掺量可取13%~15%,三轴水泥土搅拌桩水泥掺量可取20%~22%。块状加固时,水泥掺量可用被加固湿土质量的7%~12%。湿法的水泥浆水灰比应保证施工时的可喷性,宜取0.45~0.70。

10.2.2 湿法可根据工程需要选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等性能的外掺剂材料,但应避免污染环境。

10.2.3 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量。竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层;为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,其桩长应超过危险滑弧以下2m。

湿法中单、双轴搅拌桩的加固深度不宜大于20m,三轴搅拌桩加固深度不宜大于35m;干法加固深度不宜大于15m。水泥土搅拌桩的桩径不应小于500mm。

10.2.4 竖向承载水泥土桩的单桩极限承载力标准值应通过单桩载荷试验(参见附录A)确定,初步设计时也可按式(10.2.4-1)估算,并应同时满足式(10.2.4-2)的要求,应使由桩身材料强度确定的单桩承载力大于(或等于)由桩周土的抗力所提供的单桩承载力:

$$P_u = \eta \cdot f_{cu} \cdot A_p \quad (10.2.4-1)$$

$$P_u = U_p \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot l_i \quad (10.2.4-2)$$

式中 P_u ——单桩极限承载力标准值(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90d龄期的立方体抗压强度标准值(kPa);

A_p ——桩的设计截面积(m^2);

η ——桩身强度折减系数,干法可取0.40~0.60;湿法可取0.50~0.66;

U_p ——桩身截面周长(m);

f_{si} ——桩周第*i*层土的平均极限摩阻力(kPa),对淤泥可取(10~16)kPa;对淤泥质土可取(16~24)kPa;对黏性土可取(24~30)kPa;

l_i ——桩周第*i*层土的厚度(m)。

10.2.5 竖向承载水泥土桩复合地基承载力设计值应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验(参见附录A)确定。初步设计时也可按本规范公式(9.2.3-1)估算,公式中 β 为桩间土承载力折减系数,当桩端为软土时,可取0.5~0.90;当桩端为硬土时,可取0.1~0.4;基础和桩顶之间设置褥垫层时取高值。

10.2.6 竖向承载水泥土桩复合地基可在基础和桩之间设置褥垫层。褥垫层厚度可取200mm~300mm。其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等,最大粒径不宜大于20mm。

10.2.7 竖向承载水泥土桩复合地基中的桩长超过10m时,可采用变掺量设计。在全桩水泥总掺量不变的前提下,桩身上部三分之一桩长范围内可适当增加水泥掺量及搅拌次数,桩身下部三分之一桩长范围内可适当减少水泥掺量。

10.2.8 竖向承载水泥土桩的平面布置可根据上部结构特点及对地基承载力和变形的要求,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,独立基础下的桩数不宜

少于3根。柱状加固可采用正方形、等边三角形等布桩型式。

10.2.9 当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时,应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11的有关规定进行下卧层承载力验算。

10.2.10 竖向承载水泥土桩处理地基的沉降计算主要包括复合地基加固区的沉降和加固区下卧层的沉降。以上两部分的沉降均应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11有关规定执行,计算采用的附加应力从基础底面起算。其中复合土层的压缩模量可按式(7.2.7-1)确定,公式中桩身压缩模量可取桩身水泥土强度的100~200倍,对桩较短或桩身强度较低者可取低值,反之可取高值。

10.2.11 当水泥土桩处理地基用于堆载、修筑路堤及岸坡等工程时,应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11有关规定进行抗滑稳定性验算。

10.2.12 当水泥土桩作为围护挡墙时,应按现行上海市工程建设规范《基坑工程设计规程》DGJ08-61有关规定进行验算。

10.2.13 基坑软弱土层的被动区,采用水泥土桩加固,可提高土体的水平基床系数值。加固方式可分为裙边式、抽条对撑式和满堂式。

10.2.14 水泥土桩作为旁通道开挖时的临时支护结构,可按工程类比法确定或按新奥法验算强度和变形。

10.2.15 水泥土桩作为隧道洞门加固土体时,应进行弯曲应力、剪应力和整体稳定验算。

10.3 施工

10.3.1 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。遇明浜、塘及场地低洼时应抽水和清淤,分层夯实回填黏性土料,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。

10.3.2 水泥土搅拌桩施工前应根据设计进行工艺性试桩,数量不得少于2根。当桩周为成层土时,应对相对软弱土层增加搅拌次数或增加水泥掺量。

10.3.3 水泥土搅拌桩的喷浆(粉)量和搅拌深度必须采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录。

10.3.4 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升速度应相互匹配,钻头每转一圈的提升(或下沉)量以1.0cm~1.5cm为宜,以确保加固深度范围内土体的任何一点均能经过20次以上的搅拌。

10.3.5 成桩应采用重复搅拌工艺,必须确保全桩长在喷浆(粉)后上下至少再重复搅拌一次。

10.3.6 承重水泥土桩施工时,设计停浆(灰)面宜高出基础底面标高300mm~500mm,在开挖基坑时,应将该施工质量较差段用人工挖除。

10.3.7 施工中应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直,搅拌桩的垂直偏差不得超过1%;桩位的偏差不得大于50mm;成桩直径和桩长不得小于设计值。

10.3.8 当水泥土搅拌桩作为承重桩在开挖基坑时,基底标高以上0.3m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。

10.3.9 水泥土搅拌法施工步骤由于湿法和干法的施工设备不同而略有差异。其主要步骤应为:

- 1 搅拌机械就位、调平;
 - 2 预搅下沉至设计加固深度;
 - 3 边喷浆(粉)、边搅拌提升直至预定的停浆(灰)面;
 - 4 重复搅拌下沉至设计加固深度;
 - 5 根据设计要求,喷浆(粉)或仅搅拌提升直至预定的停浆(灰)面;
 - 6 关闭搅拌机械。
- 在预(复)搅下沉时,也可采用喷浆(粉)的施工工艺。

(I)湿法

10.3.10 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。宜用流量泵控制输浆速度,使注浆泵出口压力保持在0.4MPa~0.6MPa,并使搅拌提升速度与输浆速度同步。

10.3.11 使用水泥都应过筛,制备好的浆液不得离析,泵送必须连续。拌制水泥浆液的罐数、水泥和外掺剂用量以及泵送浆液的时间等应有专人记录。

10.3.12 搅拌机喷浆提升的速度和次数必须符合施工工艺的要求,并应有专人记录。

10.3.13 当浆液达到出浆口后,应座底喷浆搅拌30s,在浆液与桩端土充分搅拌后,再开始提升搅拌头。

10.3.14 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。

10.3.15 施工时如因故停浆,宜将搅拌机下沉至停浆点以下0.5m处,待恢复供浆时再喷浆搅拌提升。若停机超过3h,为防止

浆液硬结堵管,宜先拆卸输浆管路,妥为清洗。

10.3.16 壁状加固时桩与桩的搭接长度宜大于 200mm,相邻桩的施工时间间隔不宜大于 24h,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。

(II)干 法

10.3.17 喷粉施工前应仔细检查搅拌机械、供粉泵、送气(粉)管路、接头和阀门的密封性、可靠性。送气(粉)管路的长度不宜大于 60m。

10.3.18 搅拌头每旋转一周,其提升高度不得超过 16mm。

10.3.19 搅拌头的直径应定期复核检查,其磨损量不得大于 10mm。

10.3.20 当搅拌头到达设计桩底以上 1.5m 时,应即开启喷粉机提前进行喷粉作业。当搅拌头提升至地面下 500mm 时,喷粉机应停止喷粉。

10.3.21 成桩过程中因故停止喷粉,应将搅拌头下沉至停灰面以下 1m 处,待恢复喷粉时再喷粉搅拌提升。

10.3.22 需在地基土天然含水量小于 30%土层中喷粉成桩时,应采用地面注水搅拌工艺。

10.4 质量检验

10.4.1 水泥土搅拌桩的质量控制应贯穿在施工的全过程,并应坚持全程的施工监理。施工过程中必须随时检查施工记录和计量记录,并对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定。检查重点是:水泥用量、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数和复搅

深度、停浆处理方法等。

10.4.2 水泥土搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法:

1 成桩 7d 后,采用浅部开挖桩头(深度宜超过停浆(灰)面下 0.5m),目测检查搅拌的均匀性,量测成桩直径。检查量为总桩数的 5%;

2 成桩 28d 后,用双管单动取样器钻取芯样作抗压强度检验和桩身标准贯入检验,检验数量为施工总桩数的 2%,且不少于 3 根;

3 成桩 28d 后,可用单桩载荷试验(参见附录 A)进行检验,检验数量为施工总桩数的 1%,且不少于 3 根。

10.4.3 竖向承载水泥土搅拌桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验(参见附录 A)。载荷试验必须在桩身强度满足试验荷载条件时,并宜在成桩 28d 后进行。检验数量为桩总数的 0.5%~1%,且每项单体工程不应少于 3 点。

10.4.4 对相邻桩搭接要求严格的工程,可在成桩 15d 后,选取数根桩进行开挖,检查搭接情况。

10.4.5 基槽开挖后,应检验桩位、桩数与桩顶质量,如不符合设计要求,应采取有效补强措施。

浆液硬结堵管,宜先拆卸输浆管路,妥为清洗。

10.3.16 壁状加固时桩与桩的搭接长度宜大于 200mm,相邻桩的施工时间间隔不宜大于 24h,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。

(II)干 法

10.3.17 喷粉施工前应仔细检查搅拌机械、供粉泵、送气(粉)管路、接头和阀门的密封性、可靠性。送气(粉)管路的长度不宜大于 60m。

10.3.18 搅拌头每旋转一周,其提升高度不得超过 16mm。

10.3.19 搅拌头的直径应定期复核检查,其磨损量不得大于 10mm。

10.3.20 当搅拌头到达设计桩底以上 1.5m 时,应即开启喷粉机提前进行喷粉作业。当搅拌头提升至地面下 500mm 时,喷粉机应停止喷粉。

10.3.21 成桩过程中因故停止喷粉,应将搅拌头下沉至停灰面以下 1m 处,待恢复喷粉时再喷粉搅拌提升。

10.3.22 需在地基土天然含水量小于 30%土层中喷粉成桩时,应采用地面注水搅拌工艺。

10.4 质量检验

10.4.1 水泥土搅拌桩的质量控制应贯穿在施工的全过程,并应坚持全程的施工监理。施工过程中必须随时检查施工记录和计量记录,并对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定。检查重点是:水泥用量、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数和复搅

深度、停浆处理方法等。

10.4.2 水泥土搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法:

1 成桩 7d 后,采用浅部开挖桩头(深度宜超过停浆(灰)面下 0.5m),目测检查搅拌的均匀性,量测成桩直径。检查量为总桩数的 5%;

2 成桩 28d 后,用双管单动取样器钻取芯样作抗压强度检验和桩身标准贯入检验,检验数量为施工总桩数的 2%,且不少于 3 根;

3 成桩 28d 后,可用单桩载荷试验(参见附录 A)进行检验,检验数量为施工总桩数的 1%,且不少于 3 根。

10.4.3 竖向承载水泥土搅拌桩地基竣工验收时,承载力检验应采用复合地基载荷试验(参见附录 A)。载荷试验必须在桩身强度满足试验荷载条件时,并宜在成桩 28d 后进行。检验数量为桩总数的 0.5%~1%,且每项单体工程不应少于 3 点。

10.4.4 对相邻桩搭接要求严格的工程,可在成桩 15d 后,选取数根桩进行开挖,检查搭接情况。

10.4.5 基槽开挖后,应检验桩位、桩数与桩顶质量,如不符合设计要求,应采取有效补强措施。

11 树根桩

11.1 一般规定

11.1.1 树根桩常用于基础托换加固,也可作为侧向支护桩和地下空间结构的抗浮桩。

11.1.2 树根桩直径宜为 150mm~400mm,桩长不宜超过 30m,布置型式有各种排列的直桩和网状结构的斜桩。

11.1.3 树根桩作为托换加固时,单桩承载力设计值的选择应考虑与既有建筑物的变形协调。

11.2 设计

11.2.1 树根桩作为支承桩时,单桩承载力设计值应由现场载荷试验确定。初步设计时,亦可按摩擦桩设计:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} U_p \sum f_{si} \cdot l_i \quad (11.2.1)$$

式中 R_d ——单桩承载力设计值(kN);

γ_R ——承载力分项系数,取 2.0;

U_p ——桩截面周长(m);

f_{si} ——第 i 层土层极限摩阻力(kPa),可取现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 中的灌注桩桩侧极限摩阻力标准值的上限;当采用二次注浆工艺时,可再提高 30%;

l_i ——第 i 层土层中的桩长度(m)。

当桩尖进入硬土层且进行端部二次注浆扩径时,可计入扩径

桩端承载力。扩径长度应不小于 2.5 倍扩径,其单桩承载力设计值应由现场静载荷试验确定。

11.2.2 树根桩桩身强度应按下列式估算:

$$Q_d \leq 0.7 f_c A_p \quad (11.2.2)$$

式中 Q_d ——作用在树根桩单桩桩顶的竖向荷载设计值(kN);

A_p ——桩身截面积(m^2);

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值(kPa),桩身混凝土强度等级应不小于 C20。

11.2.3 树根桩作为抗拔桩时,单桩竖向抗拔承载力设计值应由现场载荷试验确定。初步设计时,对采用一次注浆成桩工艺的单桩竖向抗拔承载力设计值可按下列式进行估算:

$$R'_d = \frac{U_p}{\gamma_s} \sum \lambda_i \cdot f_{si} \cdot l_i + G_p \quad (11.2.3)$$

式中 γ_s ——桩的抗拔承载力分项系数,可取 2.0;

λ_i ——桩周第 i 层土的抗拔承载力系数,按表 11.2.3 取值;

G_p ——单桩自重设计值。

表 11.2.3 抗拔承载力系数 λ

土的类型	λ
砂土	0.50
黏性土、粉性土	0.60

11.2.4 树根桩作为抗拔桩时,应根据相关规定对桩基进行桩身抗裂或裂缝控制验算。

11.2.5 树根桩采用的细石骨料粒径宜在 10mm~25mm 范围内,钢筋笼外径宜小于设计桩径 40mm~60mm。常用的主筋直

径为 12mm~18mm,箍筋直径为 6mm~8mm,箍距为 150mm~250mm,截面主筋不得少于 3 根。桩承受压力作用时的钢筋长度不得小于三分之二桩长;承受拉力作用时应在全桩长配筋。对直径小于 200mm 树根桩,宜注水泥砂浆,砂粒粒径不宜大于 0.5mm,配比应符合混凝土设计强度等级要求。

11.3 施工

11.3.1 树根桩施工应按下列步骤进行:

1 定位和校正垂直度:桩位偏差应控制在 20mm 之内,垂直度误差应不超过 1/100;

2 成孔:采用工程地质钻机成孔,钻孔时应采用清水或天然泥浆护壁;可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;

3 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,节间钢筋接头宜采用焊接或机械式接头。注浆管可采用直径 20mm 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;

4 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;

5 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 1.5MPa。注浆时应控制压力,使浆液均匀上冒,直至泛出孔口为止;

6 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;

7 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,注浆最大压力宜为(2~4)MPa,注浆量应按设计要求控制。

11.3.2 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,应将套管下到缩颈或塌孔的土层深度以下。

11.3.3 树根桩施工时应防止出现窜孔和浆液沿砂层大量流失的现象。树根桩的额定注浆量不宜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止上述现象。

11.4 质量检验

11.4.1 树根桩的施工质量检验应检查施工记录、桩数、桩位偏差、钢筋笼制作质量、注浆量和桩体试块抗压强度等。

11.4.2 每 3~6 根桩做一组试块(每组三块),测定桩身混凝土强度。

11.4.3 树根桩竣工验收检验时,应采用荷载试验方法检验其承载能力和沉降特性,检验宜在施工结束 28d 后进行,试验数量宜为总桩数的 0.5%~1%,且每个单体工程的试验数量不应少于 3 根。

11.4.4 应抽取不少于总桩数的 50%的桩进行低应变动力试验检测桩身完整性。

12 锚杆静压桩

12.1 一般规定

12.1.1 锚杆静压桩适用于加固处理淤泥质土、黏性土、人工填土和粉性土等地基。可应用于已建、新建多层和高层建(构)筑物、工业厂房的地基处理、桩基补强和托换工程。

12.1.2 锚杆静压桩适用于以下几种需要进行地基处理、桩基补强和托换工程:

1 在城市改造的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)筑物的处理工程;

2 既有建(构)筑物基础的不均匀沉降引起上部结构开裂或基础倾斜的基础托换工程;

3 多层建筑物加层、桩基事故工程或吊车荷重增大的工业厂房基础托换工程;

4 新建建(构)筑物不具有单独打桩工期的桩基逆作法处理工程;

5 建(构)筑物改造的基础补桩加固工程及地下工程的抗浮加固工程。

12.1.3 设计前应具备场地的岩土工程勘察资料,宜通过静力触探查明土层的厚度以及土的力学性能,以选择压桩设备能力、桩的入土深度和预估单桩承载力。

12.1.4 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)筑物的沉降观测和裂缝开展、地下管网、地下障碍物和周围环境等有关资料。

12.2 设计

12.2.1 单桩竖向承载力设计值应由静载荷试验确定,初步设计时,也可按式(12.2.1)估算:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} (U_p \sum f_{si} l_i + f_p A_p) \quad (12.2.1)$$

式中 U_p ——桩身截面周长(m);

f_{si}, f_p ——桩侧第*i*层土的极限摩阻力标准值(kPa)和桩端处土的极限端阻力标准值(kPa),可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11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);

γ_R ——单桩承载力分项系数,取2.0。

12.2.2 桩的数量,应根据单桩竖向承载力设计值 R_d 结合上部结构荷载情况通过计算确定。

12.2.3 压桩孔应布置在墙体的内外两侧或柱子四周,桩位孔布置图见图12.2.3-1,并尽量靠近墙体或柱子。

用于新建工程时,基础配筋应由设计确定,并适当加强压桩孔边缘和转角压桩孔的配筋数量,防止基础混凝土拉裂。压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形,压桩孔洞口的底板、板面应设保护附加钢筋,压桩孔边缘离基础边缘的距离不小于300mm,抗压锚杆桩压桩孔构造图见图12.2.3-2。

用于地下抗浮桩工程时,抗拔锚杆桩压桩孔构造见图12.2.3

—3。

用于既有建(构)筑物原有基础时,压桩孔可由人工或机械开凿,孔形要求略呈上小下大形状。

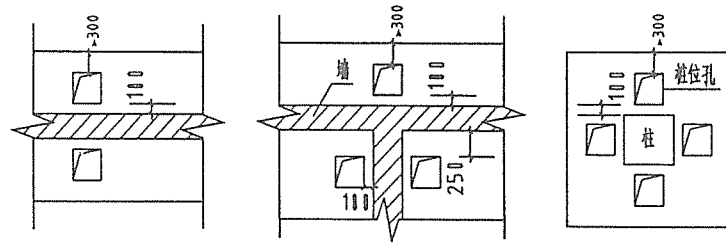


图 12.2.3-1 桩位孔布置图

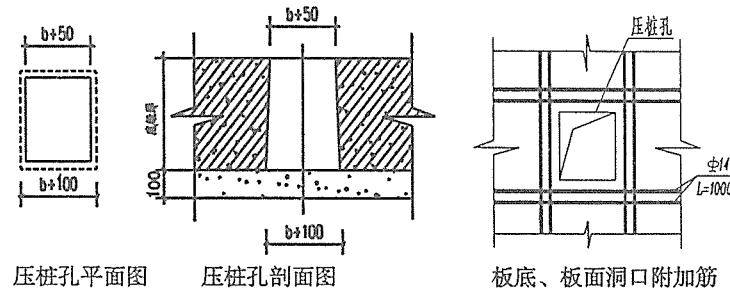


图 12.2.3-2 抗压锚杆桩预留压桩孔构造图

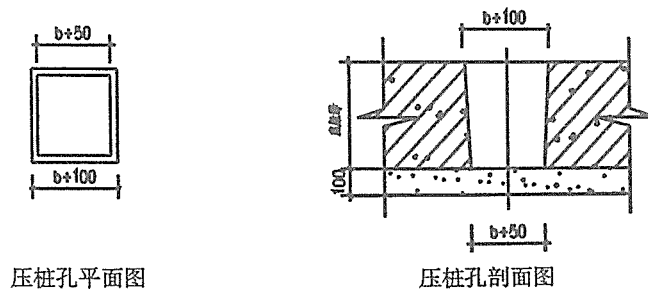


图 12.2.3-3 抗拔锚杆桩预留压桩孔构造图

12.2.4 当桩承受水平力、抗拔力和七度抗震设计时,应采用焊接接头;当桩只承受垂直压力时亦可采用硫磺胶泥接头。

二台或二台以上压桩机在同一基础上压桩时,应保持对称压桩,同时应验算压桩力的总和不得大于该基础以上荷载的总重量,严防基础上抬;用于新建建(构)筑物桩基逆作法时,当上部建筑建完 2~3 层后方可允许压桩施工。

12.2.5 压桩施工可以直接测得压桩力,设计时可以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。长细比 L/D (L —桩长, D —桩径或边长)不应大于 130。

12.2.6 桩段构造设计应符合下列要求:

- 1 锚杆静压桩可采用钢筋混凝土桩和钢管桩;
- 2 钢筋混凝土桩的截面形状宜为方形和圆形二种,常用方形,其边长宜为 200mm~350mm,常用的边长为 250mm;钢管桩直径宜为 100mm~600mm;
- 3 桩段长度应考虑室内高度和施工搬运方便,桩段长度宜为 1m~3m,常用的为 2.5m;
- 4 桩内主筋应按计算确定,当方桩边长为 200mm 时,配筋不宜少于 $4\phi 10$;当方桩边长为 250mm 时,配筋不宜少于 $4\phi 12$;当方桩边长为 300mm 时,配筋不宜少于 $4\phi 14$;当方桩边长为 350mm 时,配筋不宜少于 $4\phi 16$;抗拔桩主筋由计算确定;
- 5 单桩承载力设计值大于 1500kN 时,宜选用锚杆静压大直径钢管桩(直径大于 400mm);
- 6 钢筋可选用 I 级和 II 级钢,桩身混凝土强度应不小于 C30 级,钢材为 I 级钢 Q235 和 II 级钢 Q335。

12.2.7 桩基承台构造设计应符合下列要求:

- 1 新建桩基承台厚度应由设计确定,承台厚度不宜小于

400mm, 桩头进入桩基承台为 50mm~80mm;

2 采用锚杆静压桩进行基础托换时, 应对原有基础厚度和强度进行抗冲切强度的验算, 如不能满足要求时, 应采取必要的植筋和加厚加大压桩承台等加固措施;

3 当原有基础底板厚度小于 350mm 时, 应在桩孔上设置桩帽梁, 如桩要求抗震、承受水平力或抗拔力时其封桩承台构造见图 12.2.7。

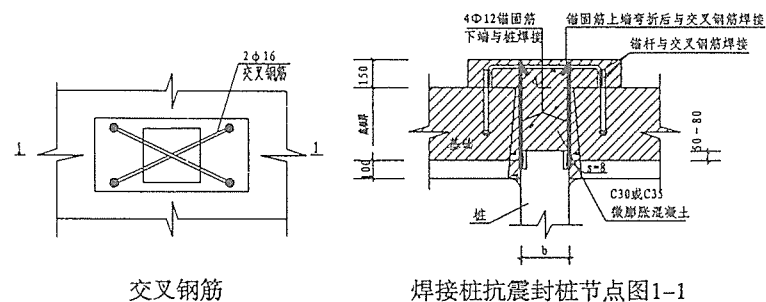


图 12.2.7 承台封桩构造图

12.2.8 锚杆可采用预先埋设和后成孔埋设两种, 锚杆可采用带螺纹锚杆、端头带镦粗锚杆或带爪肢锚杆, 锚杆螺栓的锚固深度为 $(12\sim15)d_s$ (d_s 为螺栓直径), 用于抗拔力大的锚杆, 锚杆直径、锚杆数量、间距和埋入深度应通过计算确定。

12.2.9 压桩孔内封桩应用 C30 或 C35 微膨胀混凝土。

12.2.10 对沉降有严格要求的既有建(构)筑物, 可采用预加反力封桩法, 桩顶预加反力值取 $(1.1\sim1.3)R_d$, 详见图 12.2.10。当封桩混凝土达到设计强度的 80% 时, 可拆除桩顶千斤顶, 封桩用水泥宜采用超早强水泥。

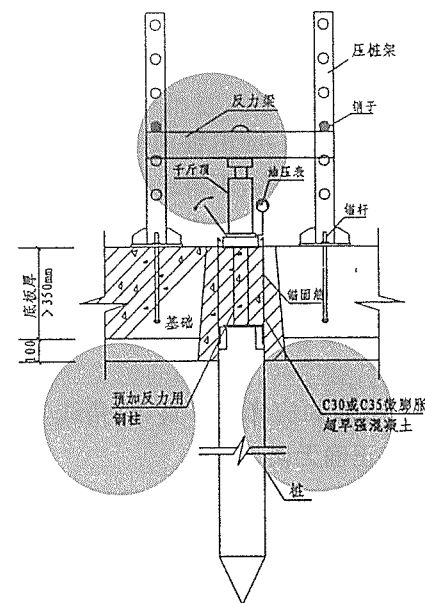


图 12.2.10 预加反力封桩示意图

12.3 施工

12.3.1 锚杆静压桩施工前应对施工场地进行整平, 清除桩位孔内的障碍物, 做好施工防雨、施工降水及锚杆和桩段的加工制作等工作。

12.3.2 混凝土桩的制作应符合下列规定:

1 预制混凝土小方桩的制作质量标准应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 和《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204 有关规定;

2 桩身混凝土强度等级应不小于 C30, 纵向主筋保护层厚度为 20mm, 纵向主筋与箍筋应扎牢, 上下端部应设置角钢加强套和

3 片网片,并与主筋焊牢;

3 桩身立模必须掌握桩的截面尺寸和埋设件尺寸,端面必须平整,宜用钢模板;

4 浇灌方桩混凝土时,应由桩顶往桩端方向进行,浇灌不得中断,桩身混凝土应振捣密实,不得出现蜂窝麻面等质量事故;

5 当混凝土小方桩桩身强度达到设计强度 70% 时方可起吊,达到 100% 时才可运输和沉桩,预制混凝土小方桩卸桩时,应用吊机吊下,或从车上滑到车下垫有的轮胎上,不得从运桩车上用钢棒撬下来;

6 混凝土方桩表面应光滑平整、棱角线竖直、端面平整、角钢和插筋孔位置应正确无误。

12.3.3 根据静力触探资料可预估压桩施工时最大压桩力并合理选择压桩设备。

1 最大压桩力与比贯入阻力 p_s 的关系,按式(12.3.3-1)计算:

$$P_{p(z)} = K_s \cdot p_{s(z)} \quad (12.3.3-1)$$

式中 $P_{p(z)}$ ——桩入土深度为 z 时的最大压桩力(kN);

$p_{s(z)}$ ——桩入土深度为 z 时的最大比贯入阻力(kPa);

K_s ——换算系数。对桩截面为 250mm×250mm 左右的桩,取(0.06~0.07)m²。

2 设计最终压桩力按式(12.3.3-2)计算:

$$P_{p(1)} = K_p \cdot R_d \quad (12.3.3-2)$$

式中 $P_{p(1)}$ ——设计最终压桩力(kN);

K_p ——压桩力系数,对黏性土 $K_p=1.3\sim 1.5$;对填土和砂土, $K_p=2.0$;

R_d ——单桩竖向承载力设计值(kN)。

12.3.4 压桩施工可按下列顺序进行:

清理现场和清除覆土→排除积水→开凿压桩孔与锚杆孔→埋设锚杆→安装压桩架→吊桩入位→压桩施工→记录压桩力与深度→接桩→压桩施工→达到设计要求桩长或压桩力停止压桩→焊接锚固筋→拆除压桩架→截桩头→焊接交叉钢筋→清洗压桩孔→浇灌 C30 微膨胀早强混凝土。

12.3.5 压桩施工应符合以下规定:

1 压桩架安装时应保持垂直,拧紧螺帽,防止压桩架晃动;

2 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,可用吊锤法和水准靠尺法检查桩的垂直度;

3 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;

4 压桩施工应一次到位,如需中途停顿,桩尖可停留在软土中,停留时间不得超过 24h;

5 用硫磺胶泥接桩时,硫磺胶泥的操作施工应按现行国家标准《地基与基础工程施工及验收规范》GB50202 的要求进行,浇注温度不得低于 140℃;

6 压桩施工过程中,遇到砂层或障碍时,应采取相应措施,如高压射水引孔、钻机引孔等措施;

7 做好现场压桩的施工记录。

12.3.6 认真做好封桩工作,对截桩、清孔、焊接锚固筋和交叉钢筋、浇灌 C30 微膨胀混凝土的每道工序应严格控制。

12.4 质量检验

12.4.1 锚杆静压桩施工质量检验包括预制混凝土小方桩桩身材料质量检验和桩段施工制作的检查,如主筋直径、箍筋网片的数量和位置、预留插筋孔角钢位置的尺寸、混凝土配合比、桩段的外观等内容的检查。钢管桩施工质量检验主要包括桩身垂直度、同心度、端面平直度、平整度高差、接桩坡口和焊缝等内容。

12.4.2 锚杆静压桩施工质量应符合下列规定:

- 1 压桩孔与设计位置的平面偏差不得大于 20mm;
- 2 压桩时桩段的垂直偏差不得超过 1.5%的桩段长;
- 3 钢管桩平整度高差不得大于 2mm,接桩处的坡口应为 45

度,焊缝要求饱满、无气孔、无杂质,焊缝高度应为 $D+1\text{mm}$ (D 为桩径);

4 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。

12.4.3 锚杆静压桩沉桩应以设计桩长或设计压桩力作为检验标准。

12.4.4 对需要进行静载荷试验进行检验的工程,试验数量不宜少于总桩数的 1%,并不应少于 3 根。黏性土宜在压桩 28d 后进行,粉性土地基宜在压桩 14d 后进行,砂土地基宜在 7d 后进行。锚杆静压桩桩身质量不宜采用低应变检测。

13 既有建筑地基基础加固

13.0.1 既有建筑地基基础加固适用于既有建筑因勘察、设计、施工或使用不当;增加荷载、纠倾、移位、改建、古建筑保护;遭受邻近新建建筑、深基坑开挖、新建地下工程或自然灾害的影响等而需对其地基和基础进行加固的设计和施工。

13.0.2 既有建筑地基基础加固前,应先对地基和基础进行鉴定,方可进行加固设计和施工。既有建筑地基和基础的鉴定、加固设计和施工,应由具有相应资质的单位和有经验的专业技术人员承担。

13.0.3 增层建筑物的地基基础设计应符合下列要求:

1 建筑物增层后,地基承载力和地基变形均应满足现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 第 5 章的要求;

2 新旧结构相连接时,地基基础应按变形协调原则进行设计;

3 建筑物增层时地基承载力设计值应采用现场原位测试确定。沉降稳定的建筑物直接增层时,其地基承载力设计值应适当提高,对黏性土地基土体的承载力提高系数可参考表 13.0.3 确定。

表 13.0.3 地基承载力提高系数值

已建时间(年)	5~10	10~20	20~30	30~50
提高系数	1.05~1.15	1.15~1.25	1.25~1.35	1.35~1.45

4 增层后的地基变形包括原建筑物荷载下的剩余变形和增

层荷载引起的地基变形。当原建筑物地基土固结度达 85% 以上或连续两次半年沉降量观测不超过 2mm 时,可认为原地基已经稳定,原荷载下的剩余变形可忽略。

13.0.4 既有建筑地基基础加固可采用基础加固、基础托换、地基加固和组合加固。

13.0.5 基础加固可采用基础补强注浆加固法、扩大基础底面积法和加深基础法等。

13.0.6 基础托换可采用锚杆静压桩法、树根桩法、桩侧桩端后注浆桩法和抬墙梁法等。

13.0.7 地基加固可采用注浆加固法和高压喷射注浆法等。

13.0.8 组合加固是同时采用基础加固、基础托换或地基加固等两种或两种以上方法的组合加固。

13.0.9 既有建筑地基基础加固的设计和施工应按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123 和现行标准化协会标准《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》CECS225 的有关规定执行。

附录 A 单桩和复合地基载荷试验要点

A.0.1 本试验要点适用于地基处理后的单桩竖向载荷试验、单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

A.0.2 单桩竖向载荷试验用于测定单桩竖向承载力、变形参数和桩身质量;复合地基载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力和变形参数,验证设计方案的合理性。

A.0.3 载荷试验承压板应具有足够刚度。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 1.2m×0.7m。单桩复合地基载荷试验的承压板可用圆形或方形,面积为一根桩承担的处理面积;多桩复合地基载荷试验的承压板可用方形或矩形,其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致,并与荷载作用点相重合。

A.0.4 承压板底面标高必须与基础底面设计标高相同。承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度取 50mm~150mm,桩身强度高时宜取大值。试验标高处的试坑长度和宽度,应不小于承压板尺寸的 3 倍。基准梁的支点应设在试坑之外。

A.0.5 为提供设计依据的试验桩,应加载至破坏;为工程验收而进行抽样检测的试验桩,最大加载量应分别不小于单桩或复合地基承载力设计值的 2.0 倍。加荷等级可分为(10~12)级,加载方法应采用慢速维持荷载法。

A.0.6 每级荷载施加后按第 5、15、30、45、60min 测读沉降量,以后每隔 30min 测读一次,直至达到沉降稳定标准。

A.0.7 当每一小时的沉降量小于下列规定值,并连续出现两次

(由 1.5h 三次 30min 沉降观测值计算)时即可加下一级荷载。

1 单桩荷载试验时,稳定标准取 0.1mm/h。

2 复合地基荷载试验时,对碎(砂)石桩、强夯置换墩复合地基,稳定标准取 0.25mm/h,其它均取 0.1mm/h。

A.0.8 卸载应分级进行,每级卸载值取加载值的 2 倍,逐级等量卸载。卸载时每级荷载维持 30min,按第 5、15、30min 测读沉降量,卸载至零后应测读稳定的残余沉降量,测读时间为第 5、15、30、60min,以后每隔 30min 测读一次,维持时间为 3h。

A.0.9 单桩荷载试验出现下列条件之一时,即可终止试验。

1 在某级荷载下的沉降量大于前一级沉降量的 5 倍;或大于前一级沉降量的 2 倍并经 24h 尚未稳定;

2 总加荷量已经达到或超过设计要求值;

3 累积沉降量已大于荷载板宽度(或直径)的 10%,且不小于 100mm。

复合地基荷载试验出现下列条件之一时,即可终止试验。

1 沉降量急剧增大,土被挤出或压板周围出现明显的裂缝;

2 累积沉降量已大于荷载板宽度(或直径)的 10%,且不小于 100mm;

3 在某级荷载下的沉降量大于前一级沉降量的 2 倍,且经过 24h 尚未稳定;

4 总加荷量已经达到设计要求值。

A.0.10 单桩极限承载力标准值可按下列方法确定:

1 在 $Q \sim s$ 曲线上取第二拐点所对应的荷载;

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

3 按累计沉降量确定:水泥土类桩可取 $s/d=0.05$ (d 为桩

身直径)所对应的荷载;碎(砂)石桩、强夯置换墩可取 $s/d=0.07$ 所对应的荷载。

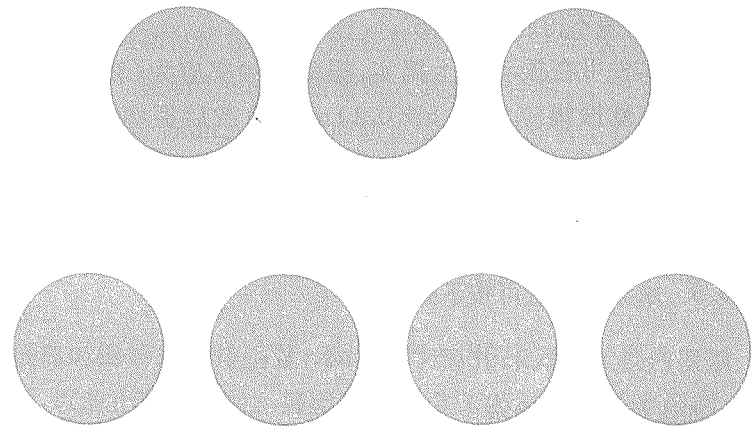
复合地基极限承载力标准值可按下列方法确定:

1 在 $p \sim s$ 曲线上取第二拐点所对应的荷载;

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

3 按累计沉降量确定:水泥土类桩可取 $s/b=0.05$ (b 为荷载板宽度)所对应的荷载;碎(砂)石桩、强夯置换墩可取 $s/b=0.07$ 所对应的荷载。

A.0.11 单桩或复合地基极限承载力统计值可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08—11 第 16 章的有关规定确定,参加统计的试验点不应少于 3 点。



附录 B 室内水泥石抗压强度试验

B.0.1 本试验适用于测定水泥石立方体试件的抗压强度,以确定和校核水泥石配合比,为水泥石搅拌法设计和施工提供依据。

B.0.2 材料选用应满足下列要求:

1 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 5mm 筛子以备;

2 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,当满足出厂标准号时才可使用;

3 所用水采用一般的自来水。

B.0.3 采用 70.7mm×70.7mm×70.7mm 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°。

B.0.4 试件可在振动台上捣实,振动台频率应为(3000±200)次/min,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 10mm,长 350mm,一端应为弹头形。

B.0.5 水泥掺入量可按式确定:

$$W_c = \frac{1+w}{1+w_0} a_w \cdot W_0 \quad (\text{B.0.5-1})$$

加水量按下式确定:

$$W_w = \frac{w-w_0}{1+w} + \mu a_w \frac{1+w}{1+w_0} W_0 \quad (\text{B.0.5-2})$$

式中 W_0 ——风干土的质量(kg);

W_c ——水泥的质量(kg);

W_w ——水的质量(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。

B.0.6 试件成型和养护应满足下列要求:

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。可将拌和水一次倒入,从加水起拌和 10min;或逐次加水,拌和 1min(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石拌合物,在振动台上振动 1min,紧接着装入其余拌合物,并稍有富裕,在振动台上振动 1min。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,水泥石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 10mm;

5 振捣或插捣完毕后,刮除试模顶部多余的水泥石,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 3d 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 $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ 内。

B.0.7 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%。

B.0.8 抗压试验按以下步骤进行:

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 试件在试压前应将试块表面刷净擦干并称其重量;

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 $(10\sim 15)\text{N/s}$ 的速率连续而均匀地加荷。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。

B.0.9 水泥土抗压强度按下式计算:

$$f_{cu} = P/A \quad (\text{B.0.9})$$

式中 f_{cu} ——试验龄期下水泥土抗压强度(kPa);

P ——破坏荷载(kN);

A ——试件的承压面积(m^2)。

B.0.10 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。

本规范用词说明

1 为便于执行本规范条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”,反面词采用“严禁”。

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”,反面词采用“不应”或“不得”。

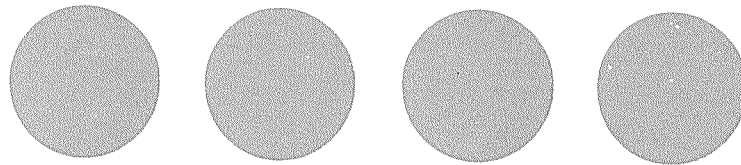
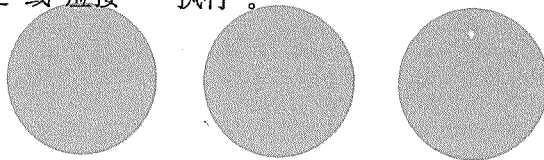
3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”,反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的:

正面词采用“可”,反面词采用“不可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为:“应符合……的规定”或“应按……执行”。



引用标准名录

- 1、《土工试验方法标准》GB/T 50123
- 2、《土工合成材料应用技术规范》GB50290
- 3、《混凝土结构设计规范》GB50010
- 4、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB50204
- 5、《地基与基础工程施工及验收规范》GB50202
- 6、《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123
- 7、《建筑物移位纠倾增层改造技术规范》CECS225
- 8、上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11

上海市工程建设规范

地基处理技术规范

DG/TJ08-40-2010

条文说明

2010 上海

目次

1 总则	(1)
3 基本规定	(4)
4 换填法	(12)
4.1 一般规定	(12)
4.2 设计	(12)
4.3 施工	(28)
4.4 质量检验	(31)
5 预压法	(32)
5.1 一般规定	(32)
5.2 设计	(34)
5.3 施工	(46)
5.4 质量检验	(50)
6 强夯法	(51)
6.1 一般规定	(51)
6.2 设计	(53)
6.3 施工	(60)
6.4 质量检验	(63)
7 碎(砂)石桩法	(80)
7.1 一般规定	(80)
7.2 设计	(83)
7.3 施工	(92)
7.4 质量检验	(97)
8 注浆法	(99)

8.1	一般规定	(99)
8.2	设计	(102)
8.3	施工	(106)
8.4	质量检验	(110)
9	高压喷射注浆法	(114)
9.1	一般规定	(114)
9.2	设计	(120)
9.3	施工	(124)
9.4	质量检验	(127)
10	水泥土搅拌法	(129)
10.1	一般规定	(129)
10.2	设计	(136)
10.3	施工	(146)
10.4	质量检验	(149)
11	树根桩	(151)
11.1	一般规定	(151)
11.2	设计	(153)
11.3	施工	(155)
11.4	质量检验	(156)
12	锚杆静压桩	(158)
12.1	一般规定	(158)
12.2	设计	(160)
12.3	施工	(167)
12.4	质量检验	(171)
13	既有建筑地基基础加固	(173)
附录 A	单桩和复合地基载荷试验要点	(178)
附录 B	室内水泥土抗压强度试验	(179)

Contents

1	General provisions	(1)
3	Basic requirement	(4)
4	Replacement method	(12)
4.1	General requirement	(12)
4.2	Design	(12)
4.3	Construction	(28)
4.4	Quality inspection	(31)
5	Preloading method	(32)
5.1	General requirement	(32)
5.2	Design	(34)
5.3	Construction	(46)
5.4	Quality inspection	(50)
6	Heavy-tamping method	(51)
6.1	General requirement	(51)
6.2	Design	(53)
6.3	Construction	(60)
6.4	Quality inspection	(63)
7	Granular pile method	(80)
7.1	General requirement	(80)
7.2	Design	(83)
7.3	Construction	(92)
7.4	Quality inspection	(97)
8	Grouting method	(99)
8.1	General requirement	(99)

8.2	Design	(102)
8.3	Construction	(106)
8.4	Quality inspection	(110)
9	Jet grouting method	(114)
9.1	General requirement	(114)
9.2	Design	(120)
9.3	Construction	(124)
9.4	Quality inspection	(127)
10	Cement deep mixing method	(129)
10.1	General requirement	(129)
10.2	Design	(136)
10.3	Construction	(146)
10.4	Quality inspection	(149)
11	Root pile	(151)
11.1	General requirement	(151)
11.2	Design	(153)
11.3	Construction	(155)
11.4	Quality inspection	(156)
12	Anchor pile	(158)
12.1	General requirement	(158)
12.2	Design	(160)
12.3	Construction	(167)
12.4	Quality inspection	(171)
13	Reinforcing existing building foundation	(173)
Appendix A	Key points of single pile and composite foundation load tests	(178)
Appendix B	Laboratory test of cement-soil strength	(179)

1 总 则

1.0.1 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、确保质量和保护环境。

1.0.2 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修复,故随着上海市建筑工程、市政工程、港口工程和水利工程的蓬勃发展,迫切需要一本关于适合本市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。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,且与上海市建筑工程、市政工程、港口工程和水利工程较为接近的其它工程,也可酌情参照使用。

本规范中列入了十三章和二一个附录,共计为九种地基处理方

法和二个试验要点。

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(第十一章)和锚杆静压桩(第十二章)列入了本规范,并专门增加关于既有建筑地基基础加固有关方法一章(第十三章),便于设计者使用。

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 A。

对水泥土搅拌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 B。

本规范除第一章的总则、第二章的术语、符号和第三章的基本规定外,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。

1.0.3 地基处理施工时对环境的主要影响: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、振动和侧向挤上的情况,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,建筑物也会产生一定的附加沉降,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。

1.0.4 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》(JGJ79-2002)为基本依据,并针对上海软弱地基的特性,总结十多年来工程设计的实践经验,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现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 的有关规定和配套使用,以保持地区性规范的一致性。

3 基本规定

3.0.1 本条主要阐明在选择地基处理方案前应具备的资料:

1 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进行必要的补充勘察;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;

2 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;

3 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,故重视类似场地上同类工程的地基处理经验至为重要。

3.0.2 大量工程实例证明,采用加强建筑物上部结构刚度和承载能力的方法,能减少地基的不均匀变形,取得较好的技术经济效果。因此,本条规定对于需要进行地基处理的工程,在选择地基处理方案时,应同时考虑上部结构、基础和地基的相互作用,尽量选用加强上部结构和地基处理相结合的方案,这样既可降低地基的处理费用,又可收到满意的效果。上部结构和基础的刚度越大,抵抗不均匀变形的能力就越强,对地基的处理要求相对降低。

对道路工程,地基加固设计时应把处理时间结点确定为填土

填筑后预压结束铺设路面前地基强度、稳定性和工后沉降满足有关要求;为了提高复合地基中桩的作用,应该采取铺设土工格栅等方式增强填土荷载的刚度,桩身强度或刚度越高,其要求也更高。

3.0.3 本条主要阐述确定地基处理方案的主要步骤:

1 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做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,不可避免需要进行其他方法处理,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,若数量少和埋置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80mm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。

值得注意的是,有时一个方案可能是两种地基处理力法的综合。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承载力约可达 130kPa,在联合碎石桩后,地基承载力可提高到 200kPa,从而可能满足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;有时为了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。

工程实践证明,当岩土工程条件较为复杂或地基处理要求较高时,采用单一的地基处理方法处理地基,往往满足不了设计要求或造价较高,而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法很可能是最佳选择,如碎石桩和塑料排水带的联合、碎(砂)石桩与强夯法的联合、塑料排水带与强夯的联合、降水与强夯的联合、刚性桩与柔性桩(或半柔性桩)的联合、真空预压与堆载预压的联合;道路工程中刚性桩与土工格栅的联合、水泥土搅拌桩与塑料排水板(简称长板—短桩组合)的联合、长短桩组合等。同时近几年还发展了劲芯砂石桩、双向搅拌桩、丁型搅拌桩、加筋垫层等新方法和新工艺。

其中,针对高速公路建设特点提出了长板—短桩工法(简称 D—M 工法)(见图 3.0.3),该工法是由长的竖向排水体(砂井、袋装砂井、塑料排水板)、短的水泥土搅拌桩(浆喷桩、粉喷桩)和垫层组成。

长板—短桩工法的提出是为了发挥预压排水固结法和水泥土搅拌桩法的自身优点,克服其在处理深厚软基的不足。该工法

的特点是将高速公路填土施工和预压的过程作为路基处理的过程,充分利用填土荷载加速路基沉降,以达到减小工后沉降的目的。该工法适用于填方路堤下(或存在预压荷载的地基,如油罐地基)软土层厚度大于 10m 的深厚淤泥、淤泥质土及冲填土等饱和黏性土的地基处理。特别适用于地表存在薄层硬壳层和深部软土存在连续薄砂层的地基。

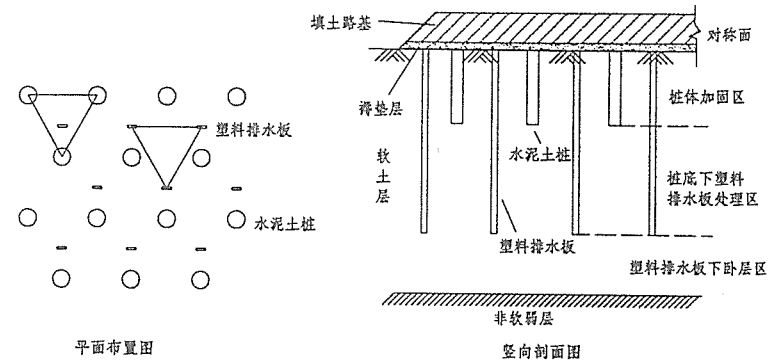


图 3.0.3 长板—短桩工法模式图

长板—短桩工法处理软土路基是一种行之有效的好方法,其特点为:

- 1) 搅拌桩解决了浅部路基的稳定性;
- 2) 排水板解决了下卧层的沉降;
- 3) 充分利用高速公路路堤的填土期作为预压期;
- 4) 对深厚软土长板和短桩的施工质量容易得到保证;
- 5) 可以协调桥头段和一般路段相邻之间的工后沉降速率;
- 6) 特别适用于深厚软土路基的处理;
- 7) 具有可观的经济效益。

在采用长板—短桩工法处理深厚软基时,根据长板与短桩的作用机理与特点,在地基剖面上应可划分为:a. 水泥土搅拌桩复

合地基层(简称复合层);b. 预压排水固结层(简称固结层);c. 未加固处理的原状软土层(简称未加固层)。

2 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,经综合考虑后,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。

当工程建设中遇到暗浜时,必须深入调查和研究,确定暗浜填土的范围、深度和组成成份。对暗浜地基的处理,应根据上部结构情况和技术经济比较决定,可选用下列方法:

- 1) 挖除暗浜填土,用砂等性能较稳定、无侵蚀性地散体材料作垫层;
- 2) 不挖土,打短桩。短桩的断面一般为 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$,长度为 $5\text{m} \sim 8\text{m}$,每根桩可承受 $50\text{kN} \sim 80\text{kN}$ 的荷载,桩距不宜过密,以浜下有砂质粉土、粉砂时效果较为显著。桩基设计可假定桩台底面下的土与桩起共同支撑作用。当无试验资料时,一般按桩基承受总荷载的 70% 计算,但地基土承受的附加荷载不宜超过 30kPa ;
- 3) 挖除填土,将基础落深,用在暗浜不深时为宜;或用毛石混凝土等加厚垫层;
- 4) 基础梁跨越,用在暗浜宽度不大时为宜。

3 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试验或试验性施工。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;优化设计方案;为今后顺利施工创造条件,加速工程建设进度。现场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,且随时间的延长,强度和模量在不断地增长。因此,地基处理施工应尽量提早安排,并通过调整施工速度,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,测试方法有钻孔取样、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。

3.0.4 在地基处理设计时,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。

九十年代以来,软土地区的地基处理设计往往都是遵循在满足强度要求的前提下以变形控制的理念,变形控制贯穿于设计的全过程。而变形控制必须根据不同的工程对象和处理目的,进一步区分整体变形、不均匀变形和水平变形,区分施工过程中不同阶段的沉降量以及工后沉降,同时还须从控制不同阶段的沉降速率角度合理选择地基处理方法。如排水固结法、砂石桩法等不仅会加快施工期的沉降速率,也会增大工后沉降的沉降速率;水泥土类处理方法往往工后沉降速率较慢。对处理面积大及道路工程,须考虑不同处理方法处理后工后沉降沉降速率的差异而引起的不均匀变形。

地基处理后地基承载力可按本规范各章有关规定确定,当采用静载荷试验确定处理后地基承载力时,由试验所得的承载力经深度修正后为地基极限承载力,除以分项系数 2.0 后可计算得复合地基承载力设计值。

3.0.5 工程技术人员指的是设计、勘察、施工、监理和检测人员,必须正确掌握地基处理的目的、加固原理、技术要求和质量控制与标准等。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 and 施工管理,并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生的措施。应及时对监测结果进行分析并通知设计、监理等有关部门,及时做到信息反馈,实现动态设计和信息化施工。

3.0.6 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。

施工质量和处理效果关系密切,但施工质量满足要求并不一定处理效果满足设计要求,处理效果除了与施工质量有关系外,还与设计方案的合理性、勘察资料的准确性及现场条件等因素有关,因此本规范各种处理方法的质量检验将施工质量检验和竣工验收检验区分开,各自采用的方法不同,检验目的也不同,同时也可以区分责任,便于分析处理效果不满足要求的原因。

对于应用于基坑工程的各种地基处理效果检验,应按照现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DGJ08—61 有关规定进行。

3.0.7 为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、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,而又能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。

4 换填法

4.1 一般规定

4.1.1 换填法适用于处理各类浅层软弱地基,将基础底面下处理范围内的软弱土层部分或全部挖除,然后分层换填强度大、性能稳定、无侵蚀性材料,并压(夯、振)实至设计要求的密实度为止。换填法不仅是“换”土,而且包括低洼区域的“填”筑(平整场地)或道路路基、人造山体等的堆“填”筑高。

4.1.2 垫层的适用范围按垫层材料种类可按表 4.1.2 确定。

表 4.1.2 垫层的适用范围

垫层材料种类	适用范围
砂(或砂石)垫层	浜、塘、沟等的局部处理,基层平整处理
干渣垫层	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于渣作垫层
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
土工合成材料垫层	护坡、堤坝、道路、堆场、高填方及建(构)筑物垫层等
聚苯乙烯板块垫层	道路工程路基不均匀沉降处理、深软基低填方且工期紧迫的路堤修筑工程、高填方工程置换等

4.2 设计

4.2.1~4.2.2 砂垫层等在上海已有长期的应用经验,其设计和施工方面通过地基基础及地基处理规范的修订,已具有一套较为完善的规范可供操作。

关于人工垫层应力扩散至今没有明确定论。对于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 $v = \frac{E_{\text{上}}}{E_{\text{下}}} \cdot \frac{1 - \mu_{\text{上}}^2}{1 - \mu_{\text{下}}^2}$ 值确定应力系数,但可供实用的仅有条形均布荷载的解答。

另一种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,也容易被理解和接受,因此应用较为广泛,我国规范均采用这种方法考虑压力扩散。

4.2.3 规范规定垫层厚度一般不大于 3m 的原因,是由于垫层厚度大于 3m 时,施工就要采取降水和支护措施等问题,同时还会带来土方量大和弃土多的不利因素。

4.2.4 经换填处理后的地基,由于理论计算方法尚不够完善,或由于较难选取有代表性的计算参数等原因,而难于通过计算准确确定地基承载力。所以,本条强调经换填垫层处理的地基其承载力宜通过试验,尤其是通过现场原位试验确定。在无试验资料或经验时,当施工达到本规范要求的压实标准后,可以参考条文中表 4.2.4 所列的承载力设计值取用。

4.2.5 粗粒换填材料的垫层在施工期间垫层自身的压缩变形已基本完成,且量值很小。因而对于碎石、卵石、砂夹石、砂和矿渣垫层,在地基变形计算中,可以忽略垫层自身部分的变形值;但对于细粒材料的尤其是厚度较大的换填垫层,则应计入垫层自身的变形,有关垫层的模量应根据试验或当地经验确定。在无试验资料或经验时,可参照条文中表 4.2.4 选用。

4.2.6 砂石是良好的换填材料,但对具有排水要求的砂垫层宜

控制含泥量不大于3%；采用粉细砂作为换填材料时，应改善材料的级配状况，在掺加碎石或卵石使其颗粒不均匀系数不小于5并拌合均匀后，方可用于铺填垫层。

4.2.7 本章所称干渣，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。

高炉干渣垫层在冶金系统已广泛应用，且已积累了丰富的实践经验。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。

矿渣的稳定性是其是否适用于做换填垫层材料的最主要性能指标，冶金部试验结果证明，当矿渣中CaO的含量小于45%及FeS与MnS的含量接近1%时，矿渣不会产生硅酸盐分解和铁锰分解，排渣时不浇石灰水，矿渣也就不会产生石灰分解，则该类矿渣性能稳定，可用于换填。对中、小型垫层可选用8mm~40mm与40mm~60mm的分级矿渣或0mm~60mm的混合矿渣；较大面积换填时，矿渣最大粒径不宜大于200mm或大于分层铺填厚度的2/3。对用于换填垫层的矿渣，同样要考虑放射性对地下水环境的影响及对金属管网、构件的影响。

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，其部分工程实例详见表4.2.7。

表 4.2.7 矿渣地基应用工程实例

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3m~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(2~3)m， 地坪厚(40~50)cm；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4m~ 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1.5m~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0.8m~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

4.2.8 粉煤灰可分为湿排灰和调湿灰。按其燃烧后形成玻璃体的粒径分析，应属粉土的范畴。但由于含有CaO、SO₃等成分，具有一定的活性，当与水作用时，因具有胶凝作用的火山灰反应，使粉煤灰垫层逐渐获得一定的强度与刚度，有效地改善了垫层地基的承载能力及减小变形的能力。不同于抗地震液化能力较低的粉土或粉砂，由于粉煤灰具有一定的胶凝作用，在压实系数大于0.9时，即可以抵抗7度地震液化。用于发电的燃煤常伴生有微量放射性同位素，因而粉煤灰亦有时有弱放射性。作为建筑物垫

层的粉煤灰应按照现行国家标准《工业废渣建筑材料放射性物质控制标准》GB9196 及《放射卫生防护基本标准》GB4792 的有关规定作为安全使用的标准。粉煤灰含碱性物质,回填后碱性成分在地下水中溶出,使地下水具弱碱性,因此应考虑其对地下水的影响,并应对粉煤灰垫层中的金属构件、管网采取一定的防护措施。粉煤灰垫层上宜覆盖 0.3m~0.5m 厚的黏性土,以防干灰飞扬,同时减少碱性对植物生长的不利影响,有利环境绿化。

4.2.9 黏土及粉土均难以夯压密实,故换填时均应避免采用作为换填材料,在不得已选用上述土料回填时,也应掺入不少于 30% 的砂石并拌合均匀后,方可使用。当采用粉质黏土大面积换填并使用大型机械夯压时,土料中的碎石粒径可稍大于 50mm,但不宜大于 100mm,否则将影响垫层的夯压效果。

4.2.10 灰土强度随土料中黏粒含量增高而加大,塑性指数小于 4 的粉土中黏粒含量太少,不能达到提高灰土强度的目的,因而不能用于拌合灰土。灰土所用的消石灰应符合Ⅲ级以上标准,贮存期不超过 3 个月,所含活性 CaO 和 MgO 越高则胶结力越强。通常灰土的最佳含灰率为 CaO+MgO 约达总量的 8%。石灰应消解 3d~4d 并筛除生石灰块后使用。

4.2.12 我国自 20 世纪 80 年代初应用土工合成材料以来,经过广大工程人员的不断研究和推广应用,已取得了产品制造和应用技术的较大发展。据不完全统计,迄今采用土工合成材料的工程近 2 万项,但在上海地区的应用还较为有限,目前上海的陈行水库工程、上海沪宁高速公路、上海地铁二号线龙东路西段工程、上海外高桥电厂、上海石洞口电厂灰坝工程、上海辰山植物园工程等有所应用。

土工合成材料是近年来随着化学合成工业的发展而迅速发

展起来的一种新型土工材料,主要由涤纶、尼龙、晴纶、丙纶等高分子化合物,根据工程的需要,加工成具有弹性、柔性、高抗拉强度、低伸长率、透水、隔水、反滤性、抗腐蚀性、抗老化性和耐久性的各种类型的产品。如各种土工格栅、土工格室、土工垫、土工网格、土工膜、土工织物、塑料排水带及其它土工复合材料等,由于这些材料的优异性能及广泛的适用性,受到工程界的重视,被迅速推广应用于河、海岸护坡、堤坝、公路、铁路、港口、堆场、建筑、矿山、电力等领域的岩土工程中,取得了良好的工程效果和经济效益。

土工合成材料具有加筋、防护、过滤、排水、隔离等功能,应用时应根据其在结构中发挥的主要功能进行选型和设计;当其在结构中除发挥主要功能外,还兼有其它功能且要考虑这些功能的作用时,还需进行相应项目的校核设计。

用于换填垫层的土工合成材料,在垫层中主要起加筋作用,以提高地基土的抗拉和抗剪强度、防止垫层被拉断裂和剪切破坏、保持垫层的完整性、提高垫层的抗弯刚度,因此利用土工合成材料加筋的垫层有效地改变了天然地基的性状,增大了压力扩散角,降低了下卧天然地基表面的压力,约束了地基侧向变形,调整了地基不均匀变形,增大地基的稳定性并提高地基的承载力。由于土工合成材料的上述特点,将其用于软弱黏性土、泥炭、沼泽地区修建道路、堆场等取得了较好的成效,同时在部分建筑、构筑物的加筋垫层中应用,也得到了肯定的效果。许多工程实践证明,采用土工合成材料加筋垫层处理软基,可以保证基底完整连续,约束浅层地基软土的侧向变形,均化应力分布,从而提高地基承载能力和稳定性,减少差异沉降。

采用土工合成材料加筋垫层时,应根据工程荷载的特点、对

变形、稳定性的要求和地基土的工程性质、地下水性质及土工合成材料的工作环境等,选择土工合成材料的类型、布置形式及填料品种,主要包括:(1)确定所需土工合成材料的类型、物理性质和主要的力学性质,如允许抗拉强度及相应的伸长率、耐久性与抗腐性等;(2)确定土工合成材料在垫层中的布置形式,间距及端部的固定方式;(3)选择适用的填料与施工方法等。此外,要通过验证,保证土工合成材料在垫层中不被拉断和拔出失效;同时还要检验垫层地基的强度和变形以确保满足设计的要求。最后通过载荷试验确定垫层地基的承载能力。

土工合成材料的耐久性与老化问题,在工程界均有较多的关注,由于土工合成材料引入我国为时尚短,仅在江苏使用了十几年后,未见在工程中老化而影响耐久性。英国已有近一百年的使用历史,效果较好,合成材料老化有三个主要因素:紫外线照射、60℃~80℃的高温与氧化,在岩土工程中,由于土工合成材料是埋在地下的土层中,上述三个影响因素皆极微弱,故土工合成材料均能满足常规建筑工程中的耐久性需要。

在加筋土垫层中,主要由土工合成材料承受大的拉应力,所以要求选用高强度、低徐变性的材料,在承受工作应力时的伸长率不宜大于4%~5%,以保证垫层及下卧层土体的稳定性。在软弱土层采用土工合成材料加筋垫层,由合成材料承受上部荷载产生的应力远高于软弱土中的应力,因此一旦由于合成材料超过极限强度产生破坏,随之荷载转移而由软弱土承受全部外荷,势将大大超过软弱土的极限强度,而导致地基的整体破坏,结果地基可能失稳而引起上部建筑产生迅速与大量的沉降,并使建筑结构造成严重的破坏,因此用于加筋垫层中的土工合成材料必须留有足够的安全系数,而绝不能使其受力后的强度等参数处于临界状

态,以免导致严重的后果。同时亦应充分考虑一旦因垫层结构的破坏对建筑安全的影响。

沪嘉高速公路K5+292.3附近的路基就是采用土工合成材料垫层直接修建在灰色淤泥质软黏土层上的。加筋体选用HM88-300涤纶针刺土工织物,其物理力学性能测试由电液伺服闭环试验系统(MTS-810机)完成,具体指标详见表4.2.12。

表 4.2.12 HM88-300 涤纶针刺土工织物的物理力学性能

测 试 项 目	单 位	纵 向	横 向	斜 向	
狭条拉伸	抗拉强度 S	N/5cm	469	884.2	560.2
	延伸率 e	%	71.6	54.0	67.0
	韧性模量	kN/m	14.54	33.14	17.12
顶破强度(CBR法) R	kN		2.680		
土工织物厚度 δ	mm		1.5~2.0		
单位面积重量 M_g	g/m ²		300±20		

该工程技术效果评价如下:

1、以垫层的密实状态和综合的刚度来衡量,加铺土工织物和砂垫层,砂相对密度 D_r 已达 0.737 ($D_r \geq 0.67$ 为密实),承压板荷载试验实测的回弹模量已由软基的 10.7MPa 提高到 17.4MPa,比未铺设土工织物和砂垫层前提高 65%,达到了铺设基层的设计要求。

2、根据沉降观测,3个代表性横断面上观测的平均沉降值为 0.071m,然后检验砂垫层厚度,结果平均为 0.292m,与设计的厚度 30cm 基本相符。由此可见,铺设土工织物的隔离作用使砂垫层厚度保持不变,且沉降是均匀的。

3、土工织物的现场拉拔试验。现场将宽 1m 的土工织物拉拔所得的韧性模量为 13.32kN/m,与实验室的韧性模量 14.5kN/m 基本接近。

4.2.13 土工合成材料的性能指标应包括下列内容,并按工程设计需要确定试验项目:

1 物理性质指标。单位面积质量、厚度、等效孔径(EOS)(及其与法向压力的关系)、材料比重等。

2 力学性质指标。拉伸强度、撕裂强度、握持强度、顶破强度、CBR 顶破强度、刺破强度、穿透强度、蠕变性质、材料与土相互作用的摩擦强度等。

3 水力学性质指标。垂直渗透系数(或透水率)、平面渗透系数(或导水率)、梯度比(GR)等。

4 耐久性。抗老化性、抗化学腐蚀性等。

土工合成材料的设计抗拉强度 T_a 按下式确定。

$$T_a = \frac{T}{F_{ID} \cdot F_{CR} \cdot F_{CD} \cdot F_{BD}} \quad (4.2.13)$$

式中 T_a ——土工合成材料的抗拉强度设计值(kPa);

F_{ID} ——铺设时机械破坏影响分项系数;

F_{CR} ——材料蠕变影响分项系数;

F_{CD} ——化学剂破坏影响分项系数;

F_{BD} ——生物破坏影响分项系数;

T ——由加筋材料拉伸试验测得的极限抗拉强度(kPa)。

铺设时机械破坏影响分项系数、材料蠕变影响分项系数、化学剂破坏影响分项系数、生物破坏影响分项系数应按实际经验确定;无经验时,当作用分项系数均取 1.0 时,其乘积宜采用 3.2~6.2;当施工条件差、材料蠕变性大时,其乘积应采用大值。

4.2.14 根据近年来的理论研究和工程应用表明,岩土体本身的力学性质已够复杂多变,而土工合成材料又是品种众多,性能各异,并具有明显的蠕变性和时温效应,埋在土体内的应力与应变关系迥异于无侧限条件下的性状,此外还要考虑土和加筋体界面的相互作用等,企图单纯靠分析手段来准确预估土与筋材的受力反应是相当困难的。因此,在设计中,基本原则还是以岩土力学原理为基础,结合加筋工程的具体条件建立起来的实用分析方法,同时配合工程实际的结果得到的半经验或经验方法,或者利用原型观测和试验以解决实际问题。对于一般工程主要是以极限平衡原理为基础,考虑加筋引起的部分拉应力的影响,同时配合以工程实践的经验参数和计算方法进行设计;对于比较复杂或特殊的工程则应结合岩土力学有限元等数值模拟方法、原型试验配合分析与检验。

加筋土坡、堤坝、路堤等的整体稳定性,目前多采用圆弧条分法进行设计计算,实践表明,加筋垫层抗深层滑动计算采用圆弧条分法,得到的稳定性安全系数往往提高较少,计算加筋效果不明显,但实际效果却很明显。这说明现有的稳定性分析方法尚未能反映加筋体所起的全部作用。分析表明,加筋所发挥的明显作用可能与下列因素有关,例如加筋后潜在滑动面可能往深处发展,地基土的侧向位移受到部分限制以及地基中应力分布发生变化等,而这些有利因素在计算中却未能计入,现有分析方法仍有待改善。

加筋垫层的沉降计算虽然也是设计的一项重要内容,但目前尚难在沉降计算中考虑加筋的作用,因此如需进行沉降计算可采用分层总和法而不计加筋作用。

软基上有加筋垫层与无加筋垫层时的破坏机理和破坏条件

不同,一般无加筋垫层时,在较厚的软土层上时,一般为圆弧滑动或冲切式下沉隆起破坏;在薄层软土层上,则为侧向挤出破坏。在软基上有加筋垫层时,其破坏形式明显与加筋垫层有关,大致有以下几种破坏形式:1、滑动破坏;2、筋材断裂破坏;3、地基土塑性破坏;4、软弱薄层挤出破坏;5、水平滑移破坏等。

4.2.15 根据有关试验研究及相应工程实例表明,在合成材料与淤泥质软土之间设置砂垫层,可以充分发挥合成材料作用,改善地基变形,有利于地基稳定,有利于地基软土固结。

4.2.16 EPS是英文 Expanded Polystyrene 的简称,在国外的道路工程中已有广泛的应用。

EPS材料具有以下特点

1、超轻质:EPS容重约为 $(0.2\sim 0.4)\text{kN/m}^3$,约为普通路堤填土容重的 $1\%\sim 2\%$ 。

2、强度和模量较高:EPS材料在单轴压缩试验条件下呈现比较典型的弹塑性,不具有明显断裂的特征。即使进入塑性阶段,强度仍较高。容重 $\gamma=(0.2\sim 0.4)\text{kN/m}^3$ 的EPS强度 $f=100\text{kPa}\sim 350\text{kPa}$,弹性模量 $E_s=2.5\text{MPa}\sim 11.5\text{MPa}$,一般为 2.6MPa ;EPS材料存在徐变,但40d后,材料压缩变形基本稳定。

3、应力应变特性:EPS材料在常规三轴试验条件下,也呈现典型的弹塑性,其最大允许偏应力为 84kPa ,且在三轴应力状态下,屈服应力和弹性模量随围压的增大而变小。受此影响,EPS材料只适用于低围压填方路段或地基浅表处理。在低围压三轴剪切试验条件下,EPS材料加卸载过程中累积塑性变形小,适应于交通荷载作用条件。

4、抗剪强度:EPS材料与混凝土、砂和土间的抗剪强度与正应力不在线形关系,但随着正应力的增大而增大,在正应力达

到 30kPa 后,EPS材料块件间的抗剪强度达到最大值 20kPa 。

5、回弹模量:路基回弹模量平均值为 789MPa ,远高于普通填土路基。

6、摩擦特性:设计时应考虑EPS块体之间,EPS块体与砂或砂浆之间均有一定的摩擦;一般在地下水位以上,摩擦系数均可取为 0.3 。

7、耐水性:在一定水压下浸泡2d的吸水率在 6% 以下,随着单位容重的变大,其吸水率越小。

8、吸水膨胀性小:在围压为 10kPa 下浸水2d后,容重为 0.2kN/m^3 ,EPS试件的吸水膨胀率平均值为 1.65% 。

9、化学特性稳定:EPS耐腐蚀,仅有亲油性,遇油溶解,但只要采取防止油腐蚀的措施,亲油性不会影响路堤的工作性能。

10、压缩性:EPS材料在应变小于 2% 、无侧限压缩的条件下,应力应变基本是直线的弹性变化关系。即使应变大于 2% ,EPS进入塑性状态的情况下,其无侧限抗压强度还能较好的保持,没有明显的剪切破坏区域,而且一般不会出现最大应力。

11、耐热性:EPS的原材料聚苯乙烯树脂属于热可塑性树脂,因此EPS材料应在 70 度以下的环境使用。

12、自立性:EPS材料可由其本身的硬性块状体组合堆砌成为一种能承受相当重量的结构,并且在荷载作用下,其自立性能还能保留。

13、耐久性:EPS可抗腐烂,但是如果直接暴露在紫外线下虽然短时间内强度及弹性变形性能变化不大,然而其表面会泛黄色,慢慢的出现降解现象。因此,应在EPS上部设置土工格栅、添土或是其他保护层。

14、施工性:EPS由于质量轻,不需要特别的建筑机械,只需

使用人力就可以达成。并且施工速度快,不需要什么机械碾压。在一些大型机械不方便使用的场所,EPS的优点就更突出。而且加工方便,可以就地改造,以与特殊情况相配合。

由于EPS具有的上述特性,其被广泛应用于软土地基中地基承载力不足、沉降量过大、地基不均匀沉降、需要快速施工的路堤、人造山体、挡墙填充等填筑工程以及地下管道保护的换填工程。如其作为填筑工程的轻质填筑料,拓宽路堤的轻质填筑料、桥头路堤连接部位的填筑料、挡墙结构或护岸结构墙背填筑料、地下管道及结构物通道的上覆填筑料、路堤滑动后修复填筑料等。

目前,EPS在上海已有部分工程应用,如同三国道大浏港桥拓宽工程、世纪大道原水管渠上部土方EPS置换工程、沪青平高速公路排涝河桥西侧桥台滑坡修复工程、上海国际赛车场填筑工程等。

同三国道大浏港桥拓宽工程,设计EPS施工段HH20+500~HH21+320,总长820m,拓宽宽度5.02m~16.10m,填筑厚度(1~4)层,填土高度1.0m~4.5m。EPS块体选用300cm×127cm×63cm,干重度0.21kN/m³,材料强度要求是平均最小抗压强度为100kPa,单个试件不低于80kPa。EPS块体顶层设置了一层厚度15cm的现浇钢筋混凝土板。

上海沪青平高速公路于2001年初开工建设,设计车速120km/h,路基幅宽度35m,于2003年底建成通车。排涝河桥西侧桥台滑坡修复工程采用EPS材料密度采用0.2kN/m³,EPS材料顶面设置原15cm的钢筋混凝土板与路面结构基层连接。

上海国际赛车场填筑工程是目前本地区EPS用量最大的工程,达到66万m³,占EPS常用国日本全年产量及用量的75%左

右。EPS填筑高度高,EPS最大填筑高度为8.6m,整个人造山体最大填筑高度超过12m。EPS填筑施工流程为:基层验收合格→铺设5cm厚中粗砂找平层→第一层EPS铺筑,每15m²用一根圆钢销钉与基层固定→第二层及以上各层EPS铺筑至设计标高,块体间缝隙采用砂垫层调平,块间及层间每1m²用一个爪型连接件连接固定→顶层覆盖土工布至EPS边线外1m→包边土施工。采用的EPS材料平均抗压强度为100kPa以上,单个试件不小于80kPa。

4.2.17 EPS构件抗压强度验算:由上覆荷载和活载等作用于EPS结构块体上的竖向应力 σ_z (见图4.2.17)可按式(4.2.17-1)和式(4.2.17-2)计算:

$$\sigma_z = \sigma'_z + \sum \gamma_i h_i \quad (4.2.17-1)$$

$$\sigma'_z = \frac{p(1+\epsilon)}{(B+2Z\text{tg}\theta)(L+2Z\text{tg}\theta)} \quad (4.2.17-2)$$

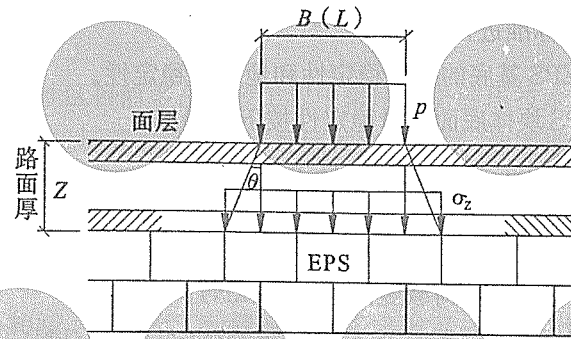


图4.2.17 分布应力计算

式中 σ_z ——作用于EPS块体表面的竖向压应力(kPa);

σ'_z ——由荷载(轮压荷载等)作用在EPS块体上的压应力(kPa);

p —— 附加荷载(如轮压荷载等)(kPa);

ϵ —— 冲击系数,一般为 0.3;

z —— 路面及钢筋混凝土板的厚度(m);

B, L —— 后轮着地宽度和长度($B=0.5\text{m}, 0.6\text{m}, L=0.2\text{m}$);

θ —— 荷载扩散角(对混凝土路面 $\theta=45^\circ$)

γ_1, h_1 —— 上覆路面基层及混凝土保护层的密度(kN/m^3)及厚度(m)。

验算结果应满足下式的要求:

$$\sigma_z \leq \sigma_a \quad (4.2.17-3)$$

式中 σ_a —— EPS 容许压缩强度(kPa),对于均质块体可由室内无侧限压缩试验确定;对于格室型 EPS 块体应由现场荷载试验确定。

验算 EPS 块体基底沉降是否满足容许沉降量和工后沉降的要求。EPS 工程地基沉降量可参照常规的分层总和法计算,根据容许的沉降标准进行验算。

验算 EPS 基底的抗滑稳定性和地基的稳定性。

1 EPS 块体底面抗滑稳定性按下式验算:

$$F_s = \frac{\text{抗滑力}}{\text{滑动力}} = \frac{(W + P_v)f + cB}{P_H} > 1.5 \quad (4.2.17-4)$$

式中 W —— EPS 块体的自重(kN);

P_v —— 上覆荷载竖向总压力(kN);

P_H —— 作用于 EPS 路堤底板的侧向总压力(kN);

f —— EPS 路堤底板与地基土的摩擦系数;

c —— EPS 路堤底板与地基土的黏着力(kPa);

B —— EPS 路堤底板的宽度(m)。

2 验算 EPS 工程地基的稳定性可采用圆弧滑动条分法,对

EPS 路堤部分仅考虑荷载压力的作用,不计路堤抗剪强度。

EPS 上路面或填土结构的设计与计算,可参考现行公路路面设计规范进行。

4.2.18 EPS 联结件通常由厂家提供,如双面爪型联结件、单面爪型联结件、“L”型金属销钉、“[”型金属销钉等,可供设计与施工选择。

4.2.19 冲击碾压技术源于 20 世纪中期,我国于 1995 年由南非引入。目前我国的冲击压路机数量已达数百台,绝大部分为国产。由曲线为边而构成的正多边形冲击轮在位能落差与行驶动能相结合下对工作面进行静压、揉搓、冲击。其高振幅、低频率冲击碾压使工作面下深层土石密实度不断增加,受冲压土体逐渐接近于弹性状态,具有克服路基隐患的技术优势,是土石方工程压实技术的新发展。与一般压路机相比,其压实土石的效率提高 3~4 倍(考虑上料、摊铺、平整的工序),破裂旧水泥混凝土路面效率更高。

上海地区目前多在市政工程中采用冲击碾压技术,比如虹桥机场、浦东机场等都曾经使用过该种施工方式,加固道路地基,工后检验多以压实度和回弹模量为主。

虽然我国许多工程采用了冲击碾压技术,但因土质、冲击压路机的型号、应用条件各不相同,其压实效果、施工工艺、质量控制亦不相同。建议施工前修筑试验路段确定:采用的压路机型号是否合适;冲击碾压功能是否达到预期效果;冲击碾压的合理施工工艺;合理的质量控制标准;合适的质量检测标准。

因上海地区地下水位较高,对冲击碾压效果有所影响,根据上海地区冲击碾压工程实践的经验,冲击碾压宜结合降水联合进行。

有关冲击碾压的试验方法可详见国家现行标准《公路冲击碾压应用技术指南》。

4.3 施工

4.3.1 换填垫层的施工参数应根据垫层材料、施工机械设备及设计要求等通过现场试验确定,以求获得最佳夯压效果。对于存在软弱下卧层的垫层,应针对不同施工机械设备的重量、碾压强度、振动力等因素,确定垫层底层的铺填厚度,使既能满足该层的压密条件,又能防止破坏及扰动下卧软弱土的结构。

4.3.5 砂垫层施工一般可采用分层振实法。压实机械宜采用(1.55~2.2)kW的平板振捣器。第一分层(底层)松砂铺设厚度宜为150mm~200mm,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200mm~250mm。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50mm~70mm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。

干渣垫层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200mm~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8t~12t压路机或推土机碾压,每层虚铺厚度不大于300mm,也可采用2t~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60s,碾压遍数由现场试验确定。

粉煤灰垫层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,可选用虚铺厚度200mm~300mm,压实厚度150mm~200mm。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。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1/2~1/3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。

4.3.6 垫层下卧层为软弱土层时,因其具有一定的结构强度,一旦被扰动则强度大大降低,变形大量增加,将影响到垫层及建筑的安全使用。通常的做法是,开挖基坑时应预留厚约200mm的土层暂不挖,待铺垫层材料前再挖至设计标高,如有浮土必须清除。

4.3.9 粉煤灰分层碾压验收后,应及时铺填上层或封层,防止干燥或扰动使碾压层松胀、密实度下降及扬起粉尘污染。

4.3.10 为获得最佳夯压效果,宜采用垫层材料的最优含水量 w_{op} 作为施工控制含水量。对于粉质黏土和灰土,现场可控制在最优含水量 $w_{op} \pm 2\%$ 的范围内;当使用振动碾压时,可适当放宽下限范围值,即控制在最优含水量的 $(w_{op} - 6\%) \sim (w_{op} + 2\%)$ 范围内。最优含水量可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T50123中轻型击实试验的要求求得。在缺乏试验资料时,也可近似取0.6倍液限值;或按照经验采用塑限 $w_p + 20\%$ 的范围值作为施工含水量的控制值。粉煤灰垫层不应采用浸水饱和施工法,其施工含水量应控制在最优含水量 $w_{op} \pm 4\%$ 的范围内。若土料湿度过大或过小,应分别予以晾晒、翻松、掺加吸水材料或洒水湿润以调整土料的含水量。对于砂石料则可根据施工方法不同按经验控制适宜的施工含水量,即当用平板式振动器时可取15%~20%;当用平碾或蛙式夯时可取8%~12%;当用插入式振动器时

宜为饱和。对于碎石及卵石应充分浇水湿透后夯压。

4.3.11 在同一栋建筑下,应尽量保持垫层厚度相同;对于厚度不同的垫层,应防止垫层厚度突变;在垫层较深部位施工时,应注意控制该部位的压实系数,以防止或减少由于地基处理厚度不同所引起的差异变形。

4.3.12 土工合成材料上的第一层填土摊铺宜采用轻型推土机或前置式装载机。一切车辆、施工机械只容许沿路堤的轴线方向行驶。

回填填料时,应采用后卸式卡车沿加筋材料两侧边缘倾卸填料,以形成运土的交通便道,并将土工合成材料张紧。填料不允许直接卸在土工合成材料上面,必须卸在已摊铺完毕的土面上;卸土高度以不大于1m为宜,以免造成局部承载力不足。卸土后应立即摊铺,以免出现局部下陷。

第一层填料宜采用推土机或其它轻型压实机具进行压实;只有当已填筑压实的垫层厚度大于60cm后,才能采用重型压实机械压实。

4.3.13 聚苯乙烯板块施工时,宜按施工放样的标志沿中线向两边采用人工或轻型机具把EPS块体准确就位,不许重型机械或拖拉机在EPS块体上行驶。EPS块体与块体之间应分别采用联结件单面爪(底部和顶部)、双面爪(块体之间)和“L”形金属销钉联结紧密。

4.3.14 冲击碾压施工应考虑对居民、构造物等周围环境可能带来的影响。可采取以下两种减震隔振措施:①开挖宽0.5m深1.5m左右的隔振沟进行隔振;②降低冲击压路机的行驶速度,增加冲压遍数。

4.4 质量检验

4.4.2 砂、砂石、粉煤灰垫层的分层施工质量检查可选用下列方法:

1 环刀压入法:环刀容积($2 \times 10^5 \sim 4 \times 10^5$)mm³、径高比1:1。取样前测点表面应刮去30mm~50mm厚的松砂,并采用定向筒压入(定向筒构造参考国家现行标准《土工试验操作规程》SL237)。环刀内砂样应不包含尺寸大于10mm的泥团或石子。

2 钢筋贯入法:可采用直径 $\phi 20$ mm,长度1.25m的平头光圆钢筋,自由贯入高度为700mm,并使钢筋垂直下落。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。

4.4.6 在施工EPS块体时,应先对所选用的EPS材料按设计要求进行下列质量检验:(1)取EPS试样100mm×100mm×50mm测定密度,一般不宜低于0.2kN/m³;(2)取EPS试样50mm×50mm×50mm测定压缩强度和容许压缩强度,后者不宜低于100kPa;(3)取EPS试样10mm×25mm×200mm进行燃烧试验,测定自灭性指标并符合去火后3s内自灭;(4)测定EPS块体的几何尺寸及平整度,允许的尺寸误差为1/100,平整度要求3m直尺相对误差不超过10mm。

4.4.9 竣工验收应采用载荷试验检验垫层质量,载荷试验点宜选择通过静力触探试验或轻便触探试验确定的薄弱点。

5 预压法

5.1 一般规定

5.1.1 预压法分为堆载预压和真空预压两类。堆载预压法于1934年首次在美国用于处理沼泽地段的路基,我国于1953年首次将砂井堆载预压应用于加固船台地基。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,如砂井、袋装砂井和塑料排水带等。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,故塑料排水带——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,我国于1980年起开展了真空预压法的研究,并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(80~95)kPa的等效荷载,历时40d~70d,固结度可达80%,承载力提高到3倍,单块膜面积已超过30000m²,已在6000多万m²工程中使用,得到满意效果。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3000多万m²软基上应用,均取得了满意效果。

预压法可以解决以下问题:1. 沉降问题。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。

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。而真空预压法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。

5.1.2 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相应措施和实施后的加固效果和处理费用。

5.1.3 对预压工程,什么情况下可以卸载,这是工程上很关心的问题,特别是对变形的控制。设计时应根据所计算的地基最终沉降量并对照使用期间的允许变形值,确定预压期间应完成的变形量,然后按照工期要求,合理选择排水系统和加载系统,使在预定工期内通过预压完成设计所要求的变形量,使卸载后的残余变形满足允许变形的要求。对排水体穿透压缩土层的情况,通过不太长时间的预压可满足设计要求,土层的平均固结度一般可达90%以上。对排水体未穿透受压土层的情况,应分别使排水体深度范围土层和排水体底面以下受压土层的平均固结度和所完成的变形量满足设计要求。排水体底面以下受压土层属单向排水,如土层厚度较大,则固结较慢,预压期间所完成的变形较小,难以满足设计要求,为提高预压效果,应尽可能加深排水体深度,使排水体底面以下受压土层厚度减小。

5.1.4 超载预压可在较短的时间,使消除的变形量和增加的强度满足工程的要求。经超载预压后,受压土层各点的有效应力大

于上部荷载引起的相应点的附加应力,今后在使用荷载下地基将不会再发生固结变形,而且将减小次固结变形。

5.1.5 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要的时间往往不能很好反映实际工程的情况。为此,对重要工程应进行预压试验,以便修正设计,指导施工。

5.2 设计

(I)堆载预压法

5.2.1 对含较多薄粉砂夹层的软土层,特别是上海地区软土均属此类情况,可不设置竖向排水体。这种土层通常具有良好的透水性。上海石化总厂 10000m³ 油罐,地表为约 4m 左右的粉质黏土,其下为含粉砂薄层的淤泥质黏土,呈“千层糕”状构造,地基未作处理,采用天然地基经 148d 充水预压后,固结度达 90%左右。

5.2.2 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工程对沉降的要求。同时合理设计监测系统,通过监测数据指导施工,做到动态设计和信息化施工,确保工程质量。具体的设计与计算流程见图 5.2.2。

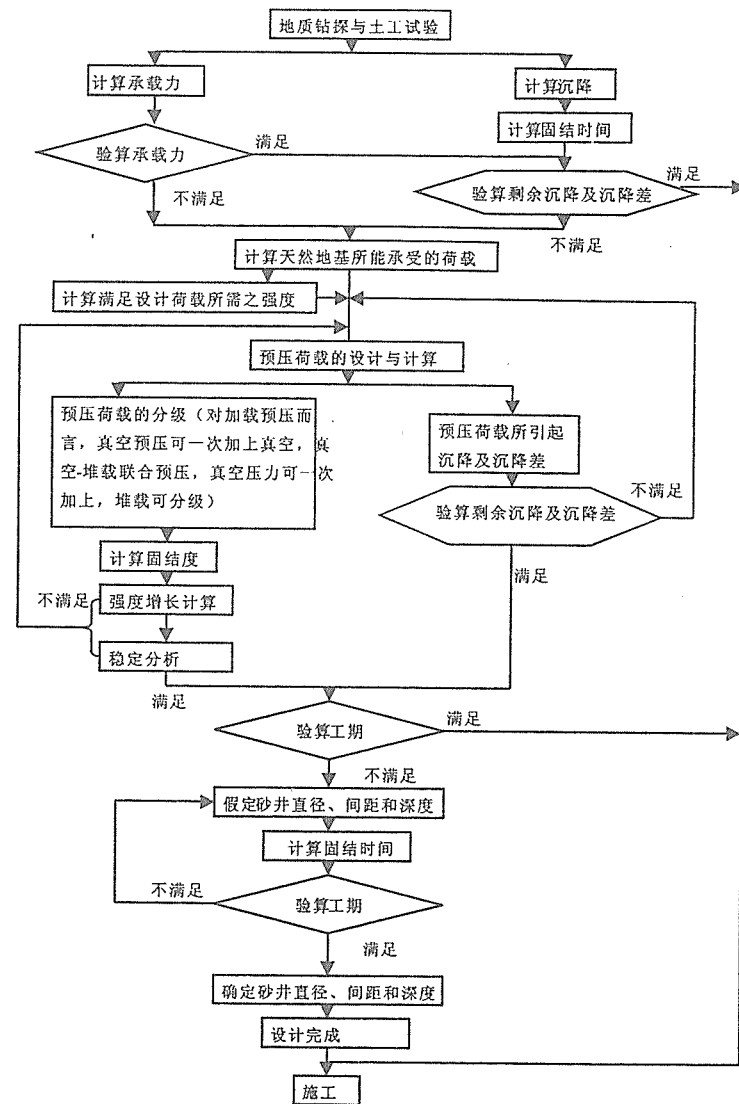


图 5.2.2 预压法设计流程图

5.2.3 在堆载预压过程中,地基因排水固结增加强度的同时,剪应力也相应增大。如后者大于前者,则可导致土体的剪切破坏。因此加载速率应与土的强度增长相适应。对于沉降有严格限制的工程,应采用超载预压法处理地基。实际工程中,根据工程对地基变形的要求、地基土的性质,可采用有效应力面积比来进行超载的设计和卸载的控制。有效应力面积比的定义为:受压土层范围内上部荷载引起的附加总应力面积与卸载前相同厚度土层内预压荷载引起的有效应力面积之比。超载卸除后地基的残余变形大小与卸载前地基达到的固结度和超载大小有关,有效应力面积比则综合反映了这两者的影响,有效应力面积比愈小,则卸载后地基的残余变形也愈小。

5.2.4 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。有关文献提供的 α 值见表 5.2.4-1。塑料排水带的性能和使用范围见表 5.2.4-2。

根据近年国内外的工程实践和试验研究表明,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 值取 1。国外 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。

表 5.2.4-1 α 值

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	福冈正巳
0.75	福冈正巳	《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》

表 5.2.4-2 排水带性能指标

项目	单位	A 型	B 型	C 型	D 型	条件
纵向通水量	cm ³ /s	≥15	≥25	≥40	≥55	侧压力 350kPa
滤膜渗透系数	cm/s	≥5×10 ⁻⁴				试件在水中浸泡 24h
滤膜等效孔径	μm	<75				以 O ₉₈ 计
复合体抗拉强度 (干态)	kN/10cm	≥1.0	≥1.3	≥1.5	≥1.8	延伸率 10% 时
滤膜抗拉强度	纵向干态	≥15	≥25	≥30	≥37	延伸率 10% 时
	横向干态	≥10	≥20	≥25	≥32	延伸率 15% 时, 试件在水中浸泡 24h

注: A 型排水带适用于打设深度小于 15m; B 型排水带适用于打设深度小于 25m; C 型排水带适用于打设深度小于 35m; D 型排水带适用于打设深度小于 50m。

5.2.6 砂井间距的选择,应根据地基土的固结特性、预压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。实践证明,为了加速土层的固结,缩小井距要比增加井径效果好。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。根据我国的工程经验,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。

5.2.7 砂井的深度,根据压缩土层的厚度以及工程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(1981)研究表明:随着深度的增加,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20m~25m。随着工程的要求,塑料排水带插入深度正日渐增加,如澳门国际机场塑料排水带底端插至-32m,荷兰的阿姆斯特丹高速公路深度为35m,新加坡 Changi 机场深度为43m,日本大阪南港为25m,日本鸟取市道路工程为30m,都取得了应有的效果。

5.2.8 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要经过修正。修正的方法有多种,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。 α 、 β 根据不同的排水条件选用。当固结应力不均匀分布时,单面排水土层的平均固结度 \bar{U}_z 见图5.2.8。

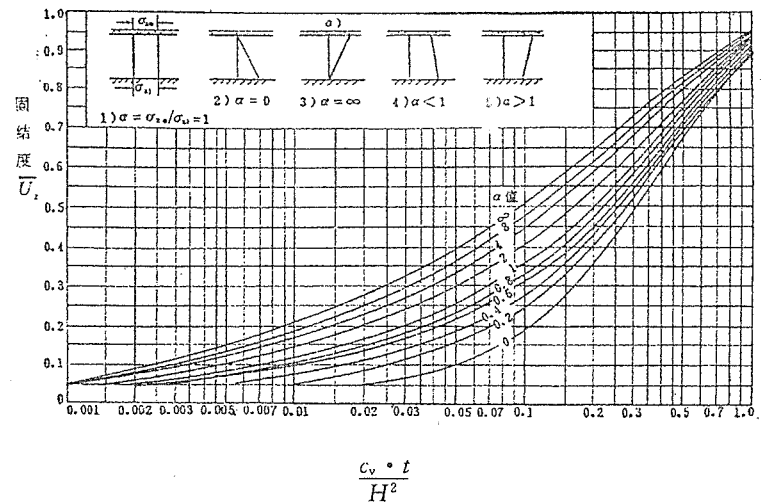


图 5.2.8 $\bar{U}_z - \frac{c_v \cdot t}{H^2}$ 曲线

5.2.10 考虑井阻和涂抹作用的理由如下:

$$U_r = 1 - \exp[-T_h / (F_s + \pi G)] \quad (5.2.10-1)$$

$$F_s = \ln(n/s) + (k_h/k_s) \ln s^{-3/4} \quad (5.2.10-2)$$

$$G = (k_h/k_w)(L/d_w)^2 \quad (5.2.10-3)$$

式中 L 为砂井深度。从上述公式可以看出,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与土的灵敏度、砂井直径、间距以及施工方法有关。

根据三个工程的室内固结试验,所得到的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 5.2.10,两者比值为 0.80~

0.95。对砂井长度和间距较大、土层中无渗透水夹层、砂料渗透系数较小等情况,取较小值,否则取较大值。

表 5.2.10 理想井和非理想井径向平均固结度

工程名称	参数值		径向平均固结度		U_r/U_r	备 注
	$\beta(1/d)$	$\beta'(1/d)$	U_r	U_r'		
宁波机场	0.0332	0.008	≈ 1.0	0.81	0.81	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.4\text{m}, n=21, L=20\text{m}, t=210\text{d}$
温州机场	0.043	0.0101	≈ 1.0	0.88	0.88	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.4\text{m}, n=21, L=20\text{m}, t=210\text{d}$
台州机场	0.0298	0.0207	0.995	0.993	0.97	$d_w=7.0\text{cm}, s=1.2\text{m}, n=18, L=20\text{m}, t=180\text{d}$

5.2.11 如果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,导致强度衰减。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:

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\tau_{fc} - \Delta\tau_{ft} \quad (5.2.11-1)$$

式中 τ_{f0} ——地基土的天然抗剪强度(kPa);

$\Delta\tau_{fc}$ ——由于固结而增长的强度增量(kPa);

$\Delta\tau_{ft}$ ——由于剪切蠕变而引起的强度衰减量(kPa)。

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,规范条文把上式改写成

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \eta\Delta\tau_{fc} \quad (5.2.11-2)$$

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。 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 $\eta=0.90-0.95$ 。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。

5.2.12 如果忽略土的次固结变形,则在工程荷载作用下,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。工程荷载的面积一般都是分布有限的,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_s 得到最终竖向变形。经验系数 ψ_s 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,正常固结黏土的 ψ_s 值列于表 5.2.12。

表 5.2.12 经验系数 ψ_s

序号	工程名称	固结沉降量	最终竖向变形量	经验系数	备 注	
		s_c (cm)	s_f (cm)	$\psi_s = s_f/s_c$		
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,压力为 110kPa	
3	广东某铁路路堤	97.5	113.0	1.16		
4	上海金山油罐	罐中心	100.5	138.9	1.38	罐容量 10000m ³ ,压力为 164.3kPa;罐边缘沉降为 16 个测点平均值; s_f 由实测曲线推算
		罐边缘	65.8	91.0	1.38	
5	上海高桥石化油罐	罐中心	76.3	111.1	1.46	罐容量 20000m ³ ,压力为 210kPa;罐边缘沉降为 12 个测点平均值; s_f 由实测曲线推算
		罐边缘	63.0	76.3	1.21	
6	帕斯科克拉炼油厂油罐	18.3	24.4	1.33	压力为 140kPa; s_f 由实测曲线推算	
7	格兰岛油罐		48.3	53.4	1.10	s_c, s_f 均系实测值
			47.0	53.4	1.13	

续表 5.2.12

序号	工程名称	固结 沉降量	最终竖向 变形量	经验系数	备注
		s_c (cm)	s_f (cm)	$\phi_s = s_f / s_c$	
8	芝加哥马逊尼克教堂	22.9	25.4	1.10	s_f 系实测值
9	温州机场	110.8	123.6	1.12	袋装砂井预压, 此为场道中心点 ϕ_s 值, 道边上 $\phi_s = 1.07$

5.2.13 预压法处理地基如何保证加固全过程中排水系统的排水有效性是工程成功的关键, 而排水系统由竖向排水体和水平排水垫层组成, 水平排水垫层往往采用的是柔性的散体材料中粗砂, 其抵抗不均匀变形的能力差, 在预压荷载作用下若地基的不均匀变形过大, 则水平排水垫层很有可能断开而不连续, 其排水性能也就失效, 导致地基中的孔隙水无法顺利排出。可以通过增加垫层厚度或采用加筋垫层及提高上部荷载刚度减小不均匀变形等措施来解决。

(II) 真空预压

5.2.15 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排水带的间距密切相关, 达相同固结度, 间距越小, 所需的时间越短。表 5.2.15 列出了在某实际工程中得出的关系。

为保证加固效果、工期和工程安全, 必须对加固全过程进行

检测和检验。

表 5.2.15 袋装砂井间距与所需时间的关系

袋装砂井间距 (m)	固结度 (%)	所需时间 (d)
1.3	80	40~50
	90	60~70
1.5	80	60~70
	90	85~100
1.8	80	90~105
	90	120~130

5.2.16 对承载力要求高和沉降控制严的工程, 可采用真空一堆载联合预压法。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、变形模量和十字板强度的变化看出, 效果可以叠加。结果见表 5.2.16-1~表 5.2.16-3。

表 5.2.16-1 真空一堆载联合预压的沉降量

序号	真空度 (mmHg)	堆载 (kPa)	真空一堆载的总沉降量 (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	40	98.0	51.0	47.0

表 5.2.16-2 加固前后的承载力和变形模量

项 目	荷载板尺寸 0.5m ²			6.67m ²		
	加固前	真空后	联合后	加固前	真空后	联合后
承载力设计值 f_d (kPa)	74	/	250	60	168	200
变形模量 (kPa)	2890	/	10000	2340	6540	8070

注: f_d ——沉降相应于荷载板 0.02 倍边长时对应的荷载。

表 5.2.16-3 加固前后十字板强度的变化

深度(m)	土 名	加固前 (kPa) (1)	真空后 (kPa) (2)	联合后 (kPa) (3)	增率 (2)-(1) (1) %	增率 (3)-(1) (1) %
2.0~5.8	淤泥夹淤泥质粉质黏土	12	28	40	133	233
5.8~10.0	淤泥夹淤泥质粉质黏土	15	27	36	80	140
10.0~15.0	淤泥	23	28	33	22	43

5.2.19 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。比较了实测与计算平均固结度的历时过程线,二者比较符合,实测结果表明存在井阻和涂抹作用。

5.2.20 抽真空时,不加外荷载,土体内有效应力的增量等于孔隙水压力的消散,因孔隙水压力是球应力,故各个方向的有效应力增量相等,即 $\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma'_3$,土体是在等向固结压力下固结,故为等向固结,地基中的剪应力为0,没有剪切蠕变,强度不会衰减,故 $\eta=1$ 。

5.2.21 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 5.2.21 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_s 。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 86cm, $\psi_s=0.63$ 。

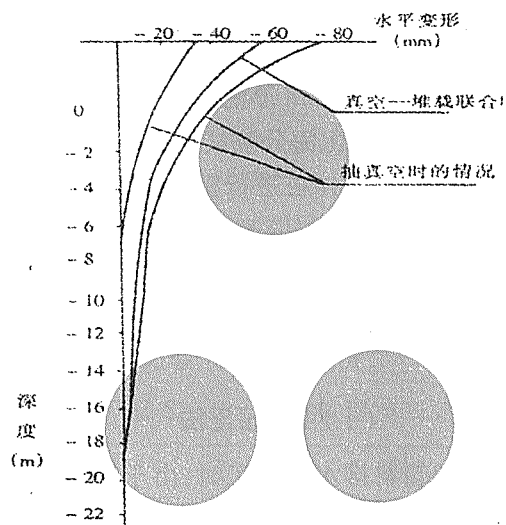


图 5.2.21 侧向变形随深度的变化

5.2.22 真空度越高,等效荷载越大,加固效果越好。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 5.2.22。从表中看出,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,每块面积可达 30000m²。

表 5.2.22 真空度与加固面积的关系

加固面积 F(m ²)	264	900	1250	2500	3000	4000	10000	20000
周边长度 S(m)	70	120	143	200	220	260	500	900
F/S	3.77	7.5	8.74	12.5	13.64	15.38	20	22.2
真空度 mmHg	515	530	600	610	630	650	680	730

5.2.25 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表层为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0.5m~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。

5.3 施工

(I)堆载预压法

5.3.4 袋装砂井和塑料排水带施工时,由于套管截面往往比排水体截面大,因此会对地基土产生施工扰动,引起较大的地基强度降低和附加沉降。其影响程度与施工机具及地基土的结构性有关,因此为了减小施工过程中对地基土的扰动,袋装砂井施工时所用套管内径宜略大于砂井直径,塑料排水带施工时应采用菱形断面套管,不应采用圆形断面套管。

5.3.5 塑料排水带施工所用套管应保证插入地基中的带子平直、不扭曲。塑料排水带的纵向通水量除与侧压力大小有关外,还与排水带的平直、扭曲程度有关。扭曲的排水带将使纵向通水量减小。

5.3.6 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、工程的类型和加荷的方式有关。如根据60余例软基上建罐的沉降速率来看,大都在每天10mm~15mm范围内;而大量房建堆场的沉降速率在每天10mm

左右,故条文中规定沉降控制在10mm~15mm。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5.3.6)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4mm~7mm。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 $\sum\Delta u \sim \sum\Delta p$ 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, $\Delta u/\Delta p \leq 0.6$ 时,地基不会失稳,故条文中孔隙水压力系数控制在该值。

表 5.3.6 边桩位移控制标准

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

5.3.7 真空预压法的整个施工过程可参见图5.3.7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0.5m;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黏

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。射流泵每台可控制 1000m²~1500m² 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。

5.3.12 为保证真空度,必须采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺能力强的密封膜,其性能见表 5.3.12。

密封膜的焊接或黏接,其黏缝强度不能低于膜本身抗拉强度的 60%。

表 5.3.12 密封膜性能指标

项目分类	序号	项 目	指 标
基本指标	1	厚度(mm)	0.12~0.16
	2	拉伸强度(纵/横)(MPa)	≥18.0/16.0
	3	断裂伸长率(%)	≥220/200
	4	直角撕裂强度(纵/横)(N/mm)	≥60
	5	刺破强度(N)	≥50
	6	渗透系数(cm/s)	≤5×10 ⁻¹¹
	7	耐静水压(MPa)	≥0.2
寒冷地区增加指标	1	低温弯折性(-20℃)	无裂纹
	2	低温伸长率(纵/横,-20℃)(%)	≥22

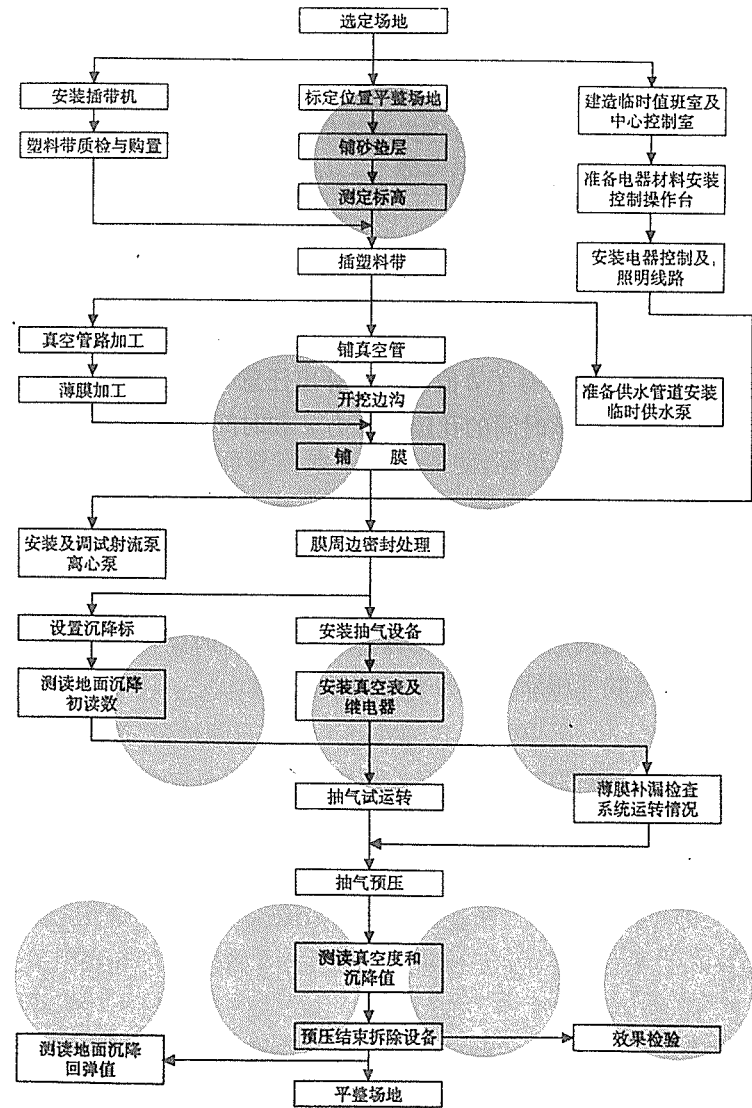


图 5.3.7 真空预压法施工流程网络图

5.4 质量检验

5.4.4 条文规定利用实测变形与时间关系曲线推算最终变形量,在工程中往往利用下列公式推算最终变形量 s_f 和参数 β 值:

$$s_f = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_2)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \quad (5.4.4-1)$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{s_2 - s_1}{s_3 - s_2} \quad (5.4.4-2)$$

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 :

$$\frac{u_1}{u_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (5.4.4-3)$$

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(5-7)计算的 β 值则反映了压缩土层的平均固结速率。

6 强夯法

6.1 一般规定

6.1.1 强夯法在国外称 Dynamic Consolidation(用于粉土、黏性土等细粒土)、Dynamic Compaction 或 Heavy Tamping(用于砂土、杂填土等)。它通常以 10t~40t 的重锤(最重可达 200t)和 10m~20m 的落距(最高可达 40m),对地基土施加强大的冲击能(一般单击能量为(1000~8000) kN·m,国内目前最高达到 18000kN·m),从而提高地基土的强度,降低压缩性,消除湿陷性,改善饱和砂土及粉土地基抵抗地震液化的能力、提高土层的均匀性、减少建(构)筑物差异沉降等作用。

强夯法开始使用时仅用于加固砂土和碎石土地基,经四十年来的应用,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、杂填土地基;黏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。

强夯置换法是采用一边强夯一边在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料,用夯锤夯击形成密实的置换墩。适用于高饱和度的粉性土和软塑~流塑的黏性土等地基上对变形控制要求不严的工程。目前上海地区采用该法处理地基的工程项目相对较少,因此采用强夯置换法前,必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

降水联合低能级强夯法是先采用降水方法使地下水位降低,对地基土进行浅层加固,并形成表层硬层,再采用低能级强夯进行深层加固。该法对上海地区特有的夹砂饱和黏性土地基处理

效果较好,施工时必须根据土层条件采用合理的降水工艺,保证地下水位降至设计要求。

强夯法是一种经济高效、节能环保的地基处理方法,其应用范围极为广泛,有工业与民用建筑、油罐、堆场、贮仓、公路和铁路路基、机场跑道、水利、港口及码头等。总之,土层条件适合、环境允许,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得更为广泛和有效。

上海地区自上港十一区试验成功后,在长桥水厂水库地基、上港九区集装箱码头堆场、十六铺客运总站生活楼地基、外高桥、长兴岛、浦东机场、临港新城、上海公安局祝桥消防站、上海宝钢马迹山项目、上海洋山港等上百项工程中先后采用了强夯、强夯置换或结合降排水措施的强夯法。实践证明,只要工艺设计合理,施工质量能够得到保证,均可获得良好的加固效果。

6.1.2 强夯法、强夯置换法和降水联合低能级强夯法的适用性及其加固效果取决于场地的土层条件和周边环境,强夯的具体施工工艺应根据类似场地的成功经验和现场试验综合确定。因此,施工前应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区,进行试验。通过现场试验监测和检测来确定其适用性、加固效果和工艺参数。试验区数量应根据场地复杂程度、工程规模、工程类型及施工工艺等确定。

当地质条件、工程技术要求相同或相近且已有成熟的强夯施工经验时,可不进行专门试验,但在全面强夯施工前应进行试验性施工。

试夯测试结果不满足设计要求时,可调整有关参数(如夯锤质量、落距、夯击次数、降排水工艺等)重新试夯,也可修改地基处理方案。

6.1.3 为提高强夯法加固地基的整体均匀性,强夯施工前,应首先进行施工场地平整,对于极软弱地基土(如新近吹填饱和土),应首先对表层土进行简单处理,以使其能承受施工设备进场;强夯时地基中会产生强大的冲击波和动应力,对邻近建筑物安全和人居环境可能带来不利影响。根据国内大量的工程实践,强夯所产生的振动,对一般建筑物来说,只要有一定的间隔距离(如10m~15m),一般不会产生有害的影响。对抗震性能极差的民房或对振动有特殊要求的建筑物及精密仪器设备等,当强夯振动有可能对其产生有害影响时,应采取防振或隔振措施。当强夯施工临近在建工程时,应错开在建工程混凝土浇筑时间,避免强夯振动对混凝土强度的影响。

6.1.4 强夯施工过程中,宜通过有效的监测和检测手段了解地基土层变化情况,结合场地具体情况(夯沉量、隆起量等),调整施工工艺。对于饱和软土地基,可通过监测孔压的消散情况,控制强夯的施工工艺。因此,在强夯法地基处理过程中强调必须结合施工监测,做到动态化设计和信息化施工。

6.2 设计

6.2.2 土体有效加固深度既是反映地基处理效果的重要参数,又是选择地基处理方案的重要依据。在强夯法中,有效加固深度不仅是上部结构基础设计的主要依据,而且对强夯夯击能量的确定、夯点布设、加固的均匀性等参数起着决定作用。

L. Menard 在提出公式 $MH > h^2$ 时(M 为夯锤质量(t), H 为落距(m), h 为有效加固深度(m)),采用了“欲加固土层深度”一词,而未有明确定义。国内外各种文献资料在对强夯法的处理深度上有称“加固深度”,也有称“影响深度”、“处理深度”等等,提法

有七、八种之多。

比较了各种提法,本条定义强夯法加固地基的有效加固深度 h 为:从最初起夯面(夯前地面整平标高)算起,不完全满足工程设计需要的地基土,经强夯法加固后,以某种方法测试土的强度、变形等指标,均满足了设计要求的深度。

强夯的有效加固深度与影响深度是两个容易被混淆的概念。影响深度是指:地基土受强夯施工影响后,土的物理、力学或强度、变形等指标与加固前相比,受到强夯的作用而发生变化(包括改善与削弱)的深度,其值大于(也可能远大于)有效加固深度。

有效加固深度的确定方法,目前已有 Menard 公式法、系数修正法、经验公式法等九类四十多种确定方法,本条规定了初步设计有效加固深度的经验公式。在公式(6.2.1)中 $h = \alpha \sqrt{W \cdot H}$, α 为修正系数, $\alpha = 0.4 \sim 0.6$,原 94 版规范提出 $\alpha = 0.6 \sim 0.8$,根据近几年强夯法的工程实践,其加固深度按原规范推荐参数偏大,这是由于上海地区地下水位较高,地基加固土层一般为饱和土,强夯法的有效加固深度受地下水位的影响较大。因此对 α 的选择,提出以下建议:(1)当土结构性差能级低时取高值,结构性好能级高时取低值;(2)当土的透水性好能级低时取高值,透水性差能级高时取低值,当地基中设置竖向排水通道时取高值,反之取低值;(3)高填土深水位时取高值,水位浅时取低值,各指标在水位处有突变。公式(6.2.1)中有效落距 H 为夯锤脱钩时锤底至地面的竖直距离。

6.2.4 强夯法加固设计技术参数包括以下内容:

1 夯点布置

对大面积基础宜采用正方形插点法布置,这样可使超静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。对条形基础可采用点线插点法布置,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。以上两种方法中最后一遍夯完后,要用普(或排)夯法加固最后一遍两夯点间的松土,其能量可为前几遍的 $1/3 \sim 1/4$ 。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。对砂性土和强夯挤淤可采用排夯法加固(锤印彼此搭接 $200\text{mm} \sim 300\text{mm}$)。连云港鹿岭用强夯挤淤,地基承载力设计值提高到 150kPa 。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 6.2.4 所示。

表 6.2.4 上港九区集装码头堆场一次夯与二次夯对比

位 置	B 区(一次夯)		A 区(二次夯)	
	标 高(m)	5.80	3.00	5.80
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	

2 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等确定。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,称“主夯”。第二遍夯点往往布置在第一夯点的中间,也称“加固夯”或“插点夯”。最后一遍是以较低的夯击能进行夯击,彼此重叠搭接,用以确保地表土的均匀性

和达到较高的密实度,也称“满夯或搭夯”。如果夯点间距太小,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处传递;另外,夯点间距太小,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;夯点间距过小,则不利于超静孔隙水压力的消散。

3 单点夯击数

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;也有的以超静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(2~16)击,上海一般为(2~8)击,对于较软弱地基,通常情况下,不大于5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、表层土较硬或使用荷载较大时,可用大值。强夯置换时可达(10~30)击。

4 前后两遍夯击间歇时间

前后两遍夯击的间歇时间的确定,取决于加固土层中超静孔隙水压力消散所需要的时间。对黏性土,由于超静孔隙水压力消散较慢,故当夯击能逐渐增长时,超静孔隙水压力亦相应叠加,间歇时间一般为2~4周;对砂土,超静孔隙水压力的峰值出现在夯完后的瞬间,消散时间只有2min~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黏性土地基的强夯现场埋设了塑料排水板、砂井等竖向排水体,以便加速超静孔隙水压力的消散,用以缩短间歇时间。但埋设的塑料排水板、砂井等竖向排水体会对工

后沉降产生一定影响。

5 夯击遍数

国内通常习惯称呼“遍数”的含义,是将夯坑与夯坑间的插夯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遍成夯工艺,上海通常采用两遍点夯加一遍满夯。

6 夯击范围

如在整个地表面上对建筑物轮廓均匀夯击,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,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。

6.2.5 强夯工艺参数的选择合适与否将影响到后期大面积加固效果、工期及造价。因此,根据初步确定的强夯参数,提出强夯试验方案(含夯前、夯后的检测方案),进行现场试夯。根据不同土质条件待试夯结束一至数周后,对试夯场地进行检测,并与夯前测试数据进行对比,检验强夯效果,确定工程采用的各项工艺参数。当要求加固深度较大时,可采用分层强夯、提高能级或结合其它地基处理方法。

6.2.6 强夯置换设计应符合下列要求:

1 墩体材料级配不良或块石过多过大,均易在墩中留下大孔,在后续墩施工或建(构)筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙,下沉增加,因此本款强调了级配和粒径要求。

2 本款规定平锤置换深度不宜超过7m,采用柱锤置换时,

置换深度不宜超过 10m。国内常用夯击能常在 6000kN·m 以下,对应置换深度不超过 7m,采用柱锤置换时,目前国内的单击夯击能最高达到(6000~10000)kN·m,对应的置换深度不超过 10m。当软弱土层较薄时,强夯置换墩应穿透软弱层,着底至较好的土层;当软弱土层深厚时,应按地基的允许变形值或地基的稳定要求确定。

上海宝钢马迹山项目中强夯置换能级为 6000kN·m,柱锤直径 1.1m~1.8m,每点击数在 30 击左右,置换深度达到了 7.3m~10.3m,平均深度 8.85m;上海洋山港强夯置换最高能级为 3000kN·m,置换深度平均达到了 8.5m 左右。

4 强夯置换单击夯击能量及夯击次数初步设计时应根据地基土质条件以及上部结构对地基承载力及变形的要求综合确定,大面积施工时的工艺参数应根据现场试验确定。强夯置换宜选取同一夯击能中锤底静压力较高的锤施工。

6 本款规定确定软黏土强夯置换墩地基承载力设计值时,只考虑置换墩的作用,这是由于一方面软黏土与置换墩体相比,模量相差太大,承载力过低,与墩体的复合作用不明显,另一方面目前缺少足够的工程经验来考虑桩间软黏土可提供的承载力。

6.2.7 降水联合低能量强夯设计应符合下列要求:

1 降水联合低能级强夯处理地基必须设置合理的降排水体系,降水系统宜采用真空井点系统,真空井点的真空吸力一般不宜小于 40kPa~50kPa;

2 降水深度及降水持续时间应根据土质条件和地基有效加固深度要求来确定,并在降水施工期间对地下水位进行动态监测(宜每天 2~3 次),严格控制强夯施工时地下水位达到规定的深度,且稳定 2d 方可拔管施工;

3 夯击次数与夯击能是低能量强夯设计中的一个重要参数,原则是结合地基加固要求使土的竖向压缩变形最大而水平位移最小。单击夯击能不宜过大也不能太小,过大易过度破坏下卧原状土的结构,过小则无法有效加固下卧软土层,对于不同地基土来说夯击能与夯击次数也不同,应根据场地的具体情况来定。第一遍夯击能应较小,但不应小于 400kN·m,夯击数为(1~3)击,第二遍夯击能为第一遍夯能的(1.5~3)倍左右,击数(1~3)击。具体夯击能应按场地情况及通过试夯来确定。上海及周边某些工程采用降水联合低能强夯工艺,见表 6.2.7;夯击遍数应根据地基土的性质确定,对于渗透性差的软黏土,夯击遍数一般为(2~4)遍。

表 6.2.7 降水联合低能量强夯实例

工程名称	降水方法	夯击次数/击		单击夯能/(kN·m)	
		第 1 遍	第 2 遍	第 1 遍	第 2 遍
上海港外高桥港区	真空井点降水	1	2	800	1350
上海芦潮港某铁路集装箱中心	真空井点降水	2	3	1000	1600
上海祝桥消防站	真空井点降水	1	2	700	1350
江苏太仓浮桥港区	真空井点降水	3	3	1200	1500

4 两遍夯击之间应有一定的时间间隔,应根据超静孔隙水压力的消散和软土结构恢复情况进行确定。土中超静孔隙水压力的消散速率与土的类别、夯点间距等因素有关,有条件时最好能在试夯前埋设孔隙水压力监测传感器,通过试夯确定超静孔隙水压力的消散时间,一般要求在超静孔隙水压力消散 80%~90%,且间隔时间 5d~15d 后即可进行下一遍强夯。为了加速夯

击引起的超静孔压的消散,在每遍夯击结束后可采用井点降水法连续抽水 24h,之后再继续下一次夯击。

6.2.8 强夯地基变形计算一直是困扰地基处理设计人员的一个课题,至今没有一套完整的计算方法,考虑到工程建设需要,本条建议对于软土地基强夯处理后的变形计算可参照现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》中天然地基沉降计算方法,需要注意的是地基土的压缩模量应该根据强夯后的现场原位测试或土工试验确定;对于“上硬下软”型的地基,当硬壳层与下卧软土层的压缩模量比大于等于 3.0 时,建议考虑硬壳层的应力扩散效应,可参照垫层地基的变形计算方法进行计算,详见本规范第 4.2.5 条规定;对于强夯置换地基,其加固机理类似于复合地基,因此,应根据复合地基的计算方法计算地基变形,详见本规范第 7.2.6 条。

6.3 施工

6.3.1 强夯主要施工机具设备的选用:

1 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;国外还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。

国内对 2000kN·m 及以下能级常采用 15t 吊车进行施工,4000kN·m~8000kN·m 采用带门架的杭州重型机械厂制造的 W200A 型 50t 挖掘/起重两用机,3000kN·m 可不带门架施工。10000kN·m 以上采用 100t、150t 甚至 300t 吊车或专用强夯机进

行施工。

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,这样施工比较完全和有效。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。

2 夯锤

国内外的夯锤材料,多数采用铸钢锤。目前也有为运输方便和根据工程需要,也采用两锤叠合的组合锤,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。

国内夯锤的底面一般为带排气孔圆形锤,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易倾斜的缺点,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。国内外夯锤的锤底面积一般为 $3\text{m}^2\sim 6\text{m}^2$ 。

3 脱钩

自动脱钩装置尚有足够强度和施工灵活的要求,施工期间吊钩应经常涂抹润滑油,防止夯锤吊环过度磨损造成落锤倾斜或安全事故。

6.3.2 强夯前要求拟加固的现场表层地基土具有一定的承载力,能够支承起重设备,必要时可铺设垫层。垫层能够使夯击能得到扩散,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”。也可使用路基箱(板)以防止履带下陷。

铺设的垫层不宜含有黏土,垫层的厚度约为 0.5m~2.0m,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。

6.3.3 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 0.98m/s^2 处,(即认为是相当于 7 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 30s;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 10m~15m。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 3m 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 6.3.3 所示。

表 6.3.3 上海金山石化工地地面振动加速度测试

隔 振 沟	离夯坑中心距离 (m)			
	5	15	18.5	31
有	0.65g	0.105g	0.05g	0.04g
无	0.7g	0.23g	0.11g	0.105g

注:g 为重力加速度。

6.3.4 如地表层为黏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。

6.3.8 施工过程中应有专人负责监测工作。首先,应检查夯锤质量和落距,因为若夯锤使用过久,往往因底面磨损而使质量减小,落距未达到设计要求,也将影响单击夯击能;其次,夯点放线错误情况常有发生,因此,在每遍夯击前,均应对夯点放线进行认真复核;此外,在施工过程中还必须认真检查每个夯点的夯击次数和量测每击的夯沉量。对强夯置换尚应检查置换深度。

6.3.9 由于强夯施工的特殊性,施工中所采用的各项参数和施工步骤是否符合设计要求,在施工结束后往往很难进行检查,所以要求在施工过程中对各项参数和施工情况进行详细记录。

6.4 质量检验

6.4.1 强夯地基的质量检验,包括施工过程中的质量监测和夯后地基的质量检验,其中前者尤为重要。所以必须认真检查施工过程中的各项测试数据和施工记录。不符合设计要求时应补夯或采取其他有效补救措施。

6.4.2 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,其间隔时间可根据地基土的性质而定,间隔时间越长,则强度时效性越明显。

6.4.3 对强夯加固地基的质量检验,目前国内外基本上都用原

位测试方法进行。对于软土地基,可选择下列几种方法:静力触探、标准贯入、十字板剪切实验、旁压试验等方法,设计需要时,可增加室内土工试验了解强夯后地基土性变化情况。对于填土地基,也可采用圆锥动力触探试验、多道瞬态面波法等综合确定地基加固效果。通常根据工程地质和结构设计要求,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。其具体检测方法应按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》中第 16.5 节“地基处理检测”执行。

工程实例

工程实例 1:上海芦潮港铁路集装箱中心站二期堆场降水联合低能量强夯法处理实例

1、工程概述

上海芦潮港铁路集装箱中心站二期堆场面积约为 62 万平方米。拟建场地属潮坪地貌类型,场地原为桃园及一些农宅,场区有两条河流穿越,沟渠密布。场地地面标高一般为 +3.80m~+4.20m,表层广泛分布褐黄~灰色的素填土和黏质粉土,厚度 1.4m~2.7m,浅部分布厚层灰色砂质粉土层,呈松散~稍密状,标贯击数一般为(6~15)击,局部呈中密状,达(16~20)击;其下发育有厚约 10m 的软黏性土层(④、⑤₁层),详细地质概况资料见表 6.4.3-1。

经地基承载力验算和变形结果分析,如果不对其进行处理,不但地基承载力达不到设计要求,而且会产生较大的不均匀沉降,影响将来场区的正常运营,因此必须寻求适当的加固措施对该层土进行有效的加固处理。

2、强夯地基处理试验

大面积施工采用真空降水联合低能量强夯法,设计要求地基有效加固深度为 6m。在大面积施工之前,先在场区西北角辟出一试验区进行现场试验。试验区采用二遍降水二遍强夯施工工艺,即在每遍强夯前进行真空井点降水,将地下水位降至地表下 3m 左右。第一遍夯前,浅、深层管降水相结合,浅层管和深层管相间布置,浅管埋深 4.0m,井点管间距为 2m,排距 6m,深管埋深 7.0m,井点管间距为 2m,排距 6m;第一遍夯后,深管埋深 7.0m,井点管间距为 4m,排距 12m,不设浅管;第二遍夯后不进行降水。

表 6.4.3-1 土的物理力学指标汇总表

土层名称	土层厚度 (m)	含水量 (%)	重度 kN/m ³	孔隙比	塑性指数	液性指数	压缩模量 (MPa)	静探 p _s (MPa)	标贯击数 (击)
② ₁ 褐黄~灰黄色黏质粉土	1.4~2.7	32.1	18.8	0.905	11.9	1.03	7.3	1.57	3~6
② ₃ 灰色砂质粉土	12.0~14.0	30.3	19.0	0.848	—	—	10.9	5.12	6~15
④ 灰色淤泥质黏土	5.0~7.0	49.5	17.2	1.389	22.1	1.1	2.5	0.76	1~3
⑤ ₁ 灰色黏土夹粉砂	4.0~6.0	39.1	18.0	1.099	17.1	1.12	3.5	0.88	2~4
⑥ 暗绿色黏性土	4.0~5.0	25.8	19.8	0.733	13.9	0.50	6.9	2.50	7~14
⑦ ₁ 草黄色砂质粉土	>30.0	32.0	18.9	0.882	—	—	9.8	—	—

试验区分 A、B、C 三个小区,面积均为 45m×40m,各小区施工参数(包括夯点间距、夯击次数、有效加固深度及两遍强夯间隔

时间等)由各小区单点夯试验确定。各小区强夯施工参数见表 6.4.3-2。

表 6.4.3-2 各试验小区强夯施工参数

分区编号	夯点布置/m ²		夯击次数/击		单击夯能/kN·m	
	第 1 遍	第 2 遍	第 1 遍	第 2 遍	第 1 遍	第 2 遍
A	4.0×4.0	4.0×4.0	2	2	800	1400
B	4.0×4.0	4.0×4.0	2	3	1000	1600
C	4.0×4.0	4.0×4.0	2	4	1200	1800

3、效果检验

为了检验低能量强夯法的加固效果,并为进一步优化大面积施工时的施工参数和工艺,在试验区强夯处理前后,进行了现场静力触探试验和标准贯入试验。考虑到粉质黏土层经强夯加固后其强度的提高可能会存在时间效应,强夯后的静力触探试验分别安排在强夯结束后 3d、7d、14d 进行,标准贯入试验安排在强夯结束后 14d 进行。图 6.4.3-1 为 A 区强夯处理前及强夯处理后 14d 的静力触探比贯入阻力 p_s 值对比曲线。

表 6.4.3-3 为将各小区强夯处理前及强夯处理后 3d、7d、14d 得到的 p_s 值按不同土层(粉质黏土层平均厚度取 2m、2m~6m 为砂质粉土层)进行平均后得到的结果。由图 6.4.3-1 及表 6.4.3-3 可见:

表 6.4.3-3 各试验小区强夯处理前后静力触探试验结果对比

小区编号	深度/m	强夯前			强夯后 3d		强夯后 7d		强夯后 14d	
		p_s /MPa	p_s /MPa	增加百分比/%	p_s /MPa	增加百分比/%	p_s /MPa	增加百分比/%	p_s /MPa	增加百分比/%
A	0.0~2.0	1.43	2.72	90	2.90	7	3.43	18		
	2.0~6.0	4.29	5.36	25	6.32	18	6.53	3		
B	0.0~2.0	1.41	2.80	99	2.90	4	3.59	24		
	2.0~6.0	4.35	5.40	24	6.28	16	6.40	2		
C	0.0~2.0	1.46	2.56	75	2.68	5	3.28	22		
	2.0~6.0	4.25	5.53	30	6.61	20	6.81	3		

(1)经低能量强夯处理后,6m 范围内的土体值均有了不同程度的提高,表明试验所采用的强夯能级满足 6m 有效加固深度的设计要求。

(2)经低能量强夯处理后,各区粉质黏土层的 p_s 平均值均从强夯前的 1.45MPa 左右提高到强夯后的 3.20MPa 以上,砂质粉土层的 p_s 平均值均从 4.30MPa 左右提高到 6.40MPa 以上,加固效果明显。

(3)无论是砂质粉土层还是粉质黏土层,强夯结束后 3d 是强度提高最为显著的阶段。与强夯前相比,粉质黏土层强度可提高 75%~100%,砂质粉土层可提高 20%~30%。

(4)强夯后 7d、14d 的静力触探试验结果表明,砂质粉土层在强夯结束后 3d~7d 内其强度仍有一定程度的提高,但超过 7d 后,其强度已基本不再增加。而与砂质粉土层情况不同,对于粉质黏土层,其强度在强夯结束 7d 后,仍可有 20%左右的提高。

图 6.4.3-2 为 A 区强夯处理前后标准贯入试验得到的标准贯入击数 $N_{63.5}$ 随深度变化对比图。经低能量强夯处理后,6m 范围内的土体标准贯入击数 $N_{63.5}$ 均有了不同程度的提高,将各小区强夯处理前后的标贯击数 $N_{63.5}$ 按不同土层进行平均后可知,粉质黏土层的平均标贯击数均从强夯前的 4.0 击左右提高到强夯后的 7.5 击以上,砂质粉土层均从 8.0 击左右提高到 11.5 击以上。

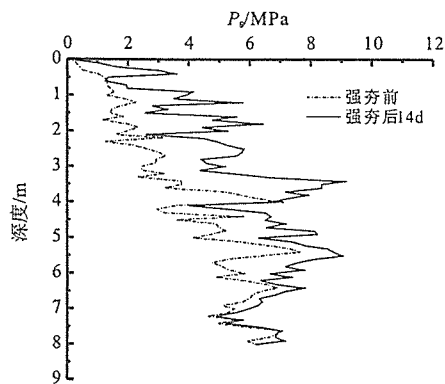


图 6.4.3-1 A 区强夯前后静力触探试验结果对比

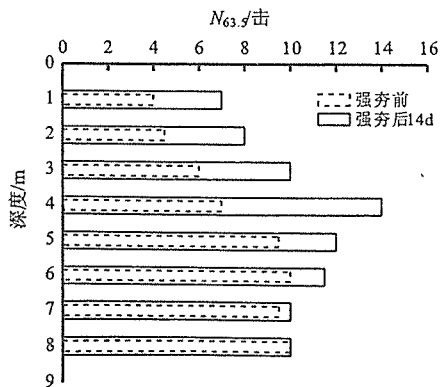


图 6.4.3-2 A 区强夯前后标准贯入试验结果对比

图 6.4.3-3 为 A1 小区典型的载荷板试验曲线,载荷板试验共进行 7 组,载荷板大小分 1.0m(1.0m 及 1.5m(1.5m 两种。7 组试验所得地基承载力均大于 150kPa,满足承载力设计要求。

回弹模量除 B1 区试验时恰逢雨天导致表层浸水,回弹模量小于 30MPa 外,其余各组均大于 30MPa 的设计要求。

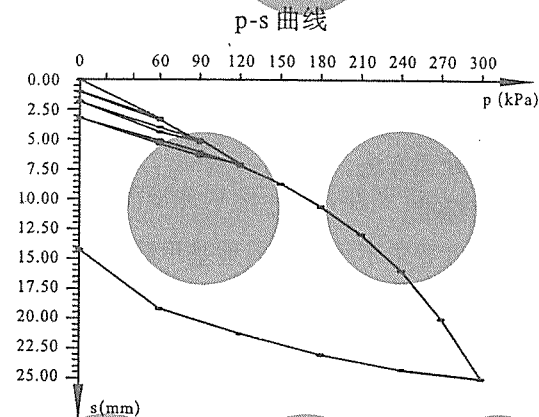


图 6.4.3-3 A1 区载荷试验曲线

工程实例 2:海港新城道路工程降水联合低能级强夯地基处理工程实例

1、工程概述

海港新城位于上海市东南角,在上海市南汇区内,地处东海与杭州湾的交汇处,距市区约 65km。道路为新城内环滴水湖的环路。道路原状表层为近代围海造地和人工湖开挖吹填形成的吹填土。吹填土部分区域以粉性土为主,夹层状淤泥质黏性土,土质松散且不均匀;部分区域呈淤泥质黏土夹粉土,流塑状态。吹填土厚度一般为 2.2m~3.8m,局部最深约 6m~7m。在临海

区域的约半圆范围以砂质粉土为主,局部夹较多黏性土;而在另半圆范围以黏性土为主,夹粉性土,吹填土土性空间和纵向分布欠均一。由于吹填土形成时间短,属久固结土,具有含水量高,孔隙比大、强度低,在动力作用下易产生沉降和液化。为了确保路基强度和稳定,需对路基进行处理。

大面积施工前,在施工地段选取5个试验区进行真空降水联合低能量强夯和不外加粗骨料的振冲试验。根据试验结果,综合考虑造价等各方面因素,确定了大面积施工采用真空降水联合低能量强夯的地基处理方法。

2、地基加固标准:

有效加固深度要求不小于4m;地基承载力设计值要求:0m~2m的承载力设计值不小于130kPa;2m~4m的不小于120kPa。

3、真空降水联合低能量强夯基本技术要求

施工区分段划分为100m×54m的矩形小区,其中长边100m以道路的中心线为准。

在距离强夯加固区外6m起开挖,明沟底宽1m,深1.5m,边坡1:2,明沟之间相互贯通,明沟交接处设置集水井。排水明沟采用竹篱笆加编织布的支持措施,以防明沟坍塌。

利用射流泵轻型真空井点系统,进行浅层真空降水。每遍强夯前均进行真空降水,共计降水三遍。第一遍降水,井点管管长3m,井点间距2m,卧管间距3m,要求井点管周围灌粗砂,孔口地面以下50cm内用黏土或淤泥封死。降水至2.5m以下,连续72h不间断降水。第二遍降水在第一遍强夯后,采用一长两短相间的井点布置方式。短井点管管长3m,长井点管管长6m,井点间距2m,卧管间距3m。要求3m深井点管周围灌粗砂,孔口地面以下50cm内用黏土和淤泥封死。第一遍强夯后立即插管降水,并将

夯坑及地表的明水及时排掉。第二遍降水要求降至地面3.0m以下,连续降水7天。第三遍降水在第二遍强夯后,采用一长一短相间的井点布置方式。短井点管管长3m,长井点管管长6m,井点间距2m,卧管间距4m。要求3m深井点管周围灌粗砂,孔口地面以下50cm内用黏土和淤泥封死。第二遍强夯后立即插管降水,并将夯坑及地表的明水及时排掉。第三遍降水要求降至地面3.0m以下,连续降水7天。外围封管井点间距2m,管长6m。水位观测管布置标准为每小区6孔,水位管管深4m,滤头长1.5m,并要求测管周围灌粗砂。

强夯施工参数:夯锤要求为8t~10t,底面直径2.5m,要求有通气孔。

采用三遍点夯,夯点为4m×4m正方形布置。第一遍1击,单点夯击能400kN·m;第二遍2击,单点夯击能1000kN·m;第三遍2击,单点夯击能1500kN·m。第一遍强夯需要铺设路基箱进行作业。

相邻两遍夯击之间间歇时间为7d,同时要求超孔隙水压力消散85%~90%,水位满足要求。

收锤标准:1)相邻夯坑内的隆起量大于5cm,周围出现明显隆起,如一击时就出现明显隆起,则要适当降低夯击能;2)第二击夯沉量大于第一击夯沉量;3)一击夯沉量大于35cm,两击夯沉量大于60cm;4)有明显侧移。

真空降水联合低能量强夯施工步骤:

- 1)场区平整,推平至标高+4.0m(预留50cm超高);
- 2)开挖明沟、集水井;
- 3)夯前第一遍真空降水,降至地面以下2.5m;
- 4)平整场地,垫路基箱进行第一遍强夯,击数1击,单点夯

击能 $400\text{kN}\cdot\text{m}$;

5) 第二遍真空降水, 降至地面以下 3.0m ;

6) 平整场地, 进行第二遍强夯, 击数 2 击, 单点夯击能 $1000\text{kN}\cdot\text{m}$;

7) 第三遍真空降水, 降至地面以下 3.0m ;

8) 平整场地, 进行第三遍强夯, 击数 2 击, 单点夯击能 $1500\text{kN}\cdot\text{m}$;

9) 推平碾压。

4、地基处理效果

为了对比分析不同施工工艺下强夯对上部吹填细砂和黏土夹层的加固效果, 在每个小区进行 4~5 组静力触探测试, 分别在强夯前和每遍强夯后进行测试, 以动态了解每遍夯击的加固效果, 测试结果见表 6.4.3-4。

试验区在低能量强夯施工加固后的静力触探试验结果表明, 地面下 $1\text{m}\sim 4\text{m}$ 的吹填砂和黏土夹层的工程地质性质在处理有了明显改善, 低能量强夯对地面下 $1\text{m}\sim 6\text{m}$ 以上的土体均能起到不同程度的加固作用, 对地面下 $1\text{m}\sim 4\text{m}$ 左右的土体加固效果是明显的。

加固后吹填砂层能达到或超过设计要求, 对于粉质黏土夹层, 强度的增加较吹填的粉土幅度要小, 强度增长也较慢。这是由于粉质黏土夹层由于黏土本身结构恢复较慢, 检测又是在夯后 7d 进行, 所以数值偏小, 其加固效果要根据夯后 30d 的检测结果来判定。

表 6.4.3-4 强夯前和每遍强夯后静力触探试验结果对比表

深度(m)	夯前比贯入阻力 p_s (MPa)	夯前地基承载力 (kPa)	一遍夯后比贯入阻力 p_s (MPa)		一遍后地基承载力 (kPa)	二遍夯后比贯入阻力 p_s (MPa)		两遍后比贯入阻力增加(%)	两遍后地基承载力 (kPa)	备注
			平均值	本遍增加(%)		平均值	本遍增加(%)			
0~1.8	1.25	113.7	2.50	100	175.5	2.80	12	124	192	粉质黏土埋深 1.8m~2.2m, 厚度 0.6m~1.1m
粉质黏土夹层	0.47	73.3	0.71	51	91.3	0.74	4	57	94	
2.2~4	2.99	209.5	3.99	33	264.5	4.19	5	40	276	
4~6	4.00	139.5	5.80	45	175.5	6.11	6	53	182	

工程实例 3:真空降水动力固结法在江苏太仓某大型工业项目中的应用

1、工程概述

江苏太仓港某大型工业项目位于长江三角洲前缘,地貌属于冲积平原类型,场地地势平坦,钻探深度 50.0m 范围内地基土均属于第四纪全新世与上更新世冲积沉积物。该处地表 2.0m 内为粉质黏土,其下均为软弱的淤泥质土,含水量大,孔隙比大,流塑,承载力低,变形量大,淤泥质土厚度在 20m 左右。地下水位较高,稳定水位埋深为 0.80m~1.38m。根据勘察报告,自上而下地层为:素填土、褐黄~灰黄色粉质黏土、淤泥、淤泥质粉质黏土、粉土、灰色粉质黏土、粉土夹粉质黏土、灰色粉质黏土。

2、地基处理设计

地基处理采用降水联合强夯法,强夯施工工艺流程及技术要求如下。

(1)场地预夯或振动碾压

根据现场情况进行预夯或振动碾压,若场地地质比较均匀,在施工前进行两遍振动碾压,正交行驶碾压;若场地地质比较复杂,在施工前对场地进行一遍 1200kN·m 能级满夯,每点 1 击,夯印 1/4 搭接。

(2)降排水

采用两遍真空降水的施工工艺,井管长 6.0m,滤头长 1.5m,降水井点按 4.0m×4.0m 正方形布置,两遍降水均要求地下水位降到地面下 4.0m,并稳定 36h,并边拔管边强夯。施工区域外围设置封管,封管距施工区域外 4.0m,井管长 6.0m,滤头长 1.5m,间距 2.0m。夯机进出场时所拔掉封管部分应及时联通,保证封管的完整性、密封性,确保降水强夯的施工质量。

大面积河浜回填细砂区域采用“三降四夯”处理工艺,井管长 6.0m,滤头长 1.5m,降水井点网格布置成 2.0m×3.0m,三遍降水每遍均要求要求地下水位降到地面下 4.0m;

(3)强夯施工

采用三遍强夯,第一遍强夯采用 1200kN·m 能级,每点 3 击,夯点间距为 5m;第二遍强夯采用 1500kN·m 能级,每点 3 击,夯点间距为 5m;第三遍满夯采用 1000kN·m 能级,每点 1 击,夯印 1/4 搭接。一、二遍强夯施工的间歇时间不小于 10d,二、三遍强夯施工的间歇时间不小于 7d。

大面积河浜回填细砂区域采用“三降四夯”处理工艺,施工期间保持外围封管不间断抽水,直至强夯施工结束。

施工采用 15t 圆形夯锤和重锤低落距施工工艺,夯锤直径 2.5m,夯锤应设若干上下贯通气孔,孔径为 250mm~300mm,夯锤应完整,不应有缺口破损。落距为锤底面至起夯地面距离。试验拔管后 48h 内未进行强夯施工时应重新降水。

(4)碾压

场地满夯后进行 1 遍稳压,2 遍振动碾压。相邻碾压遍间正交行使碾压。碾压应在第满夯后 10d 后进行,采用激振力不小于 350kN 的振动压路机,碾压搭接宽度为 50cm,振动碾压速度控制为每分钟不大于 50m。

3、效果检验

为验证和了解软土加固的时效性,先后于夯前、一遍夯后、满夯后等一定的时间间隔对试验区进行了静载试验、静力触探、钻孔取土室内土工试验、十字板剪切试验,试验结果见图 6.4.3-4~6.4.3-9 所示。通过试验得出以下结论:

(1)一遍夯后,1m~2m 内静探 p_s 平均值较夯前值提高 15%

~25%, 2m~6m 内静探 p_s 平均值较夯前提高 5%~8%; 处理后 15d, 表层 1m~2m 内静探 p_s 值略有降低, 这是由于二遍强夯对表层土稍有扰动, 但是 2m~6m 内静探 p_s 值较夯前提高 8%~10%, 表明地基处理效果向深度发展; 随着时间增长, 土体重新胶结固化, 表层土的静探 p_s 值逐渐增大, 2m~6m 内静探 p_s 值也较夯前有较大的提高; 经过 15 个月放置后场地有效加固深度超过 6.5m (即硬壳层厚度超过 6.0m), 影响深度可达 8.5m。

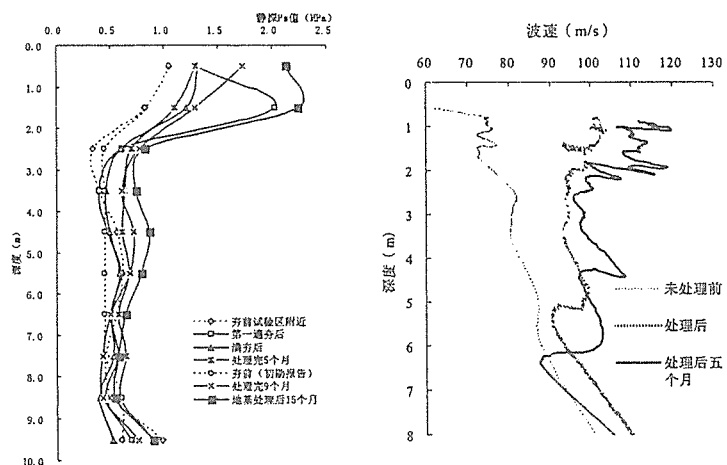


图 6.4.3-4 地基处理前后静探 p_s 曲线及波速曲线对比图

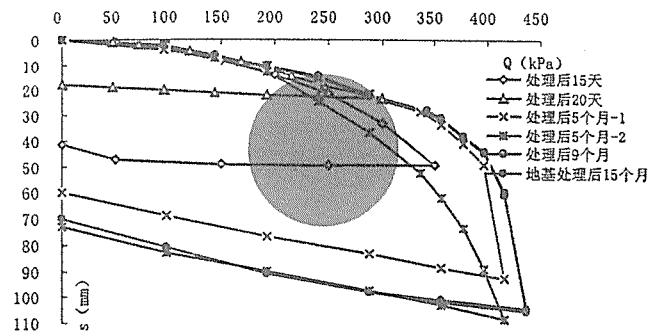


图 6.4.3-5 地基处理前后静载荷试验 $p-s$ 曲线对比图

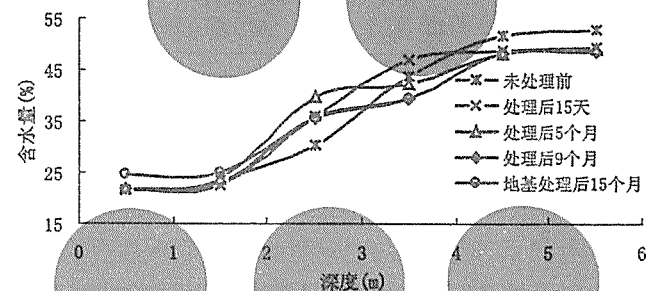


图 6.4.3-6 地基处理前后土工试验含水量曲线对比图

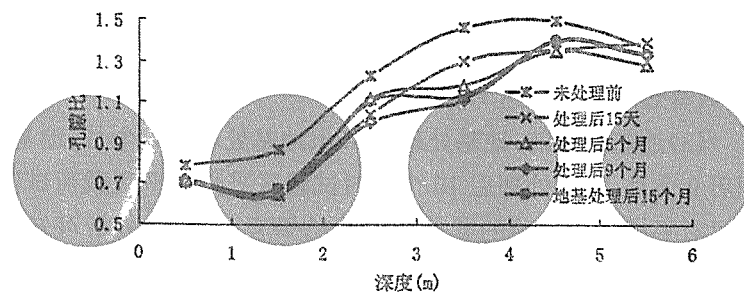


图 6.4.3-7 地基处理前后土工试验孔隙比曲线对比图

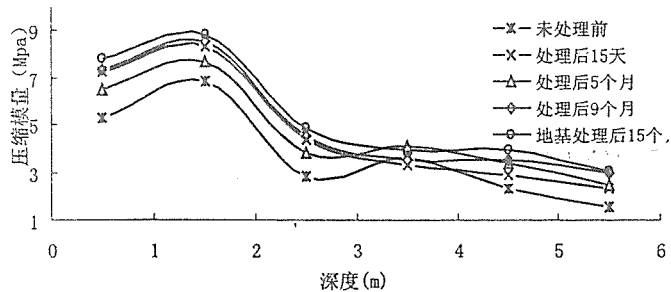


图 6.4.3-8 地基处理前后土工试验压缩模量曲线对比图

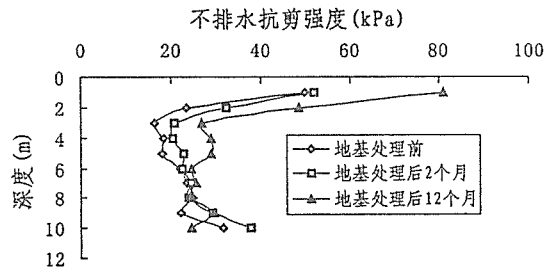


图 6.4.3-9 地基处理前后十字板剪切试验曲线对比图

(2)地基处理前、处理后 15d、处理后五个月场地实测瑞雷波结果表明,处理后 15d,地基土波速平均提高 30%左右,加固有效加固深度达 6m;处理后五个月,地基土波速较处理前平均提高 40%,有效加固深度达 7.5m;

(3)地基处理前,地基处理后 15d、地基处理后 5 个月、地基处理后 9 个月、地基处理后 15 个月对试验区进行了平板载荷试验,经过对平板载荷试验的载荷板试验结果表明,结果分析可知,经过 15 个月放置后试验场地地基承载力设计值可达 170kPa,承载力较夯前增加 110%左右。

(4)通过试验区地基处理前、处理后、处理后 5 个月、处理后 9 个月、地基处理后 15 个月的室内土工试验结果表明,在地基处理完成后一段时间内,0m~2m 深度范围内含水量没有有明显变化。2m~6m 深度范围内含水量降低,同时由于地基处理后表层渗透系数降低,地基处理后深层含水量受地表水的影响比较小,地基处理后一段时间内基本稳定,0m~6m 深度范围内的孔隙比、渗透系数地基处理结束后明显减小,并且随着时间的增长逐渐降低,趋于稳定。

(5)通过测定原位条件下地基处理前后不同时间的地基土的强度,绘制十字板剪切强度与深度的关系曲线可以看出,试验区地基处理前、地基处理后 2 个月、地基处理后 12 个月的 6m 深度内的不排水抗剪强度比地基处理前均有增长,并且随着时间的增长逐渐提高。

总的来说,地基强度随时间增长的规律是明显的,尤其是饱和黏土地基,在重复夯击作用下,短期内由于土体的初始结构被破坏,强度先是有所降低,但经过夯后一定时间的休止,组成土骨架的最小颗粒(胶体颗粒)的分子水膜重新逐渐联结,土颗粒间接触趋于更加紧密,土体又恢复并达到更高的强度。这也正是强夯法加固饱和软土地基的机理之一。

7 碎(砂)石桩法

7.1 一般规定

7.1.1 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。对黏土主要起到置换作用,对中细砂和粉土除置换作用外还有振实挤密作用。在以上各种土中施工都要在振冲孔内加填碎石(或粗砂)回填料,制成密实的振冲桩,而桩间土则受到不同程度的挤密和振密。桩和桩间土构成复合地基,使地基承载力提高,变形减小。

不加填料的振冲加密主要是依靠振冲器的反复强力振动和水冲使砂层发生短暂液化或结构破坏,砂颗粒重新排列,向低势能位置转移,颗粒孔隙减少,砂土形成更为密实的结构;另一方面是依靠振冲器的强迫水平振动力将自行塌陷的砂挤密,从而提高砂层的承载力和抗液化能力。振冲加密一般用于处理黏粒含量不大于10%的中砂、粗砂地基。对于黏粒含量小于10%的吹填细砂和粉细砂,通过工艺改进,如采用低水压,并选择合理的密实电流、激振力和相应的施工工艺,已在许多重大工程如上海港外高桥港区四、五期工程、洋山深水港工程和上海港罗泾港区二期工程的地基处理中工程取得成功。

碎(砂)石桩法用于处理软土地基,国内外也有较多的工程实例。但应注意由于软黏土含水量高、透水性差,碎(砂)石桩很难发挥挤密效用,其主要作用是部分置换并与软黏土构成复合地

基,同时加速软土的排水固结,从而增大地基土的强度,提高软基的承载力。在软黏土中应用碎(砂)石桩法有成功的经验,也有失败的教训。因而不少人对碎(砂)石桩处理软黏土持有疑义,认为黏土透水性差,特别是灵敏度高的土在成桩过程中,土中产生的孔隙水压力不能迅速消散,同时天然结构受到扰动将导致其抗剪强度降低,如置换率不够高是很难获得可靠的处理效果的。此外,认为如不经过预压,处理后地基仍将发生较大的沉降,对沉降要求严格的建筑结构难以满足允许的沉降要求。所以,用碎(砂)石桩处理饱和软黏土地基,应按建筑结构的具体条件区别对待,最好是通过现场试验后再确定是否采用。

对采用碎(砂)石桩加固 $c_u > 20\text{kPa}$ 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。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。

上海高桥炼油厂建造的 $5000\text{m}^3 \sim 100000\text{m}^3$ 油罐,根据勘察报告表明,场地天然地基承载力仅 100kPa ,不能满足设计要求,且黏质粉土层在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承载力达 200kPa ,满足了地基承载力的设计要求;同样,原来可能出现液化的黏质粉土层,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;充水预压后,经分析罐中心的固结度很快达 80% 以上;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。

洋山深水港区 1.4km 西侧驳岸和车客渡码头软基加固采用 1m 大直径砂桩,加固宽度 61.35m~105.65m,水深超过 10m~20m,桩长 12m~20m,打穿淤泥质粉质黏土层。砂桩平面正方形布置,砂桩间距 1.75m~2.80m,置换率 10%~25.6%。共打砂桩 30000 根。施工采用 4 艘大型专业砂桩船,钢套管壁厚 18mm,内经 1000mm,长度 44m 和 46.3m 两种,振动锤型号为 DZ90。大面积施工前进行了成桩工艺试验,试验区分为 6 个区块,进行了 6 种施工工艺和工艺参数组合试验。该工程主要采用全芯取样法进行砂桩成桩质量检测。通过对 23 根砂桩进行检测,发现砂桩有效桩长内桩身连续性良好,砂桩上部(约 2/3 桩长)桩砂基本呈稍密状态,砂桩下部(约 1/3 桩长)桩砂基本呈中密状态。

7.1.2 采用碎(砂)石桩法处理地基除应按本规范第 3 章基本规定中要求收集详细的工程地质、水文地质等资料外,针对碎(砂)石桩法的特点本条提出了还应补充的一些设计和施工所需资料。

施工可用的机械及方法是进行设计和施工的基本前提,不同的机具具有不同的特性参数和性能,它关系到碎(砂)石桩的布置、桩距及用料的确定的以及效果的预测等,必须事前有所了解。

碎(砂)石桩填料用量大并有一定的技术规格要求,故应预先勘察确定取料场及储量、材料的性能、运距等。

对于砂土地基,砂土的最大、最小孔隙比以及原地层的天然密度是设计的基本依据,应事先提供资料。

7.1.3 碎(砂)石桩法处理设计目前还处于半理论半经验状态,

一些计算方法还不够成熟,某些设计参数也只能凭工程经验选定。因此对大型的、重要的或场地地形复杂的工程,在正式施工前应通过现场试验确定其适用性。

7.2 设计

7.2.2 碎(砂)石桩的平面布置可采用等边三角形或正方形。对于砂土地基,因靠碎(砂)石桩的挤密提高桩周土的密度,所以采用等边三角形更有利,它使地基挤密较为均匀。对于软黏土地基,主要靠置换,因而选用任何一种均可。

7.2.3 本条规定碎(砂)石桩处理地基要超出工程应处理范围一定宽度,这是基于压力扩散的考虑。另外,考虑到外围的 2~3 排桩挤密效果较差,提出加宽 1~2 排桩,原地基越松则应加宽越多。重要的工程以及要求荷载较大的情况应加宽多些。

碎(砂)石桩法用于处理液化地基,原则上必须确保工程的安全使用,应处理的宽度目前尚无统一的标准。美国经验取等于处理的深度,但根据日本和我国有关单位的模型试验得到结果为应处理深度的 2/3。另由于上部压力的影响,使地基土的有效压力增加,抗液化能力增大,故这一宽度可适当降低。同时根据日本用挤密桩处理的地基经过地震考验的结果,说明需处理的宽度也比处理深度的 2/3 小,一般建议每边放宽不宜小于处理深度的 1/2,同时不宜小于 5m。

7.2.4 碎(砂)石桩直径的大小取决于施工设备桩管的大小和地基土的条件。小直径桩管挤密质量较均匀但施工效率低;大直径桩管需要较大的机械能量,工效高,采用过大的桩径,一根桩要承担的挤密面积大,通过一个孔要填入的填料多,不易使桩周土挤密均匀。对于软黏土宜选用大直径桩管以减小对原地基土的扰

动程度,同时置换率较大可提高处理的效果。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。目前使用的桩管直径一般为 300mm~800mm,但也有小于 200mm 或大于 800mm 的。

7.2.6 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,地基上强度增长的幅度又各不相同。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。

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。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 7.2.6-1。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 7.2.6-2 所示。韩杰(1989)曾通过三项碎石桩复合地基荷载试验中桩、土应力量测发现,桩土应力比 n 与荷载 p 间存在着个临界荷载(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。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。

表 7.2.6-1 碎石桩复合地基桩土应力比 n 与荷载 p 间关系

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

表 7.2.6-2 桩土应力比 n 与天然地基承载力 f_0 对应关系

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

对砂土和粉性土,采用碎(砂)石桩处理后,往往桩身模量和被挤密后的桩间土的模量比较接近,应该把处理后的地基作为密实的砂土或粉性土地基,地基承载力设计值应按现场复合地基载荷试验确定,也可按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 第 5 章有关规范确定。

7.2.7 碎(砂)石桩处理后的复合地基是属于地基范畴,其变形特性类似于天然地基,在变形计算时复合地基沉降包括加固区沉降和下卧层沉降;计算加固区沉降时可将加固区视为均一化复合土层或分层均一化复合土层,用复合模量计算其沉降;复合地基沉降计算时,其附加应力从基底开始扩散。加固区沉降和下卧层沉降计算均可采用分层总和法。计算方法按现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 第 5 章有关规定进行。

7.2.8 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。

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)石桩和黏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} 。

$$\tau_{sp} = (1-m) \cdot c + m(\mu_p \cdot p + \gamma_p \cdot z) \tan \varphi_p \cdot \cos^2 \theta \quad (7.2.8-1)$$

式中 m —— 置换率;

c —— 桩间土黏聚力(kPa);

μ_p —— 应力集中系数, $\mu_p = n/(1+m(n-1))$;

n —— 桩土应力比;

γ_p —— 碎(砂)石料的重度(kN/m³);

z —— 自地表面起算的深度(m);

φ_p —— 碎(砂)石料的内摩擦角(°);

如对天然地基不考虑荷载产生固结而对黏聚力提高时,则可用天然地基黏聚力 c_0 。如考虑作用于黏性土上荷载产生的固结,则黏聚力提高可按式(7.2.8-2)计算:

$$c = c_0 + \mu_s \cdot p \cdot U \cdot \tan \varphi_{cu} \quad (7.2.8-2)$$

式中 μ_s —— 应力降低系数, $\mu_s = 1/(1+m(n-1))$;

p —— 作用荷载(kPa);

U —— 固结度(%);

φ_{cu} —— 桩间土固结不排水抗剪强度(kPa)。

7.2.9 关于碎(砂)石桩的长度,通常应根据地基的稳定和变形验算确定。为保证稳定,桩长应达到滑动弧面之下;当软土层厚度不大时,桩长宜穿过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化曲线也是提供确定桩长的重要资料。

对可液化的砂层,为保证处理效果,一般桩长应穿透液化层,如可液化层过深,则应根据现行上海市工程建设规范《地基基础

设计规范》DGJ08-11 有关规定确定。

另外,根据碎(砂)石桩单桩载荷试验表明,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,因此设计深度应大于主要受荷深度,即不宜小于4.0m。

一般地基的沉降存在一个沉降槽,当差异沉降过大,会影响工程的使用从而导致发生病害。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。

7.2.10 碎(砂)石桩处理地基的效果受地层、土质、施工机械、施工方法、填砂石的性质和数量、碎(砂)石桩排列和间距等多种因素的综合影响。国内外虽有不少实践,并进行了些试验研究,积累了一些资料和经验,但有关设计参数如桩距、灌砂石量以及施工质量的控制等仍须通过施工前的现场试验才能确定。

桩距不能过小,也不能过大,根据经验提出桩距一般可控制在3~4.5倍桩径之内。合理的桩径取决于具体的机械能量和地层土质条件。当合理的桩距和桩的排列布置确定后,一根桩所承担的处理范围即可确定。土层密度的增加靠其孔隙的减小,把原土层的密度提高到要求的密度,孔隙要减小的数量可通过计算得到。这样可以设想只要灌入的砂石料能把需要减小的孔隙都充填起来,那么土层的密度也就能达到预期的数值。据此,如果假定地层挤密是均匀的,同时挤密前后土的固体颗粒体积不变,则可推导出本条所列的桩距计算公式。

对粉土和砂土地基,以上公式推导是假定地面标高施工后和施工前没有变化,实际上,很多工程都采用振冲沉管法施工,施工时对地基有振密和挤密作用,且地面下沉,施工后地面平均下沉量可达100mm~300mm。因此,当采用振动沉管法施工砂石桩时,桩距可适当增大,修正系数建议当考虑振动下沉密实作用时,

可取 1.1~1.2;不考虑振动下沉密实作用时,可取 1.0。

地基挤密要求达到的密实度是从满足工程对地基的承载力、变形或防止液化的需要而定的,原地基土的密实度可通过钻探取样试验,也可通过标准贯入、静力触探等原位测试结果与有关指标的相关关系确定。各有关的相关关系可通过试验求得,也可参考当地或其他可靠的资料。

这种计算桩距的方法,除了假定条件不完全符合实际外,碎(砂)石桩的实际直径也较难准确地定出。因而有的资料把碎(砂)石桩体积改为灌碎(砂)石量,即只控制碎(砂)石量,不必注意桩的直径如何。

桩间距与要求的符合地基承载力及桩和原地基土的承载力有关。如按要求的承载力算出的置换率过高、桩距过小不易施工时,则应考虑增大桩径和桩距。在满足上述要求条件下,一般桩距应适当大些,可避免施工时过大地扰动原地基土,影响处理效果。

7.2.11 由于采用不加填料振冲加密法进行加固中粗砂、细砂和粉细砂时,其施工工艺和技术参数相差很大,故振冲加密宜在初步设计阶段进行现场工艺试验,确定振密的可能性、孔距、振冲水压力、振后砂层的物理力学指标等。

不加填料振冲加密孔间距视砂土的颗粒组成、密实要求、振冲器功率等因素而定,砂的颗粒越细,密实要求越高,则间距越小。

孔位的布置原则类似于砂桩或干振碎石桩的布孔原则。振冲孔的布置常用等边三角形和正方形两种,对大面积挤密处理,用等边三角形布置比正方形布置可以得到更好的挤密效果。

(1)由于确定孔距的影响因素较多,在没有可靠的设计依据

的情况下,最好通过现场试验确定。特别是对于大型的或重要工程,应通过现场试验确定孔距等参数。

(2)从工程统计资料和加固机理的分析来看,用 30kW 的振冲器,布桩间距一般为 1.8m~2.5m;若使用 75kW 大型的振冲器,布桩间距可加大到 2.5m~3.5m。如上海海洋山深水港工程土质为吹填粉细砂,采用 75kW 的振冲器,间距采用 3.0m,正三角形布置;上海港外高桥港区为吹填细砂,采用 30kW 的振冲器,间距 2.5m,正三角形布置。从工程实践经验及上海海洋山深水港和上海港外高桥港区等工程可知,对大面积处理,75kW 振冲器的挤密影响范围大,大面积桩点间距宜在 3.0m 具有较高的经济效益。

(3)振冲对地基土的加固半径 r 可按式(7.2.11-1)计算,其中 a 值可参考表 7.2.11。

$$r = \frac{k \sqrt{p \cdot s}}{v_p \cdot a} \quad (7.2.11-1)$$

式中 r —— 加固半径(m);

p —— 振冲器的功率(kW);

v_p —— 振动波在地基中传播时纵波的速度(m/s);

s —— 振冲的留振时间(s);

a —— 土的能量吸收系数(s/m),见表 7.2.11;

k —— 大于 1 的系数,一般为 3~5。

表 7.2.11 土的能量吸收系数值

土 质 种 类	a 值(s/m)
饱和粉细砂,粉质黏土,黏质粉土,黏土	0.01~0.03
中密的粗砂	0.1~0.125
硬塑的黏土和中密的块石,碎石	0.0875~0.115

振冲加密孔布孔宜采用等边三角形或正方形。对大面积挤密处理,用前者比用后者可得到更好的挤密效果。

(4)根据填料量估算:振冲法加密砂土地基,可根据地基单位土体回填料数量估算加密以后地基的相对密度。按下面公式计算:

$$V_i = \frac{(1+e_p)(e_0-e_1)}{(1+e_0)(1+e_1)} \quad (7.2.11-2)$$

$$e_1 = \frac{\beta l^2 (H \pm h)}{\beta l^2 H + \frac{V}{1+e_1}} - 1 \quad (7.2.11-3)$$

- 式中 V_i ——地基单位面积填料量(m^3/m);
 e_0 ——原地基的天然孔隙比;
 e_p ——所用砂和填料振冲密实后桩身的孔隙比;
 e_1 ——地基加密后要求达到的孔隙比;
 β ——面积系数,正方形布孔时,为 1.0,正三角形布孔时,为 0.886;
 l ——振冲孔的间距(m);
 H ——加固土层的厚度,即桩长(m);
 h ——地表隆起(+)或沉降(-)量(m);
 V ——每个振冲孔的填料量(m^3);

设计大面积砂层挤密处理时,振冲孔间距也可按下式计算:

$$l = \alpha \sqrt{\frac{V_p}{V_i}} \quad (7.2.11-4)$$

- 式中 α ——系数,正方形布孔时为 1.0,正三角形布孔时,为 1.075;
 V_p ——单位桩长的填料量,一般为 $0.3m^3 \sim 0.5m^3$ 。

需要指出的是,采用上述方法时要考虑振冲过程中随返水过

程带出的泥沙量。这个数量是难以准确测定的。实用上可将计算的填料量乘一扩大系数(一般为 1.1~1.3),中粗砂地基取低值,粉细砂地基取高值。

孔距的确定还需工程技术人员在实践中积累经验,以取得较为准确的数据。

7.2.12 碎(砂)石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定。考虑到挤密碎(砂)石桩沿深度不会完全均匀,同时实践证明碎(砂)石桩施工挤密程度较高时地面要上涨,另外施工中还会有所损失等。因而实际设计灌碎(砂)石量要比计算碎(砂)石量增加一些。根据地层及施工条件的不同增加量约为计算量的 20%~50%。

7.2.13 关于碎(砂)石桩用料的要求,对于砂基,条件不严格,只要比原土层砂质好同时易于施工即可,一般应注意就地取材。按照各有关资料的要求最好用级配较好的中粗砂,当然也可用砂砾及碎石。对饱和黏性土因为要构成复合地基,特别是当原地基土较弱、侧限不大时,为了有利于成桩,宜选用级配好、强度高的砂砾混合料或碎石。填料中最大颗粒尺寸的限制取决于桩管直径和桩尖的构造,以能顺利出料为宜,本条规定最大不应超过 50mm。考虑有利于排水,同时保证具有较高的强度,规定砂石桩用料中小于 0.005mm 的颗粒含量(即含泥量)不能超过 5%。

7.2.14 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。

碎石垫层起水平排水的作用,与碎(砂)石桩形成完整的排水体系,有利于施工后土层加快固结,加快施工期的沉降速率,减小后期沉降。更大的作用在碎(砂)石桩顶部采用碎石垫层可以起到明显的应力扩散作用,降低碎(砂)石桩和桩周土的附加应力,

减少碎(砂)石桩侧向变形,从而提高复合地基承载力,减少地基变形量。在大面积处理地基中,则应考虑加大垫层厚度。

7.3 施工

7.3.1 不同的施工机具及施工工艺用于处理不同的地层会有不同的处理效果。常遇到设计与具体情况不符或者处理质量不能达到设计要求的情况,因此施工前在现场的成桩试验具有重要的意义。

通过现场成桩试验检验设计要求和确定施工工艺及施工控制要求,包括填砂石量、提升高度、挤压时间等。为了满足试验及检测要求,试验桩的数量应不少于7~9个。正三角形布置至少要7个(即中间1个周围6个);正方形布置至少要9个(3排3列每排每列3个)。如发现问题,则应及时会同设计人员调整设计或改进施工。

7.3.2 以挤密为主的碎(砂)石桩施工时,应间隔(跳打)进行,并宜由外侧向中间推进;对黏性土地基,碎(砂)石桩主要起到置换作用,为了保证设计的置换率,宜从中间向外围或隔排施工;在既有建筑物邻近施工时,为了减少对邻近既有建筑物的振动影响,应背离建筑物方向进行。

(I) 振冲法

7.3.4 振冲施工选用振冲器要考虑设计荷载的大小、工期、工地电源容量及地基土天然强度的高低等因素。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-30型,ZCQ-55型和ZCQ-75型三种,其潜水电机的功率分别为30kW、55kW和75kW。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。

在邻近既有建筑物场地施工时,为减小振动对建筑物的影响,宜用功率较小的振冲器。

7.3.5 升降振冲器的机具一般常用8t~25t汽车吊,可振冲5m~20m长桩。

7.3.6 密实电流限定值应根据现场制桩试验确定。对于ZCQ30型振冲器,密实电流一般为40A~50A,对于ZCQ75型振冲器,密实电流一般为80A~100A。

7.3.8 要保证振冲桩的质量,必须控制好密实电流、填料量和留振时间三方面的规定。

首先,要控制加料振密过程中的密实电流。在成桩时,注意不能把振冲器刚接触填料的一瞬间的电流当作密实电流,瞬时电流值有时可高达100A以上,但只要把振冲器停住不下降,电流值立即变小。可见瞬时电流并不真正反映填料的密实程度。只有让振冲器在固定深度上振动一定时间(称为留振时间)而电流稳定在某一数值,这一稳定电流才能代表填料的密实程度,要求稳定电流值超过规定的密实电流值,该段桩体才算顺利制作完毕。

其次,要控制好填料量。施工中加填料不宜过猛,原则上要“少吃多餐”,即要勤加料,但每批不宜加得太多。值得注意的是在制作最深处桩体时,为达到规定密实电流所需的填料远比制作其他部分桩体多。有时这段桩体的填料可占据整根桩总填料的1/4~1/3。这是因为开初阶段加的料有相当一部分从孔口向孔底下落过程中被黏留在某些深度的孔壁上,只有少量能落到孔

底。另一个原因是如果控制不当,压力水有可能造成超深,从而使孔底填料量具增。第三个原因是孔底遇到了事先不知道的局部软弱土层,这也能使填料数量超过正常使用。

“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,受到振动后地基会产生液化,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。

碎石桩制桩,必须分段进行,填料高度控制在 0.5m~0.8m,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。

在强度很低的软土地基中施工,则要用“先护壁、后制桩”的方法。即在开孔时,不要一下子到达加固深度,可先到达第一层软弱层,然后加些料进行初步挤振,让这些填料挤入孔壁,把此段的孔壁加强以防塌孔。然后使振冲器下降至下一段软土中,用同样方法加料护壁。如此重复进行,直到设计深度。孔壁护好后,就可按常规步骤制桩了。

填料量、密实电流和留振时间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,而这时也必须要有留振时间,才能把填料挤紧振密。一般情况下,黏性土地基往往以密实电流为控制指标,砂性土地基往往以留振时间为控制指标。

振冲加密对地下水位要求不高,只要满足机械行走就可。但是地下水位若太深,地下水位以上的砂土处于非饱和状态,过低

的地下水位会在浅层形成一个相对硬层,该硬层会对振冲过程中,砂土的自行坍塌产生不利影响,特别是对大功率的振冲设备,会使振冲器在振点形成一个较大的孔洞而严重影响振冲加固效果,因此当地下水位较低时,在振冲前 3~4 个小时应对表层砂土进行适当的灌水。

7.3.10 在有些砂层中施工,常要连续快速提升振冲器,电流始终可保持加密电流值。

7.3.11 对于吹填粉细砂,宜采用以下工艺:

(1)采用低水压和少水量振冲工艺

由于吹填粉细砂呈饱和疏松状态,对振动荷载比较敏感,砂层在振动荷载作用下易发生液化且其初期抗剪强度比较低,因此振冲时宜将水压和水量减至最小(以防止细砂堵塞出水管和有效避免振冲头过热为宜),以便有效避免大量细颗粒随水流失,振冲点附近形成孔洞而导致加固失败。

(2)采用多次反插复振工艺

如若粉细砂地基初始相对密度过低会影响无填料振冲法的加固效果,因此可以采用多次复振的方式来提高密实程度。另外,对于粉细砂地基虽然在紧靠振冲器的完全液化区复振效应不太明显,但是对于在完全液化区外的振动挤密区,振冲的复振效应比较显著,适度的多次振冲有利于该区域的扩展和进一步密实,并可有效提高加固后砂土的均匀性。因此,对于粉细砂土来说,二到三遍的复振有利于减小流态区、提高加固效果、扩大振冲的有效加固区域和提高地基均匀性。

(3)采用双机共振或三机共振施工工艺,以有效限制振冲流态区的发展、提高振动叠加效应和扩大挤密范围,提高振冲加固效果,并有效提高施工效率。

对于粉细砂地基,由于颗粒太细,采用大功率振冲器会导致液化区扩大,形成较大水洞,桩心部位加固效果不一定好。如洋山深水港工程振冲试验表明,对于桩心部位,75kW 振冲器的加固效果要比 100kW 和 125kW 振冲器的加固效果好。另外对于粉细砂,由于颗粒太细,留振时间太长也会导致液化区扩大,形成较大水洞,加固效果也不好,故建议留振时间取 10s~20s。上海外高桥港区 and 洋山深水港区地基处理试验和实践表明,双点共振法不仅加固效果好,而且工效高。

7.3.12 碎(砂)石桩桩顶部由于上覆压力较小,因而对桩体的约束力较小,桩顶形成一层松散层,加载前应加以处理(挖除或碾压)才能减少沉降量,有效发挥复合地基作用。

(II) 沉管法

7.3.14 上海地区沉管法成桩多数采用单管振动沉管法。振动沉管法施工的成桩步骤如下:

- 1 移动桩机及导向架,把桩管及桩尖对准桩位;
- 2 启动振动锤,把桩管下到预定的深度;
- 3 向桩管内投入规定数量的碎(砂)石料(根据施工试验的经验,为了提高施工效率,装碎(砂)石也可在桩管下到便于装料的位置时进行);
- 4 把桩管提升一定的高度(碎(砂)石下料顺利时提升高度不超过 1m~2m),提升时桩尖自动打开,桩管内的碎(砂)石料流入孔内;
- 5 降落桩管,利用振动及桩尖的挤压作用使碎(砂)石密实;
- 6 重复 4、5 工序,桩管上下运动,碎(砂)石料不断补充,碎(砂)石桩不断增高;
- 7 桩管提至地面,碎(砂)石桩完成。

施工中,电机工作电流的变化反映挤密程度及效率。电流达到一定不变值,继续挤压将不会产生挤密效能。施工中不可能及时进行效果检测,因此按成桩过程的各项参数对施工进行控制是重要的环节,必须予重视,有关记录是质量检测的重要资料。

7.3.15 碎(砂)石桩施工完了,当设计或施工投碎(砂)石量不足时,地面会下沉,当投料过多时,同时表层 0.5m~1.0m 常呈松软状态。如遇到地面隆起过高也说明填碎(砂)石量不适当。实际观测资料证明,碎(砂)石在达到挤密状态后进一步承受挤压又会变松,从而降低处理效果。遇到这种情况应注意适当减少填碎(砂)石量。

施工场地土层可能不均匀,土质多变,处理效果不能直接看到,也不能立即测出。为了保证施工质量,使在土层变化的条件下施工质量也能达到标准,应在施工中进行详细的观测和记录。观测内容包括桩管下沉随时间的变化;灌碎(砂)石量预定数量与实际数量;桩管提升和挤压全过程(提升、挤压、碎(砂)石桩高度的形成随时间的变化)等。有自动检测记录仪器的碎(砂)石桩机施工中可以直接获得有关的资料,无此设备时须由专人测读记录。根据桩管下沉时间曲线可以估计上层的松软变化随时掌握投料数量。

7.4 质量检验

7.4.2 由于在制桩过程中原状土的结构受到不同程度的扰动,强度会有所降低,饱和土地基在桩周围一定范围内,土的孔隙水压力上升。待休置一段时间后,孔隙水压力会消散,强度会逐渐恢复,恢复期的长短是根据土的性质而定。原则上应待孔压消散后进行检验。黏性土孔隙水压力的消散需要的时间较长,砂土则

很快。根据实际工程经验规定对饱和黏性土为 28d, 粉土、砂土和杂填土适当减少。对非饱和土不存在此问题, 一般在桩施工后 3d~5d 即可进行。

7.4.3 碎(砂)石桩、振冲加密处理地基最重要是满足承载力、变形或抗液化的要求, 标准贯入、静力触探可直接提供检测资料。应在桩位布置的等边三角形或正方形中心进行处理效果检测, 因为该处挤密效果较差。只要该处挤密达到要求, 其他位置就一定会满足要求。此外, 由该处检测的结果还可判明桩间距是否合理。

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)石桩或振冲加密处理后的地基后的地基实测标准贯入击数大于临界贯入击数。

对碎(砂)石桩体密实程度的检验, 可采用重型动力触探现场随即检验。这种方法设备简单, 操作方便, 可以连续检测桩体密实情况, 但目前尚未建立贯入击数与碎(砂)石桩力学性能指标之间的对应关系。有待在工程中广泛应用, 积累实测资料。

8 注浆法

8.1 一般规定

8.1.1 注浆法适用的土层比较广泛, 但在不同土层中其作用机理和处理效果均有不同。在地下水流速较大的条件下, 注入的浆液会随着地下水流动发生迁移、稀释等现象, 其作用范围和处理效果均有较大的不确定性, 要慎重应用。由于注浆法适用于局部加固地基、防渗等, 所以它适用的工程范围很广。“一般填土层”是指杂填土、素填土和冲填土地基。对有机质含量较高的土, 采用注浆法进行加固时应慎重。

8.1.2 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。目前水泥-水玻璃双液浆也常常用于防渗堵漏, 压密注浆也用于提高土体的强度和变形模量。

按浆液在土中的流动方式, 可将注浆法分成以下三类:

一、渗透注浆

是指在压力作用下使浆液充填土的孔隙, 排挤出孔隙中存在的自由水和气体, 而基本上不改变原状土的结构和体积, 所用灌浆压力相对较小。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 数量级的地基土, 即使选用真溶液也难以达到渗透形式。而上海地区软黏土的渗透系数一般数量级为 10^{-7} cm/s, 所以渗透注浆在上海较难实现。

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并挤向土

体,在注浆处形成浆泡,浆液的扩散对周围土体产生压缩。浆体完全取代了注浆范围的土体,在注浆邻近区存在一定的塑性变形区,离浆泡较远的区域土体发生弹性变形,因而土的密度明显增加。评价浆液稠度的指标通常是浆液的坍落度,目前对压密注浆坍落度的规定尚未取得一致认识,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;James Warner 认为根据 ASTM C-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浆液坍落度为 25mm~150mm。

三、劈裂注浆

劈裂注浆是指在压力作用下,浆液克服地层的初始应力和抗拉强度,引起土体结构的破坏和扰动,使其沿垂直于小主应力的平面上发生劈裂,使地层中原有的裂隙或孔隙张开,形成新的裂隙或孔隙,浆液的可灌性和扩散距离增大,而所用的灌浆压力相对较高。劈裂注浆是目前应用最广泛的一种注浆方法,劈裂注浆在注浆孔附近形成网状浆脉,通过浆脉挤压土体和浆脉的骨架作用加固土体。

虽然注浆法有以上分类,但在实际注浆中浆液往往是以多种形式灌入地基中,单一的流动方式是难以产生的,只是以某一种形式为主而已。例如在劈裂注浆施工时,浆液在压力未达到劈裂压力时首先以渗透形式充填土体中的空隙,然后局部堆积对土体形成压密,当压力达到劈裂压力时在土体中形成劈裂裂缝,在向裂缝注入时也伴随着渗透和压密,但其主要流动方式是劈裂形式。图 8.1.2-1 和图 8.1.2-2 表达了注浆浆液的流动方式。

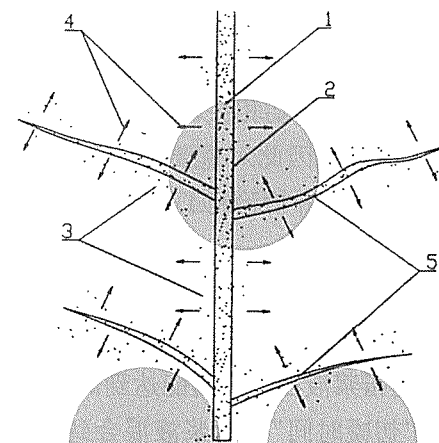


图 8.1.2-1 劈裂注浆

1—浆液;2—注浆孔;3—渗透渗入的浆液(通过劈裂面和注浆孔边缘);
4—浆液挤压作用;5—劈裂面

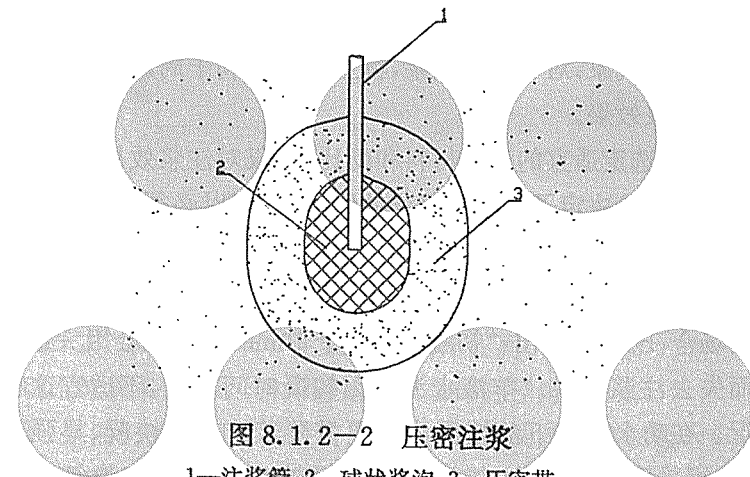


图 8.1.2-2 压密注浆

1—注浆管;2—球状浆泡;3—压密带

8.1.3 本条所列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方式和土体相互作用的机理、以及注

浆区的处理效果主要取决于这些土性指标。

8.1.4 由于注浆法带有较强的经验性,其处理地基的效果不仅与设计参数、地基土性质密切相关,还与施工方法、施工设备甚至于施工人员有紧密关系,因此对重要工程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。

8.2 设计

8.2.2 注浆工艺对注浆效果的影响很大,在设计时应予确定。“注浆有效范围”是指浆液在地基内能达到的范围,或是能满足处理目的的范围。“初凝时间”是指浆液混合到丧失流动性这一段的时间,初凝时间应与注浆目的和方式相适应。“注浆压力”是浆液在注浆孔口的压力。“浆液流量”是指单位时间内注入土层的浆液体积,单位一般为“升/分钟”。

若注浆点的覆盖土厚度小于2m,较难避免在注浆初期就产生“冒浆”现象,对于压密注浆,覆土浅也不利于周边土体的挤密,影响注浆效果。

8.2.3 选定适宜的注浆材料和配比,不仅对注浆效果至关重要,同时还直接决定了采用注浆法的经济性,所以必须综合考虑各种因素加以选择。

8.2.4 “悬浊液”是指悬浮有粒状体的浆液。在存在地下动水流的场合,Bowen 提出:“初凝时间大于10min的浆液会因大量流失而失去注浆效果。”单液水泥浆因初凝时间较长,不适宜这种情况。在动水条件下的堵漏注浆更需要浆液具有快凝、早强的特性,可采用水泥和水玻璃双液浆、油性聚氨酯浆液等速凝型浆液。

压密注浆效果形成的重要条件就是采用低坍落度浆液,目前

比较成熟的是采用低坍落度的水泥砂浆。压密注浆的压密效果实际上是土的排水固结,上海地区土层渗透系数普遍偏低,设置适当的排水通道,例如打设降水井点等,可提高排水速度和排水量,对压密注浆的效果非常有利。

8.2.5~8.2.7 注浆孔的布置原则是根据注浆有效范围,且应相互重叠搭接的原则决定的。

《注浆设计施工指南》(日本注浆设计施工研究委员会编)指出:“对用于截水目的的注浆,孔距约为0.8m~1m。”因注浆孔排数在此情况下多为3排以上,所以0.8m~1.2m的孔距一般能满足要求。

对于多排注浆孔,宜采用如下图8.2.5所示的梅花形布孔方式。

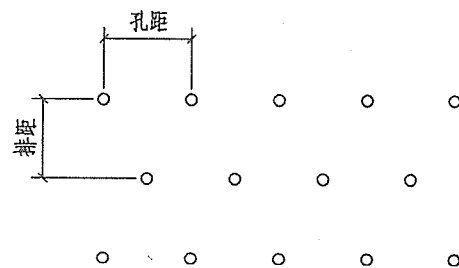


图 8.2.5 多排注浆孔梅花形布置

压密注浆在设计时将每节注入土体中浆液的形状假想为理想球状体,其体积作为单节注浆量的设计依据,该球状体的直径即为理论球状浆体直径,常用理论球状浆体直径为60cm。

8.2.8 浆液初凝时间与温度有密切关系,在调整浆液初凝时间时必须考虑气温、地下水温度和浆液温度等因素。在砂土地基注浆时,为控制注浆范围,宜采用初凝时间较短的浆液。在黏性土地基注浆时,浆液的初凝时间可以较长,一般可取1h~10h。

8.2.9 注浆是否终止并不是完全取决于注浆量,例如用注浆进行建筑物纠偏时建筑物的变形量是注浆是否完成的标志;在进行充填注浆时往往以注浆压力作为注浆完成的控制指标;在施工区域或周边有需控制变形量的建筑物、管线等时,建筑物和管线的变形量则成为控制注浆的关键因素。根据经验,上海地区一般黏性土地基的加固工程中,劈裂注浆的浆液注入率为15%~20%。砂性土地基中浆液注入率可达40%。

8.2.10 第二次注浆应采用渗透性较好的浆液,例如采用无毒性的酸性水玻璃浆液。它是采用硫酸对水玻璃进行酸化,在酸化过程中必须保持pH值不大于2,因为这时它的稳定性最高,不易自凝。在这种酸性水玻璃中加入一定量的胶凝剂能使其凝胶。因pH值对浆液的凝胶影响很大,对凝胶时间的控制较为困难,可采用加入pH缓冲剂的方法改善凝胶时间的控制条件,从而能较容易地调整浆液的凝胶时间。该种浆液的黏度为3MPa·s,比重为1.10,凝胶时间可在瞬时至数十分钟范围内调整。

8.2.11~8.2.12 劈裂注浆和压密注浆的注浆压力必须高于周围的土压力,同时要保持一定流量。但压力和流量也必须尽量控制,不可过高。压力和流量过高时,劈裂注浆的浆液就可能大量溢出注浆有效范围或冒浆;压密注浆则可能导致土体破坏或孔隙水压力过高形成塑性区等不利影响。

8.2.13 “跳孔间隔注浆”是指隔孔交替注浆,如下图8.2.13所示。

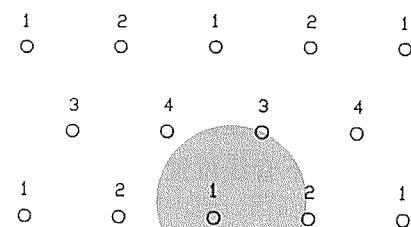


图 8.2.13 跳孔间隔注浆示意图

注:“1”、“2”、“3”、“4”代表注浆的序号。

在进行劈裂注浆时,对互层地层,宜首先对渗透性较好或孔隙率较大的地层进行注浆;对均质地层,宜首先完成最上层封顶注浆。对有地下动水流的情况,自水头高的一端开始注浆可减小后续注浆的浆液迁移效应,浆液在地下动水流下的迁移效应宜通过室内实验得到定量结果,以用于指导施工。

在上海地区,压密注浆的效果主要取决于土的及时排水并固结,因此压密注浆的施工顺序应根据周边排水条件按照有利于排水的原则进行安排,并通过注浆试验进行确定。

其他注浆施工采用先外围后内部的注浆施工方式,或注浆范围以外有边界约束条件时采用自边界约束远侧开始顺次往近侧注浆的方式,可有效控制注浆有效范围,减少浆液流失。“边界约束条件”是指注浆边界存在能阻挡浆液流动的障碍物等。

在施工场地附近存在对变形控制有较严格要求的建筑物、管线等时,采用由建筑物或管线的近端向远端推进的施工顺序,可将注浆施工产生的挤压力部分引向远离建筑物或管线的方向,减小建筑物或管线的变形量。我们也必须清楚地认识到,注浆施工不可避免地会对周边产生挤压,因此在注浆施工时,必须加强对建筑物、管线等的监测工作。

8.3 施工

8.3.1 注浆设计文件包括工程设计图纸和说明、工程地质和水文地质资料、建筑物和地下管线位置图及相关保护要求、注浆质量要求及检验标准等。

注浆施工前,必须特别重视附近地下管线的分布情况,即使是废弃的管线也会给注浆施工质量带来不利影响,常常使浆液流入废管而造成不必要的浪费。因此对施工影响范围内的废弃管线必须事先开挖暴露,并采用灌入水泥浆等方法进行封堵。

8.3.2 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记录。自动压力流量记录仪能实时准确记录注浆过程中的压力和流量,有利于数据汇总和分析,是现代化注浆工艺的一个显著标志。

在注浆过程中,根据注浆流量、压力和注入量等数据可分析地层的空隙,确定注浆的结束条件,预测注浆的效果。

8.3.3~8.3.5 塑料阀管注浆法、花管注浆法和注浆管注浆法都属于劈裂注浆工艺。塑料阀管注浆法即为软土地基分层注浆工法(简称SRF工法);花管注浆法是通过在侧壁设置多层注浆孔的注浆管(花管)进行注浆的方法;注浆管注浆法是指直接通过注浆管下部的管口进行注浆的方法。

塑料阀管注浆法采用的塑料单向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抗折能力。塑料阀管分为有孔和无孔两种,在加固范围内设置的是有孔塑料单向阀管,在其外部紧套着橡胶套覆盖住注浆孔,橡胶套的爆破压力达4.5MPa,它可保证有孔阀管不被

堵塞,到达注浆深度时通过浆液压力使其胀开,在阀管外壁和橡胶套之间形成空隙,这样就可保证浆液的单方向运动。塑料单向阀管作为SRF工法中的一个重要部件,其作用是:

- 1、保证浆液按规定的要求分层形成劈裂;
- 2、保证浆液只从阀管中喷出,而防止逆流入阀管中,为二次甚至多次注浆创造条件;
- 3、在注浆加固的同时,塑料单向阀管也对土体起到一定稳定作用。

塑料阀管注浆法采用的双向密封注浆芯管一般有以下两种:

1、自行密封式双向密封芯管

该型号为PRC型,主要用于以水泥、粉煤灰、膨润土为主的CB浆,该种浆液较稠,呈悬浊液状,所以在注浆过程中稍有压力,其聚氨酯密封环就有效地起到密封作用。

2、膨胀密封式双向密封芯管

该型号为RBH型,主要用于化学浆液。化学浆液黏度低,呈溶液状,如果采用PRC型注浆芯管,其密封环与塑料阀管内壁间隙较大,注浆时浆液会有较多渗漏,无法维持压力,效果不甚理想。而RBH型注浆芯管是由膨胀胶管、固定接头、注浆芯管和注水管组成,在水压作用下,膨胀胶管与塑料阀管管壁紧密接触,起到良好的密封作用。

以上两种型号注浆芯管的相关性能参数比较见表8.3.3。其操作情况如下:

表 8.3.3 PRC 和 RBH 型密封装置相关性能参数
(室温 23℃, 湿度 65%)

PRC 聚氨酯密封环	RBH 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

1、PRC 型双向密封芯管

- 1) 将 PRC 注浆芯管插入塑料阀管至预定深度;
- 2) 用注浆软管将 PRC 注浆芯管与注浆泵连接;
- 3) 按设计要求, 注浆一段, 拔出一段。

2、RBH 型双向密封芯管

- 1) 将 RBH 注浆芯管插入塑料阀管至预定深度;
- 2) 用注浆软管连接芯管和注浆泵(浆泵);
- 3) 用软管连接注水接头与注浆泵(水泵);
- 4) 开动注浆泵(水泵), 维持压力在 0.6MPa;
- 5) 按设计要求, 注浆一段, 然后释放水压, 拔出一段, 再注水至压力为 0.6MPa, 继续注浆。

软土地区进行劈裂注浆加固, 其效果很大程度依赖于注浆的分层效果, 塑料阀管注浆法采用封闭泥浆、单向塑料阀管、双向密封注浆芯管等措施保证了注浆的良好分层效果。塑料阀管注浆

法可以进行较大深度的地基处理, 在必要时还可进行单孔多次注浆。

花管注浆法和注浆管注浆法所采用的工艺较为简单, 但与塑料阀管相比, 存在以下缺点:

- 1、浆液容易从注浆管周边侧上冒, 甚至冒至地面, 分层效果较差, 加固区域比较难控制;
- 2、单孔多次注浆比较难实现;
- 3、注浆深度较浅。

而注浆管注浆法采用底部管口单点出浆, 浆液容易在压力作用下与下部已形成的浆脉相通, 更不利于达到良好分层效果, 特别是在采用流动性较好、初凝时间长的浆液(例如单液水泥浆等)时更为明显。因此, 一般而言, 花管注浆法的效果不及塑料阀管注浆法, 而优于注浆管注浆法。

8.3.6 目前上海地区比较成功地采用低坍落度砂浆进行压密注浆的工艺是由上海隧道工程股份有限公司和上海申通集团有限公司联合开发的可控制压实注浆工法(简称 CCG 注浆工法), 该工法通过对设备、材料和工艺的研究, 实现了采用坍落度小于 50mm 的水泥砂浆进行压密注浆, 通过工程应用, 取得较好的效果。该条是 CCG 注浆工法的基本施工步骤。

8.3.12 上拔注浆管时使用拔管机既可节省劳动力, 又可确保注浆管提升的精度, 避免人为的跳层注浆。

8.3.17 在满足强度要求的前提下, 在水泥浆中掺入一定量的粉煤灰, 既可节约工程成本, 又可降低水泥浆液的析水率, 增加其触变性能, 有利于浆液扩散, 降低其凝固体的收缩率, 同时增加粉煤灰的应用途径, 减少环境污染。

8.3.18 本条要求是针对通常情况而言, 对于某一特定工程, 对

浆液可能会有特殊的要求。

8.3.19 在浆液中掺入适量外加剂对改善浆液性能有很大的作用,但目前专门针对注浆的外加剂较少,因此对外加剂的品种、型号和掺量应做相关试验来确定。

8.3.20 浆液在泵送前经过筛网过滤可避免粗颗粒对注浆泵的堵塞现象。

8.4 质量检验

8.4.1~8.4.3 注浆施工时灌浆量高不等于注浆效果好,因此在设计和施工中,除明确规定某些质量指标外,还应规定所要达到的注浆效果及检查方法。

对地基注浆加固效果的检查和评估还需进一步的研究。注浆加固带有不均匀性,比较适合采用能从宏观上反映的检测手段,例如采用地球物理检测方法等,但目前这些方法均存在难以定量和直接反映的特点。标准贯入、静力触探和轻便触探的检测方法虽然也存在仅能反映调查孔一点加固效果的缺点,但因其简单实用而得到较多的应用。

注浆施工和效果评定的经验性较强,在效果评定时要注重前后数据的对比,同时还要注意相似工程的类比,这样才能客观地综合评定注浆效果。由此可见,注浆工程的大量数据收集和分析是十分必要的。

通过对劈裂注浆工程的静力触探效果检验归纳总结(如表 8.4.1-1 所示)可得出:

- 1、被加固的土体越软,加固后效果越明显;
- 2、浆液凝固强度越高,加固区强度越高;
- 3、在一定数值范围内,浆液充填率越大,加固区强度越高。

表 8.4.1-1 劈裂注浆加固前后静力触探值对比情况

地名	土质	加固前 p_s 值 (MPa)	加固后 p_s 值 (MPa)	提高倍数	备注
上海漕宝路	淤泥质粉质黏土	0.427	≥ 1	≥ 1.3	采用十字板调查,通过公式换算而得
上海万体馆	粉细砂夹薄层黏土	5	8	0.6	浆液充填率 20%,调查时邻近在降水
上海漕宝路	粉细砂夹薄层黏土	0.35	≥ 1	≥ 1.85	浆液充填率 < 20%
上海杨高路	淤泥质黏土、黏土	0.94~1.19	1.5	≥ 0.26	浆液充填率 < 20%
上海河南中路	粉质黏土、淤泥质粉质黏土、淤泥质黏土	0.5~0.52	≥ 1.2	≥ 1.3	浆液充填率 20%,水泥水玻璃双液注浆
上海中山公园	淤泥质黏土、黏土	0.49~0.62	1.5	≥ 1.42	浆液充填率 23%,两次注浆
上海人民公园	淤泥质黏土	0.35	1.5	3.29	浆液充填率 18%,水泥水玻璃双液注浆
宁波北仑	淤泥质黏土	0.274	0.64	1.3	浆液充填率 20%

压密注浆目前的工程应用刚刚起步,相关数据较少,现提供 CCG 注浆工法的两个工程实例以供参考。

一、应用实例一

上海地铁 M8 线鞍山路车站基坑长约 149m,标准段宽 19.6m,挖深约 13.12m;两侧端头井宽约 23.8m,挖深约 14.27m~14.97m。该车站基坑为二级环境保护基坑,采用明挖法施工,地下连续墙围护,基坑底部处于灰色淤泥质黏土和灰色黏土中。

为了提高基坑底部的土体强度和基床系数,增强坑底脚趾稳定和围护结构的刚度,减少基坑围护变形和坑外土体变形,端头井、标准段与部份连续墙外侧实施了 CCG 注浆工法加固。设计强度为静力触探试验 p_s 平均值 1.2MPa,设计注浆形成的砂浆体直径为 $\phi 600\text{mm}$,间距为 1.3m,长度为坑底下 3m~3.4m,部份连续墙外侧砂浆体直径为 $\phi 600\text{mm}$,长度 16.8m。在注浆施工同时,基坑内进行了井点降水。

在注浆区龄期超过 28d 后,依据规范要求,采用静力触探试验法,对注浆加固区进行了强度测试,共测试 8 个孔,加固后的土体强度较原状土有很大的提高,坑底灰色淤泥质黏土的静力触探试验 p_s 值由原来的 0.46MPa 提高到 0.8MPa~1.4MPa;坑底灰色黏土的静力触探试验 p_s 值由原来的 0.59MPa 提高到 1.0MPa~1.5MPa,抽检孔位的加固区土体 p_s 平均值达到 1.24MPa。基坑开挖时,可见一个个压密注浆后形成的砂浆结石体,基坑底板浇筑完成后,地下墙围护位移为 1.5cm,基坑周围的建筑、地下管线均安然无恙。

在这个基坑东端头井开挖中,由于需先挖除坑内 5m 深的地下防空洞,造成了南北两侧地下连续墙发生了较大的水平变形。后在两侧地下连续墙墙体旁,深 11m~13m 范围内,采用 CCG 注浆工法实施纠偏,取得了显著的纠偏效果。

二、应用实例二

浙江大唐乌沙山发电厂循环水进水隧道工程的主体结构为二条内径 $\phi 4840\text{mm}$,外径 $\phi 5500\text{mm}$,管片厚度为 330mm 的自流引水隧道,采用盾构法施工。盾构出洞段 100m 内处于大引河下淤泥质土层中,为防止电厂投入运营后出洞段的土体受载时发生长期的固结沉降,造成隧道结构与循环水泵房产生错位,在盾构

出洞段采用了 CCG 注浆工法对淤泥质地基进行加固处理,提高地基土的承载力。地基土的物理力学指标见表 8.4.1-2,加固区域主要在淤泥与淤泥质黏土层内。

注浆区域分 2 个工作面,各为长 41m,宽 13.5m,在距盾构工作井 8m 处至大引河中,深度标高随隧道纵坡变化,设计注浆形成的砂浆结石体直径为 $\phi 600\text{mm}$,隧道底部孔距 1.0m,注浆至隧道轴线标高,隧道二侧孔距 2.0m,排距 1.5m,注浆至 ± 0.00 标高。

表 8.4.1-2 地基土物理力学指标

地层编号	地层名称	物理性质指标				水平渗透系数	垂直渗透系数	三轴试验		地基承载力特征值
		含水量	重度	孔隙比	饱和度			黏聚力	内摩擦角	
		(%)	(kN/m^3)		(%)			(kPa)	($^\circ$)	
1	素填土	41.1	18.28	1.13	91.7	$4.10\text{E}-07$	$3.8\text{E}-07$	11.0	1.4	80
2-1	淤泥	58.6	16.71	1.61	97.8	$2.89\text{E}-07$	$9.4\text{E}-07$	8.6	1.9	45
2-2	淤泥质黏土	31.2	16.91	1.51	97.2	$3.15\text{E}-07$	$2.3\text{E}-07$	14.4	1.8	55
3-1	粉质黏土	29.8	19.23	0.87	95.7	—	—	71.1	3.9	170

注浆材料为强度 32.5 级的硅酸盐水泥、膨润土、细砂和外掺剂按设计配比形成的水泥砂浆,设计的砂浆结石体强度 $f_{\text{cu}28} = 2.5\text{MPa}$ (该强度可满足盾构切削),砂浆坍落度为 5cm~10cm,28d 后注浆形成的砂浆结石体取样强度为 2.8MPa~3.5MPa。盾构过加固段推进时,推进轴线无明显波动偏移,盾构按设计轴线平稳地通过。施工至今未发生隧道与循环水泵房的错位偏移及隧道沉降,满足设计和运营要求。

9 高压喷射注浆法

9.1 一般规定

9.1.1 由于高压喷射注浆使用的压力大,因而喷射流的能量大、速度快。当它连续和集中地作用土体上,压应力和冲蚀等多种因素便在很小的区域内产生效应,对从粒径很小的细粒土到含有颗粒直径较大的卵石碎石土,均有巨大的冲击和搅动作用,使注入的浆液和土拌合凝固为新的固结体。实践表明,本法对淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、砂土、素填土等地基都有良好的处理效果。

对于硬黏性土、含有较多的块石或大量植物根茎的地基,因喷射流可能受到阻挡或削弱,冲击破碎力急剧下降,切削范围小,处理效果较差;对于含有较多有机质的土层,则会影响水泥固结体的化学稳定性,其加固质量也差,故应根据室内外试验结果确定其适用性。

高压喷射注浆处理深度较大,上海地下工程中高压喷射注浆处理深度目前已达 50m 以上。

9.1.2 高压喷射注浆有强化地基和防漏的作用,可卓有成效地用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程的截水、基坑封底、被动区加固、挡土结构及盾构进出洞口加固等。对地下水流速过大或已涌水的防水工程,由于工艺、机具和瞬时速凝材料等方面的原因,应慎重使用。

实践表明在透水地层的防漏加固宜适当提高安全储备,增加搭接宽度,以期达到设计的挡水要求。

9.1.3 本工法欧美国家称为 Jet Grouting,日本则根据机具和工艺不同分别将单管法、双管法和三管法称作 CCP 工法、CJP 工法和 RJP 工法。

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地重新排列。浆液凝固后,便在土中形成一个圆柱状固结体,称为旋喷桩。

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。

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 20MPa 的压力,把浆液从喷嘴中喷射出去冲击破坏土体,经过一段时间凝固后,在土中形成一定形状的固结体,日本称为 CCP 工法。

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 20MPa 以上压力的浆液,从内喷嘴高速喷出,并用 0.7MPa 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,固结体的范围显著增加,日本称为 JSG 工法。

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 20MPa 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,再由压力为 2MPa~5MPa 的浆液填充,形成更大范围的固结体,日本称它为 CJP 工法。

由于上述 3 种喷射流的结构和喷射的介质不同,有效处理长度也不同,以三管法最长,双管法次之,单管法最短。结合工程特点,旋喷形式可采用单管法、双管法和三管法。定喷和摆喷注浆常用双管法和三管法。

上海地区软土深基坑工程中大量应用高压喷射注浆法进行坑内加固,其加固形式有以下几种:

1、排列布置形式:块状、格栅状、墙状、柱状(见图 9.1.3-1)

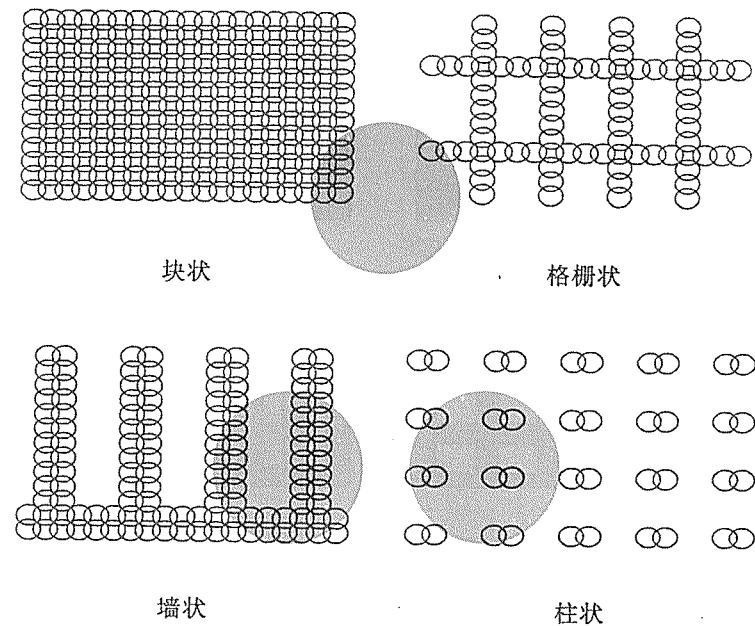
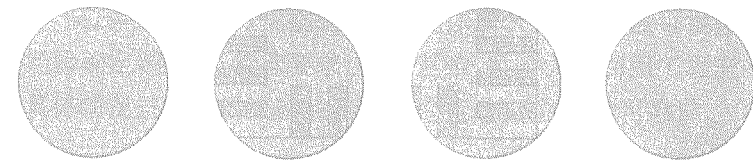


图 9.1.3-1 排列布置形式

2. 平面设计形式:满堂式、中空式、格栅式、抽条式、裙边式、墩式、墙式(见图 9.1.3-2)



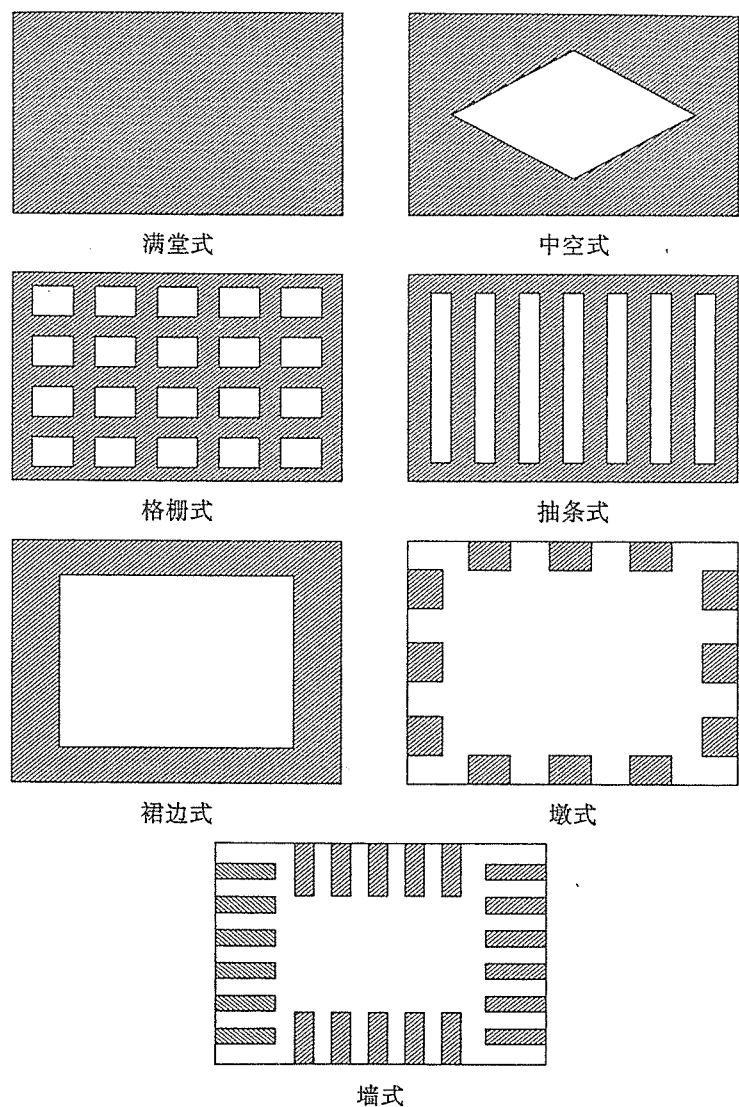


图 9.1.3-2 平面布置形式

3、竖向设计形式：平板式、夹层式、满坑式、阶梯式（见图 9.1.3-3）

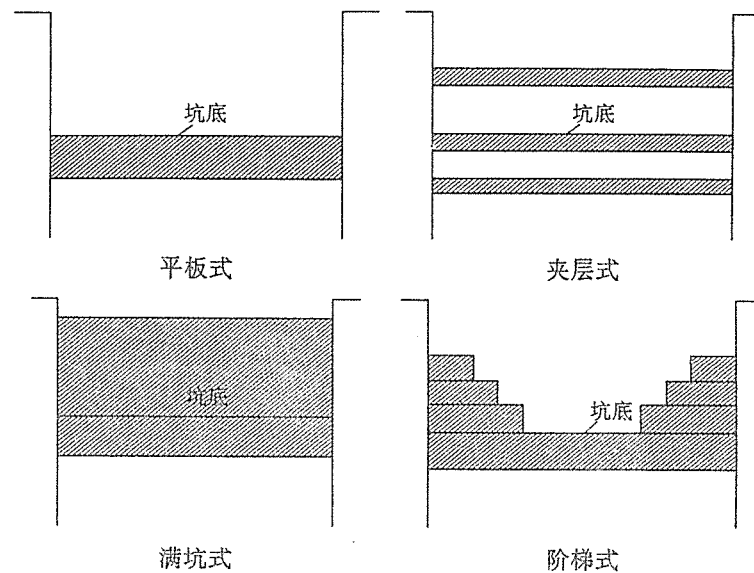


图 9.1.3-3 竖向布置形式

9.1.4 在制定高压喷射注浆方案时，应搜集和掌握各种基本资料：岩土工程勘察资料；建筑物结构受力特性资料；施工现场和邻近建筑的四周环境资料；地下管道和隧道其他埋设物资料及类似土层条件下使用的工程经验等。

9.1.5 高压喷射注浆方案确定后，固结体形状、深度一般可根据已有经验确定，但对有特殊要求、工程复杂、风险大的加固工程应根据具体情况进行现场试验或实验性施工，验证加固的可靠性。

9.2 设计

9.2.1 高压喷射旋喷桩用于承受竖向荷载时,应按复合地基考虑桩体的强度和基础的变形进行设计。用于挡土结构时,由于水泥土强度不高,对非重力式挡土结构可能通过插入型钢等高强度材料提高抗弯强度。

9.2.2 旋喷桩直径的确定是一个复杂的问题,尤其是深部的直径,无法用准确的方法确定。因此,除了浅层可以用开挖的方法确定之外,只能用半经验的方法加以判断、确定。

根据国内外的施工经验。其设计直径可参考表 9.2.2 选用,挡水工程宜取低值,定喷及摆喷的有效长度约为旋喷桩直径的 1.0~1.5 倍。

表 9.2.2 旋喷桩的设计直径(m)

土 质 \ 方 法		方 法		
		单管法	双管法	三管法
黏性土	0 < N < 5	0.5~0.8	0.8~1.2	1.2~1.8
	6 < N < 10	0.4~0.7	0.7~1.1	1.0~1.6
砂土	0 < N < 10	0.6~1.0	1.0~1.4	1.5~2.0
	11 < N < 20	0.5~0.9	0.9~1.3	1.2~1.8
	21 < N < 30	0.4~0.8	0.8~1.2	0.9~1.5

注:为标准贯入击数。

9.2.3 旋喷桩复合地基承载力通过现场载荷试验方法确定误差较小。由于通过公式计算在确定折减系数 β 和单桩承载力方面均可能有较大的变化幅度,因此只能用作估算。

9.2.5 高压喷射注浆法用于基坑挡土、坑底加固和坑内抽条及裙边加固时应符合现行上海市工程建设规范《基坑工程技术规范》DGJ08-61 的有关规定。

基坑底部加固计算时,为了使挡墙壁深入土体中的尺寸较短或阻挡地下水,对底部地基进行加固时,应计算加固体的必要厚度。基坑坑底加固时,对砂性土地基要求形成不透水层抵抗坑底水压力时,加固厚度的确定应满足抗上浮、抗剪切和抗弯强度的计算;对黏性土地基坑底加固厚度应满足坑底抗滑和坑底土压力平衡的要求。

采用高压喷射注浆法加固砂性土基坑底部时,可以把固结体考虑成象混凝土一体化的高强度地基,按抵抗拉力、剪应力和弯曲应力分别计算加固体的必要厚度。

采用高压喷射注浆法加固黏性土基坑底部时,可分别计算防止地基隆起及主动土压力和被动土压力平衡时两种情况下的必要加固厚度。如果在加固范围下面存在承压滞水层时,应同砂性土中一样进行同样的验算。

通过坑内地基的加固,可以较大地改善土的剪切性、压缩性,提高被动区主体的侧向抗力和抗剪强度,减小和控制基坑内塑性区的产生和发展。

9.2.6 隧道盾构洞门加固土的厚度、隧道顶部及侧向加固厚度,一般需通过验算确定。

1 根据洞口加固区弯曲应力及剪应力验算洞口加固区厚度如图 9.2.6 所示,将加固体视为周边由工作井壁支撑的厚度为 t 的圆板,板面作用主动土压力,按弹性力学原理验算。

强度验算公式:

$$\sigma_{\max} = \pm \beta \frac{W \times r^2}{t^2} \leq \frac{\sigma_t}{K_1} \quad (9.2.6-1)$$

$$\beta = \frac{3}{8}(3 + \mu) \quad (9.2.6-2)$$

- 式中 r —— 洞口半径(m), $r = D/2$;
 t —— 加固土体厚度(m);
 σ_t —— 加固土体的极限抗拉强度(kPa), 一般可取其极限抗压强度的 10%;
 K_1 —— 安全系数, 通常取 1.5;
 W —— 作用于洞中心处的侧向水土压力(kPa);
 μ —— 加固后土体的泊松比, 通常取 0.2;
 σ_{\max} —— 洞中心最大弯曲应力(kPa)。

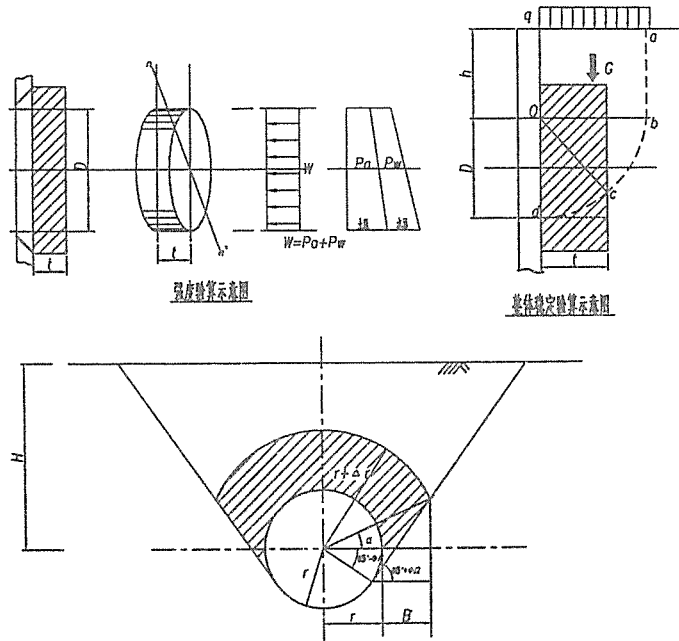


图 9.2.6 隧道盾构洞门加固计算简图

剪力验算公式:

$$\tau_{\max} = \frac{3W \times r}{4t} \leq \frac{\tau_c}{K_2} \quad (9.2.6-3)$$

- 式中 τ_c —— 加固后土体的极限抗剪强度(kPa), 一般可取其极限抗压强度的 1/6;
 K_2 —— 抗剪安全系数, 通常取 1.5;
 τ_{\max} —— 洞周处最大剪力(kPa)。
 2 根据洞口外土体抗滑移整体稳定验算加固区厚度整体稳定验算公式:

$$K = \frac{\bar{M}}{M} \geq 1.5 \quad (9.2.6-4)$$

- 式中 M —— 加固土体的下滑力矩, $M = M_1 + M_2 + M_3$;
 \bar{M} —— 加固土体的抵抗下滑力矩, $\bar{M} = \bar{M}_1 + \bar{M}_2 + \bar{M}_3$;
 M_1 —— 地面堆载引起的下滑力矩, $M_1 = q \cdot D^2 / 2$;
 M_2 —— 上覆土体自重引起的下滑力矩, $M_2 = \gamma_1 \cdot h \cdot D^2 / 2$;
 M_3 —— 滑移圆弧线内土体的下滑力矩, $M_3 = \gamma_1 \cdot D^3 / 3$;
 \bar{M}_1 —— 滑移圆弧线洞口上段的抗滑力矩, $\bar{M}_1 = c_u \cdot h \cdot D$;
 \bar{M}_2 —— 滑移圆弧线洞口范围内未加固段的抗滑力矩, $\bar{M}_2 = c_u \cdot D^2 \cdot \theta \cdot \pi / 2$;
 \bar{M}_3 —— 滑移圆弧线洞口范围内加固段的抗滑力矩, $\bar{M}_3 = c_{ut} \cdot \theta \cdot D^2$;
 h —— 上覆土体的高度(m);
 γ_1 —— 加固后土体的重度(kN/m³);
 c_u —— 加固前土体的内聚力(kPa);
 c_{ut} —— 加固后土体的内聚力(kPa);
 θ —— $\theta = \sin^{-1}(t/D)$ 。

3 根据洞口松动塑性圈理论计算顶部及侧向加固区厚度

$$\ln(r+\Delta r) + \frac{(r+\Delta r)\gamma}{2c} = \frac{Hy}{2c} + \ln r \quad (9.2.6-5)$$

上部加固高: $H_1 = K \times \Delta r$

两侧加固宽: $B = K \times B'$, $B' = (r + \Delta r) \cos \alpha - r$;

$$\alpha = \arccos \left(\frac{r}{r + \Delta r} - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

底部加固高: 取 $H_2 = B$

式中 H —— 盾构中心处理深(m);

r —— 洞口半径(m);

Δr —— 顶部加固体宽度(m);

c —— 加固土体内聚力(kPa);

ϕ —— 加固土体摩擦角($^\circ$);

γ —— 土体重度(kN/m³);

K —— 安全系数,通常取 1.5。

9.2.8 当旋喷桩需要相邻桩搭接形成整体时,以及用于挡水工程时,应考虑施工中垂直度等误差,设计桩径相互搭接不宜小于 300mm。

9.3 施工

9.3.1 施工前,应对照设计图纸核实设计孔位处有无妨碍施工和影响安全的障碍物。如遇有上水管、下水管、电缆线、煤气管、人防工程、旧建筑基础和其他地下埋设物等障碍物影响施工时,则应与有关单位协商清除或搬移障碍物或更改设计孔位。

9.3.2 由于高压喷射注浆的压力与处理地基的效果有关,压力愈大,处理效果愈好。根据国内实际工程中应用实例,单管法、双管法和三管法的高压水泥浆液流或高压水射流的压力宜大于

20MPa,气流的压力以空气压缩机的最大压力为限,通常在 0.7MPa 左右,低压水泥浆的灌注压力通常在(1.0~2.0)MPa 左右,提升速度为(0.05~0.25)m/min,旋转速度可取(10~20)r/min。

9.3.4 喷射注浆的主要材料为水泥。对于无特殊要求的工程宜采用强度等级为 32.5 级及以上水泥。根据需要,可以在水泥浆中分别加入适量的外加剂和掺合料,以改善水泥浆液的性能,如早强剂、悬浮剂等。所用外加剂或掺合剂的数量,应根据水泥土的特点通过室内配比试验或现场试验确定。当有足够实践经验时,亦可按经验确定。

9.3.5 水泥浆液的水灰比越小,高压喷射注浆处理地基的强度越高。在生产中因注浆设备的原因,水灰比太小时,喷射有困难,故水灰比通常取 0.8~1.5,生产实践中常用 1.0。

由于生产、运输和保存等原因,有些水泥厂的水泥成分不够稳定,质量波动较大,可导致高压喷射水泥浆液凝固时间过长,固结强度降低。因此事先应对各批水泥进行检验,鉴定合格后才能使用。对拌制水泥浆的用水,只要符合混凝土拌合标准即可使用。

9.3.6 高压喷射注浆的全过程为钻机就位、钻孔、置入注浆管、高压喷射注浆和拔出注浆管等基本工序。施工结束后应立即对机具和孔口进行清洗。钻孔的目的是为了置入注浆管到预定的土层深度,如能直接把注浆管钻入土层预定深度,则钻孔和置入注浆管的两道工序合并为一道工序。

9.3.7 高压泵通过高压橡胶软管输送高压浆液至钻机上的注浆管,进行喷射注浆。若钻机和高压水泵的距离过远,势必要增加高压橡胶管的长度,使高压水喷射流的沿程损失增大,造成实际

喷射压力降低的后果。因此钻机与高压水泵的距离不宜过远,在大面积场地施工时,为了减少沿程损失,则应搬动高压泵保持与钻机的距离。

实际施工孔位与设计孔位偏差过大时,会影响加固效果。故规定孔位偏差值应小于 50mm,并且必须保持钻孔的垂直度。土层的结构和土质种类对加固质量关系更为密切,只有通过钻孔过程详细记录地质情况并了解地下情况后,施工时才能因地制宜及时调整工艺和变喷射参数,达到处理效果良好的目的。

9.3.8 各种形式的高压喷射注浆,均自下而上进行。当注浆管不能一次提升完成而需分数次卸管时,卸管后喷射的搭接长度不得小于 100mm,以保证固结体的整体性。

9.3.9 在不改变喷射参数的条件下,对同一标高的土层作重复喷射时,能加大有效加固长度和提高固结体强度。这是一种局部获得较大旋喷直径或定喷、摆喷范围的简易有效方法。复喷的方法根据工程要求决定。在实际工程中,旋喷桩通常在底部和顶部进行复喷,以增大承载力和确保处理质量。

9.3.10 当喷射注浆过程中出现下列异常情况时,需查明原因并采取相应措施:

1 流量不变而压力突然下降时,应检查各部位的泄露情况,必要时拔出注浆管,检查密封性能。

2 出现不冒浆或断续冒浆时,若系土质松软则视为正常现象,可适当进行复喷;若系附近有空洞、通道,则应不提升注浆管继续注浆直至冒浆为止或拔出注浆管待浆液固定后重新注浆。

3 压力稍有下降时,可能系注浆管被击穿或有孔洞,使喷射能力降低。此时应拔出注浆管进行检查。

4 压力陡增超过最高限值、流量为零、停机后压力仍不变动

时,则可能是喷嘴堵塞。应拔管疏通喷嘴。

9.3.11 当高压喷射注浆完毕后,或在喷射注浆过程中因故中断,短时间(大于或等于浆液初凝时间)内不能继续喷射时,均应立即拔出注浆管清洗备用,以防浆液凝固后拔不出管来。

为防止因浆液凝固收缩,产生加固地基与建筑基础不密贴或脱空现象,可采用超高喷射(旋喷处理地基的顶面超过建筑基础底面,其超高量大于收缩高度)、回灌冒浆或第二次注浆等措施。

9.3.12 高压喷射注浆处理地基时,在浆液未硬化前,有效喷射范围内的地基因受到扰动而强度降低,容易产生附加变形,因此在处理既有建筑地基或在邻近既有建筑旁施工时,应防止施工过程中,在浆液凝固硬化前导致建筑物的附加下沉。通常采用控制施工速度、顺序和加快浆液凝固时间等方法防止或减少附加变形。

9.3.13 施工中应加强对相邻管线、道路、建筑物、地铁等的保护,要防止施工过程中土体变形对其产生不利影响,必须严格进行变形观测,并在必要时采用调整施工顺序、施打应力释放孔等措施保证相邻管线和结构安全。

9.3.14 在城市施工中泥浆管理直接影响文明施工,必须在开工前做好规划,做到有计划的堆放或废浆及时排出现场,保持场地文明。

9.4 质量检验

9.4.2 应在严格控制施工参数的基础上,根据具体情况选定质量检验方法。开挖检查法虽简单易行,通常只能在浅层进行,难以对整个固结体的质量作全面检查。钻孔取芯是检验固结体质量的常用方法,选用时需要以不破坏固结体和有代表性为前提。

可在 28d 后取芯或者在未凝结以前软取芯(软弱黏性土地基)。载荷试验是处理后检验地基承载力的良好方法。压水试验通常在工程有防渗漏要求时采用。

建筑物的沉降观测及基坑开挖过程测试和观察是全面检查地基处理质量的不可缺少的重要方法。

9.4.3 检查点的位置应重点布置在有代表性的加固区。必要时,在喷射注浆时出现过异常现象和地质复杂的地段亦应检验。

9.4.4 每个工程喷射注浆处理后,不论其大小,均应进行检验。检验量为施工孔数的 1%,并且至少要检验 3 点。

9.4.5 高压喷射注浆处理地基的强度离散性大,在软弱黏性土中,强度增长速度较慢。检验时间应在喷射注浆后 28d 进行,以防由于固结体强度不高时,因检验而受到破坏,影响检验的可靠性。

10 水泥土搅拌桩法

10.1 一般规定

10.1.1 水泥土搅拌法是适用于加固饱和黏性土和粉性土等地基的一种较常用的地基加固方法。它是利用水泥作为固化剂通过特制的搅拌机械,就地边钻进搅拌、边往软土中喷射浆液或雾状粉体,将软土固化成为具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土,从而提高地基强度、增大变形模量、提高稳定性。形成的加固土桩与桩间土构成复合地基;或者把水泥土桩逐根紧密排列成连续壁状墙体(将型钢插入水泥土桩形成 SMW 工法围护结构;在水泥土中“套打”钻孔灌注桩形成支挡围护结构),作为一种支挡结构和防水帷幕。

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 0.3m~0.4m,桩长为 10m~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。

目前,日本有海上和陆上两种施工机械。陆上的机械为双轴

成孔直径 $\phi 1000\text{mm}$,最大钻深达 40m。而海上施工机械有多种类型,成孔的最大直径 $\phi 2000\text{mm}$,最多的轴有 8 根(2×4,即一次成孔 8 个),最大的钻孔深度为 70m(自水面向下算起)。

国内 1978 年开始研究并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,1980 年初在上海软土地基加固工程中首次获得成功。1980 年开发了单搅拌轴和叶片输浆型搅拌机,1981 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 1.2m,间距可调,施工中各项参数可监控。1992 年首次试制成搅拌斜桩的机械,最大加固深度达 26m,最大斜度为 19.6°。2002 年为配合 SMW 工法上海又研制出二种三轴钻孔搅拌机(ZKD65-3 型和 ZKD85-3 型),钻孔深度达 27m~30m,钻孔直径 $\phi 650\text{mm} \sim \phi 850\text{mm}$ 。目前上海又研发了四轴深层搅拌机,搅拌成孔的直径为 $4 \times \phi 700\text{mm}$,钻孔深度 25.2m,型钢插入深度 24m,成墙厚度 1.26m。由于三轴及更多轴数的搅拌机械多用于基坑围护及止水工程中,因此本规范重点介绍单、双轴搅拌桩。

目前国内部分水泥浆搅拌机的机械技术参数见表 10.1.1-1。

表 10.1.1-1 水泥浆搅拌机技术参数表

水泥浆搅拌机类型		SJB-30	SJB-40	GZB-600	DJB-14D
搅拌机	搅拌轴数量/根	2($\phi 129\text{mm}$)	2($\phi 129\text{mm}$)	1($\phi 129\text{mm}$)	1
	搅拌叶片外径/mm	700	700	600	500
	转速/(r/min)	43	43	50	60
	电动机功率/kW	2×30	2×40	2×30	2×22
起吊设备	提升能力/kN	>100	>100	150	50
	提升高度/m	>14	>14	14	19.5

续表 10.1.1-1

水泥浆搅拌机类型		SJB-30	SJB-40	GZB-600	DJB-14D
起吊设备	提升速度/(m/min)	0.2~1.0	0.2~1.0	0.6~1.0	0.95~1.20
	接地压力/kPa	60	60	60	40
固化剂制备系统	灰浆拌制台数×容量(L)	2×200	2×200	2×500	2×200
	灰浆泵量/(L/min)	HB6-350	HB6-350	AP-15-B281	UBJ ₂ 33
	灰浆泵工作压力/kPa	1500	1500	1400	1500
	集料斗容量/L	400	400	180	
技术指标	一次加固面积/m ²	0.71	0.71	0.283	0.196
	最大加固深度/m	10~12	15~18	10~15	19
	效率/m·台班 ⁻¹	40~50	40~50	60	100
	总质量/t	4.5	4.7	12	4
水泥浆搅拌机类型		GDP-72	GDPG-72	ZKD65-3	ZDK85-3
搅拌机	搅拌轴数量/根	2	2	3	3
	搅拌叶片外径/mm	700	700	650	850
	转速/(r/min)	46	46	17.6	16.0
	电动功率/kW	2×37	2×37	2×45	2×75
起吊设备	提升能力/kN	>150	>150	250	250
	提升高度/m	23	23	30	30
	提升速度/(m/min)	0.64~1.12	0.37~1.16	杆中心距 450mm	杆中心距 600mm
	接地压力/kPa	38	—		

续表 10.1.1-1

水泥浆搅拌机类型		GDP-72	GDPG-72	ZKD65-3	ZDK85-3
移动系统	移动方式	步履	滚筒	履带	履带
	纵向行程/m	1.2	5.5	—	—
	横向行程/m	0.7	4.0	—	—
技术指标	一次加固面积/m ²	0.71	0.71	0.87	1.50
	最大加固深度/m	18	18	30	27
	效率/m·台班 ⁻¹	100~120	100~120	—	—
	总重量/t	16	16	—	—

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 500mm,加固深度 15m。

我国于 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 年制成 GPP-5 型步履式粉喷机,成桩直径 500mm,加固深度 12.5m(其性能指标见表 10.1.1-2)。当前国内的成桩直径一般在 500mm~700mm 范围,深度一般可达 15m。

表 10.1.1-2 GPP-5 型水泥粉喷射搅拌机技术性能

搅拌机	搅拌轴规格/mm	108×108×(7500+5500)	YP-1 型 粉体喷 射机	桶料量/kg	2000
	搅拌翼外径/mm	500		最大送粉压力/MPa	0.5
	转速/(r/min)	正(反)28、50、92		送粉管直径/mm	50
	转矩/kN·m	4.9、8.6		最大送粉量(kg/min)	100
起吊设备	电动机功率/kW	30	技术参数	外形规格/m	2.7×1.82×2.46
	井架结构高度/m	门型-3级-14m		一次加固面积/m ²	0.196
	提升力/kN	78.4		最大加固深度/m	12.5
	提升速度/(m/min)	0.48、0.8、1.47		总重量/t	9.25
	接地压力/kPa	34		移动方式	液压步履

近十多年来,在珠江三角洲、长江三角洲等沿海软土地基中,水泥土搅拌法被广泛应用,这些工程中有沪宁、沪杭、深广等高速公路工程,深基坑支挡结构工程,港口码头、防汛墙、水池等市政工程,以及建(构)筑物(如大型油罐)的软土地基加固等工程。

10.1.2 存在流动地下水的饱和松散砂土中施工水泥土搅拌法,固化剂在尚未硬结时易被流动的地下水冲掉,加固效果受影响,施工质量较难控制。

地基土的天然含水量小于30%时,干法施工不能使水泥地基土充分水化,影响加固效果。

10.1.3 水泥土搅拌法用于特殊地基土及无工程经验的地区时,一般均需采取针对性措施,以控制加固效果。因此,必须通过现场试验(包括室内配比试验)确定其适用性。

水泥与有机质土搅拌会阻碍水泥水化反应,影响水泥土的强度增长。在有机质地基土中采用水泥土搅拌法,一般需采取提高水泥掺量,添加磷石膏(水泥中加磷石膏5%后可使水泥土强度提高2~4倍)等措施。

当黏土的塑性指数 I_p 大于25时,施工中容易在搅拌头叶片上形成泥团,无法使水泥与土拌和。在黏土的塑性指数 I_p 大于25的地基土中采用水泥土搅拌法,一般需调整钻头叶片、喷浆系统和施工工艺等。

地下水的pH值小于4时,水中的酸性物质与水泥发生反应,对水泥土具有结晶性侵蚀,会出现开裂、崩解而丧失强度,水泥土的加固效果较差。在地下水的pH值小于4的地基土中采用水泥土搅拌法,一般需采取掺加石灰,选用耐酸性水泥等措施。

鉴于上海地区1997年建设和交通委员会下文暂停干法搅拌桩在建筑工程中的应用,因此本条规定在建筑工程中不宜采用

干法。

10.1.4 水泥土搅拌法形成的水泥土加固体,不仅可以作为复合地基,更是可以作为地下工程建设中的土质改良和防渗加固。加固体形式灵活多样,可以按照不同工程目的和要求分别采用不同的布置形式。

近年来,水泥土搅拌法与其它方法的联合应用得到了很大发展,如水泥土搅拌法与刚性桩的联合应用(劲芯搅拌桩);路基加固时常常联合路基填土的预压提高加固效果;对超软地基土真空预压后再施打搅拌桩的联合应用等。

10.1.5 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。在浜填土中,通常应提高置换率和长、短桩结合。为提高水泥土强度一般应增加水泥掺入量、添加磷石膏。对生活垃圾的填土不应采用水泥土搅拌法加固。

四、水质分析:对地下水的酸碱度(pH值)以及硫酸盐含量等进行分析,以判断对水泥侵蚀性的影响。

10.1.6 设计前应对拟处理土进行室内水泥土配比试验,为设计提供必需的室内水泥土抗压强度设计参数。水泥土的强度随龄

期的增长而增大,在龄期超过 28d 后,强度仍有明显增长,故对承
重搅拌桩试块国内外都取 90d 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:

$$f_{cu7} = (0.47 \sim 0.63) f_{cu28}$$

$$f_{cu14} = (0.62 \sim 0.80) f_{cu28}$$

$$f_{cu60} = (1.15 \sim 1.46) f_{cu28}$$

$$f_{cu90} = (1.43 \sim 1.80) f_{cu28}$$

$$f_{cu30} = (2.37 \sim 3.73) f_{cu7}$$

$$f_{cu60} = (1.73 \sim 2.82) f_{cu14}$$

上式 f_{cu7} 、 f_{cu14} 、 f_{cu28} 、 f_{cu60} 、 f_{cu90} 分别为 7d、14d、28d、60d、90d
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。180d 的水泥土
强度为 90d 的 1.25 倍,而 180d 后水泥土强度增长仍未终止。

10.2 设计

10.2.1 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 (0.3~2)MPa 以上。上
海地区搅拌桩的水泥掺入比双轴搅拌时 a_w 采用 13%~15%,三
轴搅拌时水泥掺入比采用 20%~22%。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:

$$\frac{f_{cu1}}{f_{cu2}} = \left(\frac{a_{w1}}{a_{w2}} \right)^{1.77} \quad (10.2.1-1)$$

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 $a_w = 10\% \sim 20\%$ 。

水泥强度等级直接影响水泥土的强度,水泥强度等级提高 10
级,水泥土强度 f_{cu} 约增大 20%~30%。如要求达到相同强度,水
泥强度等级提高 10 级可降低水泥掺入比 2%~3%。

10.2.2 常用的早强(速凝)剂有:三乙醇胺、氯化钠、碳酸钠、水
玻璃。掺入量宜分别取水泥重量的 0.05%、2%、0.5%、2%。缓
凝剂有:石膏、磷石膏。石膏兼有缓凝和早强作用,其掺入量宜取
水泥重量的 2%。磷石膏掺入量宜取水泥重量的 5%。减水剂
有:木质素磺酸钙,其掺入量宜取水泥重量的 0.2%。可节省水泥
的掺料有:粉煤灰、高炉矿渣。外掺剂对水泥土的强度有着不同的
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。为减少水泥用量可掺加粉煤灰或高炉矿渣。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。

10.2.3 水泥土桩具有刚性桩的特点,桩端穿越软弱土层到达承
载力相对较高的土层,有利于控制沉降。搅拌桩长度超过危险滑
弧,在软弱土层中可利用搅拌桩土体的抗剪强度提高抗滑稳
定性。

10.2.4 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。公式(10.2.4-1)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 $\eta=0.40\sim 0.66$ 。

公式(10.2.4-2)中桩周土的平均极限摩阻力 f_{si} 是现场载荷试验结果和已有工程经验的总结,对淤泥 f_{si} 可取(10~16)kPa;对淤泥质土 f_{si} 可取(16~24)kPa;对黏性土 f_{si} 可取(24~30)kPa。

对式(10.2.4-1)和式(10.2.4-2)进行分析可以看出,当桩身强度大于(10.2.4-2)式所提出的强度值时,相同桩长的承载力相近,而不同桩长的承载力明显不同。此时桩的承载力由基土支持力控制,增加桩长可提高桩的承载力。当桩身强度低于(10.2.4-2)式所给值时,承载力受桩身强度控制。对某一地区的水泥土桩,其桩身强度是有一定限制的,也就是说,水泥土桩从承载力角度,存在一有效桩长,单桩承载力在一定程度上并不随桩长的增加而增大。但当软弱土层较厚,从减少地基的沉降量方面考虑,桩应设计较长,原则上,桩长应穿透软弱土层到达下卧强度较高之土层或以地基变形控制。考虑到上海地区软土层较厚,设计的水泥土搅拌桩一般比较长,因此式10.2.4-2中不考虑桩端土的作用。

10.2.5 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,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 值还应根据工程对沉降要求而有所不同。当工程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;当工程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。

10.2.6 在刚性基础和水泥土搅拌桩之间设置褥垫层,能调整桩和桩间土的分担作用,有利于桩间土的地基承载力的发挥。在桩头的抗压强度大于基底的压应力而不至于被压坏时,桩顶面积范围内可不铺设褥层,使混凝土基础直接与水泥土桩接触,有利于桩侧土摩阻力的发挥。

10.2.7 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,设计时可采用沿桩长变掺量的施工工艺。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。

10.2.8 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。

1 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。柱状处理可采用正方形或等边三角形布桩型式,其总桩数可按下式计算:

$$n=mA/A_p \quad (10.2.8)$$

式中 n —— 总桩数;

A —— 基础底面积(m^2);

m —— 面积置换率;

A_p —— 桩截面积(m^2)。

2 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。

3 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。适用于基坑支护及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工程。

4 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,可在长桩间插入短桩或用 3m 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)之间的一种半刚性桩,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,因此在设计时仅可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。

对于一般建筑物,都是在满足强度要求的条件下以沉降进行控制的,应采用以下沉降控制设计思路:

1 根据地层结构进行地基沉降计算,由建筑物对变形的要求确定加固深度,即选择施工桩长;

2 根据土质条件、固化剂掺量、室内配比试验资料和现场工程经验选择桩身强度和水泥掺入量及有关施工参数;

3 根据桩身强度的大小及桩的断面尺寸,由(10.2.4-2)式

计算单桩承载力;

4 根据单桩承载力和上部结构要求达到的复合地基承载力,由(9.2.3-1)式计算桩土面积置换率;

5 根据桩土面积置换率和基础型式进行布桩,桩可只在基础平面范围内布置。

10.2.9 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,在设计时当水泥土桩的置换率较大($m > 20\%$),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。

10.2.13 上海地铁车站基坑中,常利用水泥土桩加固被动区软弱土层,以提高土体的水平基床系数。上海地铁建设管理部门观测了近几年施工的 17 座地铁车站基坑,对基坑的支撑围护结构条件、地质条件、地基加固条件、施工条件及相应的基坑变形进行了较全面的总结,通过整理分析提出加固土体的水平基床系数表,为设计者提供一定的工程类比经验依据。

上海地铁车站施工,考虑时空效应,按分段浇捣底板要求分段开挖,每段又分层分小段,随挖随撑及时施加支撑预应力,限制无支撑暴露时间。开挖施工的主要施工参数是:分层高度 h_i ,每小段宽度 B_i (其间加 2 根支撑),及每小段开挖和支撑的施工时间 T ,一般 h_i 为 3m~3.5m, B_i 为 6m, T 为 24h。设计中大多可以此作为施工参数控制要求。而 B_i 与 T 的调整(如 $B_i \leq 6\text{m}$, $T \leq 24\text{h}$),则可作为施工单位在施工过程中调整施工参数控制基坑变形留有的安全储备(见图 10.2.13-1)。

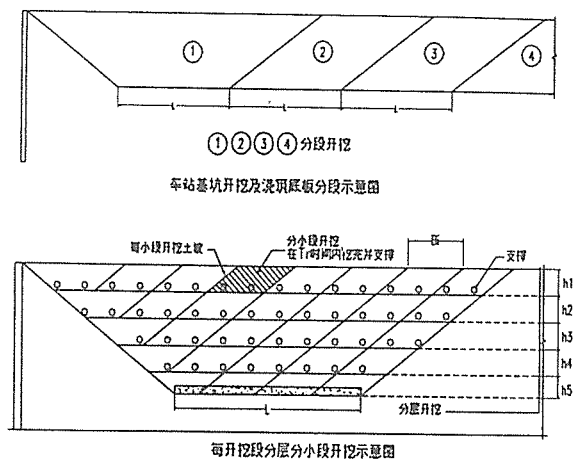
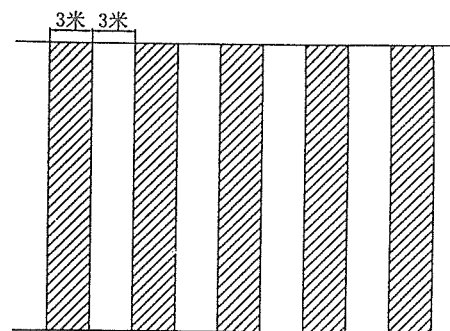


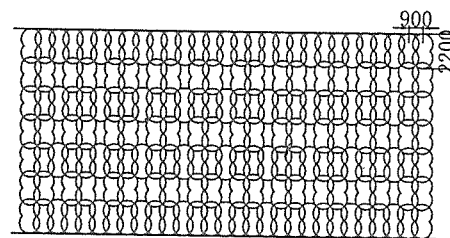
图 10.2.13-1 开挖施工参数选用示意图

开挖参数应由设计规定,通常取值范围为:分段长度 $L \leq 25\text{m}$;每小段宽度 $B_i = 6\text{m}$;每层厚度 $h_i = 3\text{m} \sim 3.5\text{m}$;每小段开挖支撑时限 $T = 24\text{h}$ 。

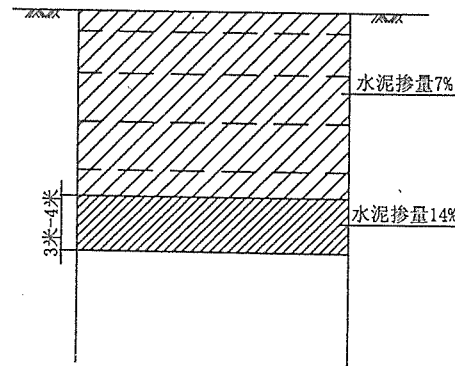
搅拌桩加固一般用于变形控制严格、环境保护要求较高的基坑。上海的软弱地层中均可采用。加固方式可分为裙边式加固、抽条对撑式加固和满堂加固(见图 10.2.13-2),其中裙边布置特别适用于坑内降水的条件。施工工艺可分为双轴机搅拌桩和三轴机搅拌桩。三轴搅拌桩的 f_{cu} 可达 1.5MPa ;双轴搅拌桩的 f_{cu} 可达 $(1.0 \sim 1.2)\text{MPa}$ 。



搅拌桩抽条加固平面图



搅拌桩格构式加固平面图



搅拌桩加固剖面图

图 10.2.13-2 水泥土搅拌桩加固形式示意图

采用弹性地基梁理论杆系有限元算法,计算基坑围护结构的内力和变形时,被动区各种天然土体和加固土体的等效水平基床系数 K_h 可按下表 10.2.13-1 和表 10.2.13-2 取值。

表 10.2.13-1 搅拌桩加固区地基土水平基床系数取值参考

类型	搅拌机械	形式	土质条件	K_h (kN/m ³)	说明
搅拌桩加固	三轴搅拌 $f_{cu} \approx 1.5$ MPa	裙边	基坑深度 14m ~ 20m。基坑中部至底部坐落于淤泥质黏土地层, 基坑底以下为流塑或软塑的黏性土(⑤ ₁)	—	如满堂加固, K_h 增加一倍
		对撑		25000~30000	
	双轴搅拌 $f_{cu} \approx (1.0 \sim 1.2)$ MPa	裙边	—		
		对撑	15000~20000		

- 注: 1. 搅拌桩加固时, 加固区域与围护结构之间的空隙必须用旋喷填充;
 2. 裙边加固的 K_h 值参照对撑取值;
 3. K_h 取值指的是顺筑法、采用钢支撑的地铁车站基坑, 若采用逆筑法或其它支撑形式(如混凝土支撑), 该 K_h 值仅供参考。

应特别注意: 等效的 K_h 已经包含了主动区土压力变化的影响, 因此必须和主动区土压力计算方法配套使用, 按朗金理论水土合算主动土压力公式计算配套使用, 采用的 c 、 φ 值取固结快剪峰值的 0.7 倍, 这样计算结果可符合实际情况。

表 10.2.13-2 天然地基土水平基床系数取值参考

土层编号	土层名称	地层埋深	施工条件	K_h (kN/m ³)	说明
①, ②	杂填土, 中压缩性黏土, 砂质粉土	地面以下 0m~7m	降水疏干, $B_i=6$ m, $T=24$ h	6000~10000	地表以下 7m 范围内, 由于降水效果一般较好, 表土有硬壳, 施工参数比较容易掌握, 故综合基床系数应较大
③, ④	流塑性黏土		$B_i=6$ m, $T=24$ h	6000	
② ₃	砂质粉土	4m~15m	降水疏干, $B_i=6$ m, $T=24$ h	12000~15000	表中 K_h 值根据土层的压缩性及 p_c 值选取, 压缩性较低, p_c 值较高, 则 K_h 值应取大者。
③, ④	流塑性黏土	地面以下 7m~基坑底面	$B_i=6$ m, $T=24$ h	6000	
⑤ ₁	软塑性黏土, 中到高压压缩性		$B_i=6$ m, $T=24$ h	8000~10000	
⑤ ₂	黏质粉土或砂质粉土(微承压水层)中压缩性	基坑底面以下	$B_i=6$ m, $T=24$ h	12000~15000	
⑤ ₃	粉质黏土, 可塑性, 中压缩性		$B_i=6$ m, $T=24$ h		
⑤ ₄	粉质黏土或黏土, 中压缩性		$B_i=6$ m, $T=24$ h		
⑥	硬塑黏土, 中偏低压缩性		—		
⑦ ₁	砂质粉土, 中密性	—	—	30000	
⑦ ₂	粉砂, 中密至密实	—	—	40000~70000	

10.2.14 根据上海地铁旁通道施工的经验, 在软弱土层中采用水泥土搅拌法加固土体后, 提高了旁通道周围土体的强度, 局部

形成可进行暗挖法施工的相对稳定的围岩。加固土体在暗挖法施工时,既是围岩,又是承受荷载的临时支护体及隔水层。旁通道加固土体的设计方案可根据已建工程的经验,按工程类比法或按新奥法验算确定。

10.2.15 隧道盾构洞门加固土的厚度、隧道顶部及侧向加固厚度,一般需通过验算确定。验算方法参照本规范第 9.2.6 条的条文说明。

10.3 施工

10.3.1 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 100mm 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。

10.3.2 施工前应确定搅拌机械的灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到搅拌机喷浆(粉)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工艺性成桩试验,确定搅拌桩的配比、喷搅次数和水泥掺量等各项参数和施工工艺。为提高相对软弱土层中的搅拌桩体强度,应适当增加搅拌次数和水泥掺量。

10.3.4 水泥土搅拌机施工时,搅拌次数越多,则拌合越为均匀,水泥土强度也越高,但施工效率就降低。试验证明,当加固范围内土体任一点的水泥土经过 20 次的拌合,其强度即可达到较高值。搅拌次数 N 由下式计算:

$$N = \frac{h \cdot \cos\beta \cdot \sum Z_n}{V} \quad (10.3.4)$$

式中 h —— 搅拌叶片的宽度(m);
 β —— 搅拌叶片与搅拌轴的垂直夹角(°);
 $\sum Z$ —— 搅拌叶片的总枚数;
 n —— 搅拌头的回转数(r/min);
 V —— 搅拌头的提升速度(m/min)。

10.3.6 根据实际施工经验,搅拌法在施工到顶端 0.3m~0.5m 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 0.3m~0.5m,桩制作时仍施工到地面,待开挖基坑时,再将上部 0.3m~0.5m 的桩身质量较差的桩段挖去。

10.3.8 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。

(I) 湿 法

10.3.10 每一个搅拌施工现场,由于土质有差异,水泥的品种和等级不同,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。

10.3.11~10.3.12 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。喷浆

量及搅拌深度的控制,直接影响成桩质量,采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录,可有效控制成桩质量。

搅拌桩施工记录是检查搅拌桩施工质量和判明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。

10.3.13 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。

10.3.14 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。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。

10.3.15 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 0.5m,待复供浆时再喷浆提升继续制桩;凡中间停止输浆 3h 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。

10.3.16 一般壁状加固需考虑水泥土壁的防渗性,桩与桩的搭接时间大于 24h,水泥土初凝,会使搭接处出现冷缝,影响水泥土壁的防渗性能。

(II)干 法

10.3.17 粉喷桩机利用压缩空气通过水泥供给机的特殊装置,经过高压软管和搅拌轴(中空的)将水泥粉输送到搅拌叶片背后的喷粉口喷出,旋转到半周的另一搅拌叶片把土与水泥搅拌混合在一起。这样周而复始地搅拌、喷射、提升,在土体内形成一个水泥石柱体,而与水泥材料分离出的空气通过搅拌轴周围的空隙上升到地面释放掉。粉体喷射机(俗称灰罐)位置与搅拌机的施工距离超过 60m 时,送粉管的阻力增大,送粉量不易稳定。

10.3.18 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,钻头均约每提升不超过 16mm 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。

10.3.19 定期检查成桩直径和搅拌均匀性。粉喷桩桩长大于 10m 时,其底部喷粉阻力较大,应适当减慢钻机提升速度,以确保固化剂的设计喷入量。

10.3.20 粉体从粉体喷射机(俗称灰罐)到喷粉口,需要一段时间,严禁在没有喷粉的情况进行钻机提升作业。

10.3.22 如不及时在地面浇水,将使地下水位以上区段的水泥土水化不完全,造成桩身强度降低。

10.4 质量检验

10.4.1 按水泥土搅拌法的特点,对水泥用量、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数和复搅深度、停浆处理等的控制必须在施工过程中进行。施工全过程的施工监理可有效控制水泥土搅拌法的施工质量。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。

10.4.2 水泥土搅拌桩的施工质量检验

1 浅部开挖:本条措施属自检范围。各施工机组应对成桩质量随时检查,及时发现问题,及时处理。开挖检查仅仅是浅部桩头部位,目测其成桩大致情况,例如成桩直径、搅拌均匀程度等。

2 用钻孔方法连续取出水泥土搅拌桩桩芯,可直观地检验桩身强度和搅拌的均匀性。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,钻孔直径不宜小于108mm。在钻芯取样的同时,可在不同深度进行标准贯入检验,通过标贯值判定桩身质量。

3 对单桩载荷试验,一般宜在龄期成桩28d后进行,具体载荷试验方法参照本规范附录A。

10.4.4 用作止水的壁状水泥桩体,在必要时可开挖桩顶3m~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。

10.4.5 水泥土搅拌桩施工时,由于各种因素的影响,有可能不符合设计要求。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。

11 树根桩

11.1 一般规定

11.1.1 树根桩(root pile)是20世纪30年代初由意大利的Fondedile公司F. Lizzi首创并付诸实践,第二次世界大战后迅速从意大利传到欧洲、美国和日本,开始用于修复古建筑,进而用于修建地下铁道等托换工程。树根桩可以是直桩型的或斜桩型的,单根的或成排的,摩擦桩型的或端承桩型的。树根桩用于基础托换加固时通常布置成交叉网状结构,桩基形状如同“树根”而得名,由于桩和土共同作用,所以国外将树根桩列入地基处理中的加筋法范畴。

国内树根桩研究始于1981年,由同济大学首先推荐,并用于苏州虎丘塔的托换加固。随着研究的深入,树根桩应用范围也从地基托换加固,发展成用于边坡稳定加固、基坑开挖的侧向围护和地下空间结构的抗浮等。

上海地区近年来树根桩主要用于传递竖向荷载,如基础托换加固和地下空间结构的抗浮。

例如,上海国际饭店辅楼原建筑物为一座四层框架建筑,基础形式为独立承台基础下加木桩,采用树根桩将基础托换加固,加层至十一层。

树根桩托换加固方案如图11.1.1所示。在原有承台基础沿轴线布桩228根,直径选用 $\phi 400\text{mm}$ 。桩身强度等级C20,采取二次注浆工艺,配筋 $6\phi 16$,桩长28m,桩底端进入 $\textcircled{5}$ - $\textcircled{3}$ 层灰色粉质黏土夹砂层。

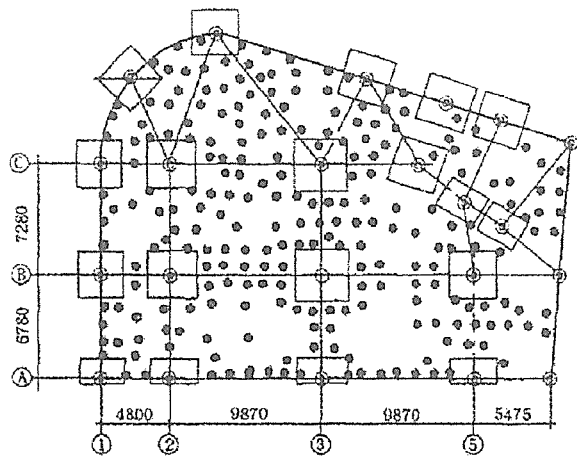


图 11.1.1 树根桩托换加固方案

11.1.2 树根桩最常用直径在 $\phi 200\text{mm}$ 左右, 国外工程报道较多采用 $\phi 100\text{mm}$, 上海地区个别工程用于基础加固的树根桩直径达 $\phi 500\text{mm}$ 。为了有别于钻孔灌注桩, 将上限定为 $\phi 300\text{mm}$ 。树根桩布置有垂直和倾斜的, 目前上海地区应用的主要是垂直布置的直桩。

11.1.3 树根桩用于既有建筑物基础托换加固时, 往往是局部地基处理, 而既有建筑物基础已完成了大部分的工后沉降, 为了适应基础整体变形协调, 在选取单桩承载力设计值时, 应考虑相应的变形值。从树根桩载荷试验的 $Q-s$ 曲线上(图 11.1.3), 根据被托换建筑物的具体条件, 预估被托换后该建筑物所能承受容许的最大沉降量为 s_a , 此时在 $Q-s$ 曲线上可得相应的单桩使用荷载 Q_u 。既有建筑物出现小于沉降 s_a 的 s_m 时, 则相应的荷载为 Q_m , 此时则意味着建筑物的一部分荷载传递给桩, 而另一部分荷载仍为既有建筑物基础下地基土所承受。因此, 用于托换时的树

根桩是不能充分发挥桩本身承载能力的。树根桩的承载力主要取决于被托换建筑物的容许沉降量, 根据变形计算和工程实践经验, 通常取单桩承载力设计值的 $1/2 \sim 1/3$ 。

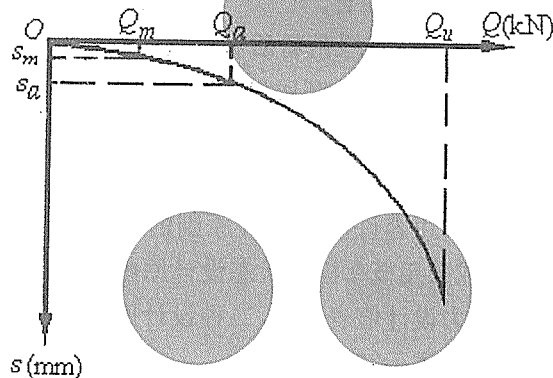


图 11.1.3 单根树根桩载荷试验曲线

11.2 设计

11.2.1 上海地区树根桩一般都为摩擦桩, 上部与承台连接, 承台下的桩和土共同承受上部荷载作用。桩土应力比在桩达到极限状态之前一般是随荷载的增加而增大的。同济大学的树根桩研究报告成果指出, 桩土应力比变化于 $20 \sim 60$ 之间, 对托换基础的桩土应力比变化于 $50 \sim 100$ 之间。桩土应力分配实际是沉降变形协调的问题, 在新建工程中采用树根桩作为支承桩时, 如考虑桩土共同作用, 则应根据工程经验或现场试验, 确定桩土应力比。

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

也证明了这一点,土层极限摩阻力取上限值是合适的。根据工程经验,树根桩施工采用二次压浆工艺时,桩的极限摩阻力可提高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,暗绿色粉质黏土层埋深较浅,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。因树根桩直径较小,桩端承载力的选取应满足桩身强度要求。

11.2.2 原规范采用容许应力设计原则的桩身截面容许压应力表达式,现转换成采用概率极限状态设计原则的由桩身结构强度确定的单桩承载力设计值表达式,二种设计原则的表达式按安全水准基本相当原则进行转换。

11.2.3 本条内容是参考国内外有关规范和工程经验,以及上海地区部分抗拔桩静载荷试验资料编写的。采用二次注浆工艺可以较大幅度的提高抗拔承载力,但由于受到施工工艺的影响较大,在确定单桩抗拔力极限承载力时应依据现场静载试验结果。

11.2.4 抗拔树根桩桩身强度应根据单桩实际承受的上拔力设计值,按轴心受拉构件进行承载能力极限状态的设计计算,同时应依据现行国家标准《混凝土结构耐久性设计规范》GB/T50476和《混凝土结构设计规范》GB50010,按正常使用极限状态要求进行抗裂或裂缝控制验算。

11.2.5 树根桩所采用的碎石粒径不宜过大,以防卡在钢筋笼上,通常以不超过1/10桩径为宜。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。

11.3 施工

11.3.1 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:

1 树根桩的桩径较小,定位容许偏差量也相应减少。20mm相当于 $\phi 200$ 桩径的1/10,在施工中是可以达到的。

2 上海地区施工的树根桩均可采用清水护壁,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。

树根桩作为摩擦型桩,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,必须确保桩身断面的均匀性,故而应采用下套管的成桩工艺。

3 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。

4 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。

5 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导致桩身强度不均匀。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(0.1~0.3)MPa的压力使浆液逐渐上冒。在桩长大于20m时可在注浆过程中上提一次注浆管或边拔边注浆。

6 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 1m~2m 范围内补注浆。

7 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)min 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。

11.3.3 窜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。在含砂性土层中施工时,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,但宜将注浆量控制在计算量的三倍以内。

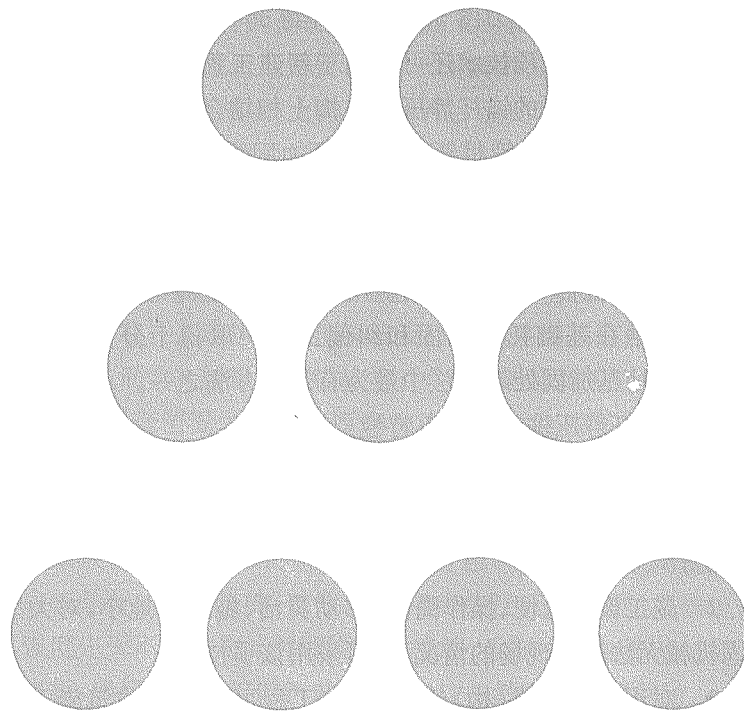
11.4 质量检验

11.4.1 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组织设计大纲,经现场监理审核后监督执行。

11.4.2 树根桩试块取自成桩后的桩顶混凝土,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010,试块尺寸为 150mm 立方体,其

强度等级由 28d 龄期的用标准试验方法测得 95% 保证率的抗压强度值确定。

11.4.3 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 $Q-s$ 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。



12 锚杆静压桩

12.1 一般规定

12.1.1 锚杆静压桩是八十年代初研究成功的一项地基加固新技术,至今已在华东、华南、华中地区等全国各地广泛应用,从以往的一般事故基础托换补桩加固,发展到对大型桩基事故工程进行补桩加固处理,压桩力由 500kN 提升到 6000kN,应用范围得到迅速扩展。例如:该项技术还可应用于新建工程的桩基逆作施工法;应用于纠偏工程的锚杆静压桩与掏土相结合的纠偏技术;600 吨级大型静压锚杆钢管桩压桩设备可加固高层基础事故工程。由此可见该项技术已得到迅速发展,技术经济效果十分显著,事故工程应用该项技术后可以化险为夷。

锚杆静压桩自 1986 年开始应用至今已在上海地区得到广泛应用,特别是在基础托换加固和纠偏工程中取得十分显著的效果,是各种地基加固处理方法中最为有效的方法之一。

12.1.2 锚杆静压桩具有以下特性:

1 锚杆静压桩施工时无振动、无噪音、无环境污染,可用于密集建筑群中和限制噪音污染的医院及学校等对环境限制条件下施工;

2 施工设备轻便、操作简便、移动灵活、施工占地小,对大型加固机械无法进入现场的情况下,可采用该项技术;

3 对于新建的建(构)筑物,压桩工程可与上部建筑施工同步进行,不另占用桩基施工工期,可节省工程投资;

4 可在车间不停产、居民不搬迁情况下进行基础托换和纠

偏加固;

5 可以直接测得压桩力和桩的入土深度,施工质量可靠;

6 在特殊条件下可采用锚杆静压钢管桩穿透碎石垫层、砂层、宕渣垫层和硬土层,并可防止补桩挤土对周围桩基或建(构)物的不利影响。

7 可用于地下工程的抗浮桩工程。

由于锚杆静压桩有以上诸多特性,可以有效地应用于各种已建和新建地基加固工程中。

12.1.3 已建工程的基础托换加固或纠偏加固在制定加固方案时,都必须具备工程地质资料,特别重要的是静力触探资料,它充分反映了土层的厚度、土的力学特性,由此可以为设计确定桩的长度、单桩承载力以及压桩施工所需的选择压桩设备能力、桩的直径、数量等参数提供依据。

12.1.4 对于已建工程进行基础托换补桩加固前,必须对已建建(构)筑物的基础现状进行详细调查,如采用金刚石薄壁钻钻孔取样试验,或在基础边缘开挖探坑及时掌握基础板厚度和混凝土的强度,从而为补桩设计提供依据。例如:某偏斜工程,在补桩设计时根据原蓝图提供的基础厚度和混凝土强度验算基础抗冲切都能满足要求,可是纠偏施工完成二年后,发现该住宅楼又向南侧倾斜,需要进行第二次纠偏加固,当挖除基础面上复土后发现基础底板被顶裂,基础底板混凝土有分层现象,据实地调查该基础底板是分二次浇捣的,施工时已存在分层现象,说明基础抗冲切强度先天不足。为此对桩顶重新植筋,重新浇捣加厚基础混凝土底板,确保混凝土桩的抗冲切厚度,这一教训是很深刻的。

12.2 设计

12.2.1 单桩竖向承载力与桩的类型、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。

锚杆静压桩应选择压缩性较低的黏性土、粉性土、中密或中密以上的砂土作为持力层。

表 12.2.1 为上海地区部分锚杆静压桩单桩承载力试验结果汇总表,试验结果表明:对黏性土而言,当压完桩后,经过一段时间休止后,土的抗剪强度得到快速恢复,桩的承载力明显得到提高,当压桩力为(1.3~1.5) R_d 左右时(R_d 为单桩承载力设计值),经三周休止后,触变性黏土的单桩承载力得到明显恢复,单桩承载力的安全度达到 2.0 以上,完全满足设计要求。

表 12.2.1 上海地区部分单桩荷载试验汇总表

桩号	桩入土深度(m)	间歇时间(d)	单桩承载力设计值 R_d (kN)	单桩极限承载力标准值 P_u (kN)	桩的沉降(mm)	桩尖土类型	$\frac{P_p}{R_d}$	$\frac{P_u}{R_d}$	试验说明
			压桩力 P_p (kN)						
1	20	11	200 270	420	19.70	黏土	1.35	2.10	休止时间不足
2	20	8	200 280	400	16.21	黏土	1.40	2.00	休止时间不足
3	20	30	200 273	490	13.38	黏土	1.36	2.45	受抗拔锚杆力的影响,试验未破坏
4	20	27	200 264	490	16.83	黏土	1.32	2.45	同上

续表 12.2.1

桩号	桩入土深度(m)	间歇时间(d)	单桩承载力设计值 R_d (kN)	单桩极限承载力标准值 P_u (kN)	桩的沉降(mm)	桩尖土类型	$\frac{P_p}{R_d}$	$\frac{P_u}{R_d}$	试验说明
			压桩力 P_p (kN)						
5	25	45	200 350	500	9.44	粉质黏土	1.75	2.50	同上
6	27.5	29	200 360	500	19.67	粉质黏土	1.80	2.50	同上
7	23.5	18	200 392	400	5.37	粉质黏土	2.00	2.00	螺杆松动,试验中断

12.2.2 桩的数量应根据单桩承载力设计值 R_d , 结合上部荷载情况通过计算确定。关于桩基沉降量计算和桩基承台设计均应按照现行上海市工程建设规范《地基基础设计规范》DGJ08-11 有关规定进行计算。

在锚杆静压桩桩基设计中,特别是桩基逆作施工法,应当充分考虑与桩间土共同分担荷载的作用。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。

上海电子商厦为八层框架结构,其中地下室一层,通过对箱形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,地基土承受上部荷载约占总荷载的 38%,桩基为 62%。

由此说明常规的设计方法是有很潜力的,因而在设计中应充分考虑桩-土-基础共同作用的设计方案是正确的。

锚杆静压桩该项技术已在高层建筑中成功应用,例如十一层上海新工联大厦,常州十六层南方商厦,二十层金坛住宅大楼。

12.2.3 压桩孔的形状可做成上小下大的截头锥形,现将封桩孔混凝土塞块节点试验(见图 12.2.3-1~图 12.2.3-3)情况介绍如下:

基础底板或基础梁中的预留孔(见图 12.2.3-3)当压完桩后,浇灌 C30 或 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 12-1,试件由基础混凝土块、预制桩(150mm×150mm)和 C30 混凝土塞块三部分组成。

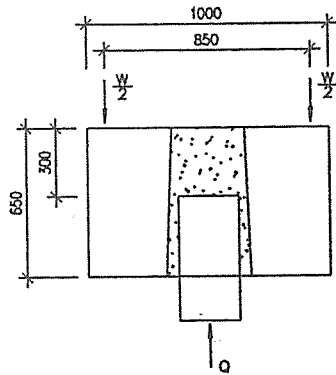


图 12.2.3-1 混凝土塞块

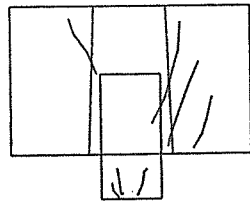


图 12.2.3-2 混凝土塞块节点剪切破坏

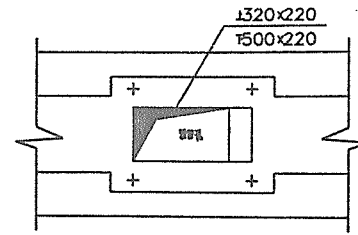


图 12.2.3-3 压桩孔形状

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 12.2.3-2),随后裂缝宽度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,研究采用截头锥形压桩孔,经封桩后,桩顶完全满足受力的要求。设计选用截头锥形压桩孔对基础抗剪是安全可靠的。

12.2.5 关于锚杆桩的长细比,目前压入深度 30m, $L/D=120$ 已超过有关规范规定值 $L/D=80\sim 100$ (注: L —桩长、 D —桩径或边长),但是上海多项工程的桩基长细比都超过规范规定值,例如上海宝山钢铁总厂 $\phi 400$ 钢管桩桩长为 60m,桩的长细比 $L/D=150$,工程使用情况良好。工程实践表明对摩擦桩或摩擦支承桩放宽长细比是可以的,不会对桩基带来不利影响。

12.2.6 桩型选择应根据设计单桩承载力、工程性质、地质情况、施工条件及场地周围环境等综合考虑,一般情况下采用预制钢筋混凝土方桩,如 200mm×200mm、250mm×250mm、300mm×300mm、350mm×350mm、400mm×400mm 等,在特殊条件下为穿透碎石垫层、砂层和硬土层,为防止补桩挤土对周围桩基或建

(构)物的不利影响可采用不同直径的钢管桩($\phi 100\text{mm}\sim\phi 600\text{mm}$)。

某电厂海水淡化车间,有深厚软土层,深度达 30m,软基处理采用水泥搅拌桩,加固深度为 20m,由于厂房标高需要,在搅拌桩顶上还填有 3m 碎石垫层。建成投产使用后,柱基出现了大量沉降,危及厂房的安全使用,为此要求对柱基进行托换加固。如何穿透 3m 厚碎石垫层和搅拌桩是本次选择加固方法的关键,经多方案比较,决定采用钢管桩进行现场试压,经过试压 $\phi 325\text{mm}$ 钢管桩后,取得了成功,为补桩加固设计提供了可靠依据,设计桩数为 144 根,桩长 36m~38m,管径 $\phi 325$,管壁厚 8mm,压桩力达 1200kN,经补桩加固后,厂房柱基沉降已得到有效控制,沉降已趋稳定。

钢管桩的最大特点是承载力高、穿透性强、挤土效应低和施工方便等。该项新技术已在上海 20 多项大型桩基事故工程中得到成功应用,如上海浦东亚龙大厦,地上 18 层,地下一层,补桩 92 根,桩长 28m,桩径 $\phi 426$,管壁厚 12mm,单桩承载力 1800kN;华东汽车城 20 层,地下一层,补桩 13 根,桩长 28m,桩径 $\phi 600$,管壁厚 12mm,单桩承载力 2550kN;建邦国际大厦,地下二层,补桩 49 根,桩长 35m,桩径 $\phi 406$,管壁厚 10mm,单桩承载力 1500kN;上海国际会议中心地上 11 层地下二层,补桩 272 根,桩径 $\phi 406$,管壁厚 10mm,桩长 39m,单桩承载力 1530kN。

12.2.7 基础承台托换经常遇到原基础底板较薄,一般在 200mm~300mm,采用锚杆静压桩托换加固时会存在抗拔锚杆锚固深度不足、抗拔力不够、柱基抗冲切厚度不足和承载力达不到要求等问题,为此必须对基础采用植筋技术进行加厚加固。对原基础为轴线桩及桩顶上为地基梁但无外挑基础板的情况,地基梁必须采取新做压桩承台才能满足压桩要求,为此也必须利用植筋技术在

地基梁的两侧新做压桩承台满足基础托换补桩要求。新做植筋加固压桩承台构造见图 12.2.7。承台抗冲切计算参照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 有关规定进行。

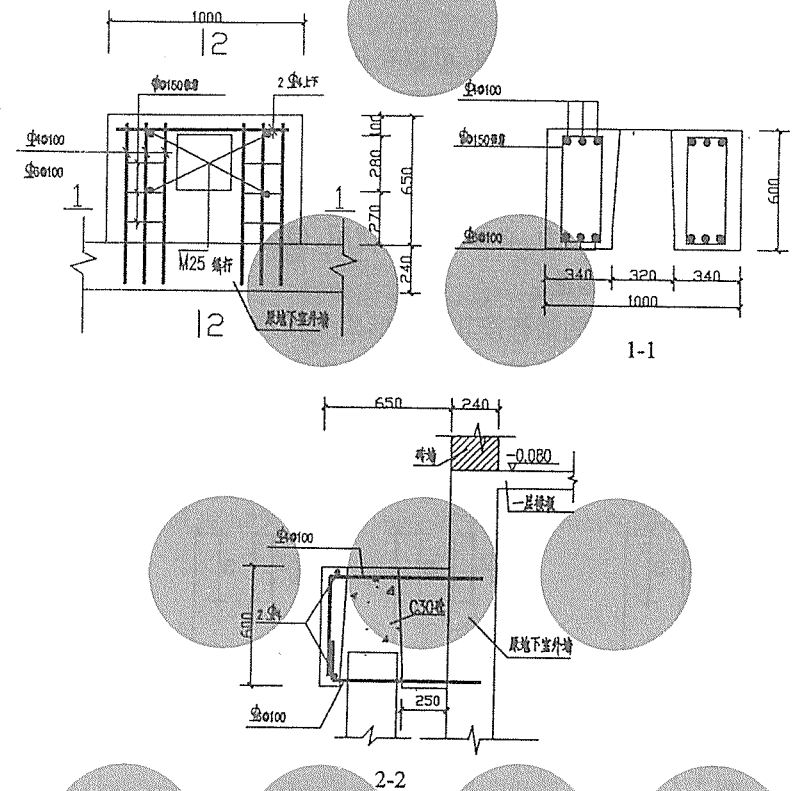


图 12.2.7 新拓宽压桩承台植筋平面图

12.2.8 锚杆的锚固深度与锚杆构造是锚杆静压桩的关键。

1 锚杆的锚固深度

通过现场抗拔试验和有限元的计算表明,锚杆的埋设深度为 $(10\sim 12)d_s$ (d_s 为螺栓的直径)便能满足使用要求。考虑到施工

质量和黏结剂性能,在实际工程中锚杆埋设深度为 $(12\sim 15)d_s$ 。

目前工程中常用的后成孔埋设法,采用光面直杆螺栓并对端头作了镦粗或焊箍筋处理,锚固力有明显提高。常用的锚杆为 M24、M27 和 M32 三种。

选用硫磺胶泥黏结剂,可以在短时间内提供强大的抗拔力。至今已使用过上百万根硫磺胶泥黏结的完全满足设计要求锚杆,说明使用这种黏结剂是安全可靠的。

随着植筋技术的快速发展,植筋胶品种繁多,对锚杆螺栓同样有强有力的黏结力,必要时亦可使用,但价格较贵。

2 锚杆的构造

锚杆静压桩的锚杆按其埋设形式分预埋和后成孔埋设两种,新建工程采用预埋式较多,预埋式螺栓为爪形或锚板等形式;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、焊箍锚杆螺栓或带螺纹锚杆螺栓等形式,如图 12.2.8 所示。

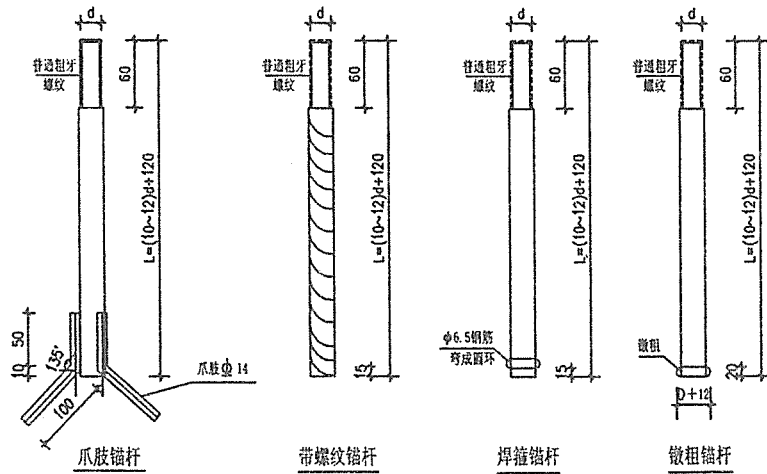


图 12.2.8 锚杆构造图

12.2.10 预加反力封桩技术常用于减少压桩施工引起的建(构)筑物的附加沉降(俗称“拖带下沉”),根据多项压桩工程的沉降测量结果表明,压桩施工的拖带下沉一般为 20mm~40mm,对于沉降有严格要求的建(构)筑物是不利的,如加剧建(构)筑物倾斜或建(构)筑物的裂缝的扩展,为此必须严格限制压桩施工引起的附加沉降。

预加反力封桩法的机理,就是利用锚杆静压桩设备将桩压入到设计深度后,桩顶压力仍保持在 $(1.1\sim 1.3)R_d$ (R_d —单桩承载力设计值)情况下,然后迅速浇注 C30 或 C35 微膨胀早强混凝土,使桩与基础连接成整体,当封桩混凝土强度达到 80%后,即可拆除桩顶千斤顶,此时桩身积聚的预加应力就成为向上的上拱力,可以有效减少基底压力,将上部荷载通过桩传到深部土层中去,从而有效的减少基础沉降量。凡是经过预加反力封桩技术的工程经测量结果表明,拖带下沉量比不加预加反力封桩的普通封桩工程的沉降量可减少 50%,附加沉降一般仅为 10mm~20mm,效果十分明显。

12.3 施工

12.3.4 锚杆静压桩设备装置见图 12.3.4-1 所示。开凿压桩孔和锚杆孔可用风动凿岩机金刚石薄壁钻或大直径钻机;压桩机可采用 YZ-50~500 型锚杆静力压桩机;辅助机具有空气压缩机、钢筋切割机、电焊机、熬制胶泥用专用设备。

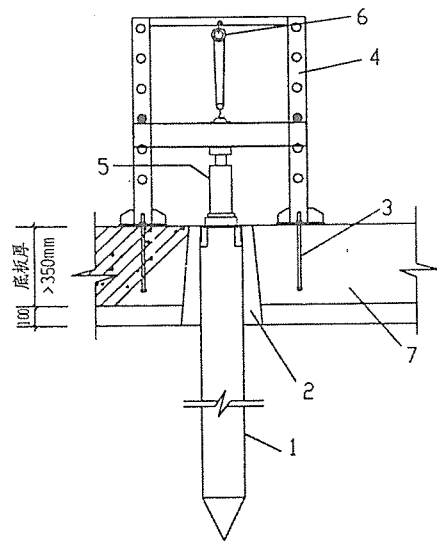


图 12.3.4-1 锚杆静压桩的装置示意图
1—桩 2—压桩孔 3—锚杆 4—压桩架
5—液压千斤顶 6—手拉或电动葫芦 7—基础

压桩施工顺序如图 12.3.4-2 所示。

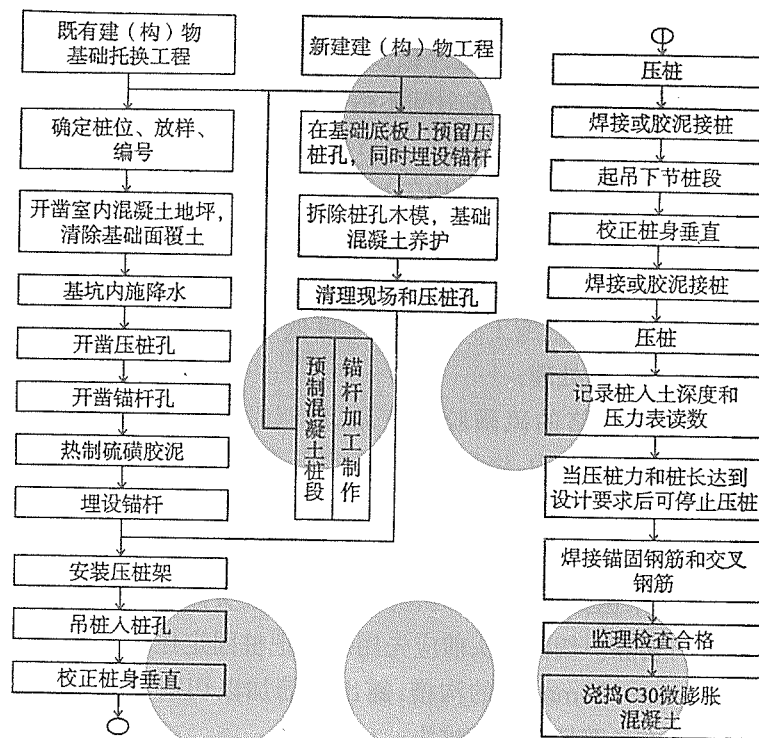


图 12.3.4-2 压桩施工流程图

12.3.5 压桩施工应遵守以下规定：

- 1 压桩架安装时要保持垂直，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，防止压桩架晃动；
- 2 桩尖就位时必须保持垂直，桩段就位后必须加以校正，使千斤顶与桩段轴线保持在同一轴线上，不得偏心受压，压桩时，桩顶应垫 5~6 层厚麻袋和 10mm 厚钢板。
- 3 压桩施工时不宜数台压桩机同时在一个独立柱基础上压

桩施工,施工期间,压桩力的总和不得大于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;

4 压桩施工不得中途停顿,应一次到位,如需中途停顿,桩尖可停留在软土中,且停留时间不得超过 24h;

5 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,上下桩面应充分黏接。待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℃时应对接筋和插筋孔作表面加温处理;

6 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℃;

7 采用焊接接桩时,应清除表面铁锈,进行满焊,确保焊接质量;

8 桩未达到设计标高时,对于外露的桩头经设计单位同意,必须进行切除。切割桩头前应先砌块把桩固定住,然后用凿子开出 30mm~50mm 深的沟槽,露出钢筋加以切割,以便切除桩头。严禁在悬臂情况乱截桩头;

9 桩与基础的连接(封桩)是整个压桩施工过程中的关键工序之一,必须认真进行。封桩前必须把压桩孔内的杂物清理干净,排除积水,清除孔壁和桩面的浮浆,以增加黏结力。然后在压桩孔内浇灌掺有微膨胀早强外掺剂的 C30 级混凝土,桩帽梁则浇灌 C30 级混凝土并予以捣实(冬季施工时,可加入抗冻外掺剂);

10 在压桩施工过程中,必须认真做好压桩施工各阶段记录;

11 压桩施工的控制标准,应以设计最终压桩力或桩入土深

度为控制标准。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。

12.3.6 封桩是锚杆静压桩工艺中的重要一环,必须认真细微根据设计要求进行封桩施工,其工艺流程如图 12.3.6 所示。

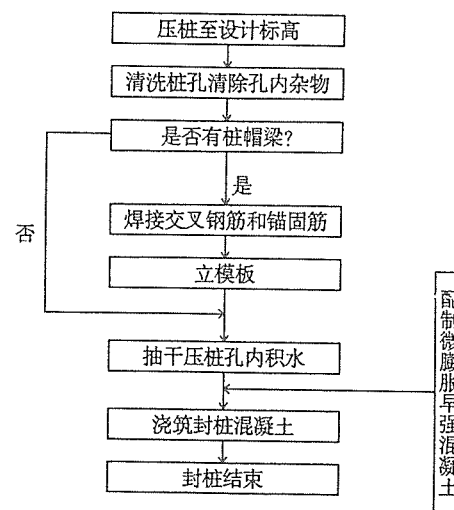


图 12.3.6 封桩施工流程图

12.4 质量检验

12.4.1 加强对预制混凝土小方桩质量检验和制作全过程的督促检查,此项工作十分重要,必须对生产预制混凝土方桩的生产厂进行考察,检查方桩的有关材质、主筋规格、箍筋网片数量和混凝土配合比等,防止不合格材料进入桩身内。

12.4.4 为了掌握锚杆静压桩的承载能力,可以按总桩数的 1%,或一个工程做 3 根试桩是有必要的,可校核设计单桩承载力取值合理性。另外做试桩较方便,可利用压桩设备和已有锚杆螺栓提

供抗拔力,试桩装置大大简单,试桩时间可以缩短,试验费用可以降低。

由于锚杆静压桩是一项特殊的桩基施工工艺,每压一个千斤顶行程就记录一个数值,对压桩施工情况一目了然,如果压桩过程中出现问题,压桩力就马上反映出来,所以锚杆静压桩施工桩基质量是有保证的。

锚杆静压桩桩身检验不宜采用低应变检测。因为锚杆静压桩是由多节桩组成,桩的接触面中有空隙。如经低应变检测结果桩身往往不合格,则会引起误导,所以建议取消低应变检测。

13 既有建筑地基基础加固

13.0.1 我国目前工程规模越来越大,由于城市规划和使用功能的改变,致使许多建筑物被拆除,造成大量浪费;或由于勘察、设计、施工、使用不当和地下工程施工,常常会给建筑物造成不同程度的隐患与损伤,致使建筑物发生种种病害,如开裂变形、弯曲扭转、不均匀下沉、倾斜破坏等,破坏了其正常使用功能,甚至危及用户的生命财产安全,因此,需要对其进行移位、纠倾、增层和改造加固等。

建筑物移位、纠倾、增层和改造加固工程中,首先遇到和要解决的是地基基础问题。当地基承载力或变形不能满足要求时,应通过方案比较,选择经济合理、施工简便、效果可靠的方法对地基进行加固。同时应根据原基础的状态、荷载大小等对基础进行加固。

当地下工程施工时,会产生影响范围内的地面建筑物或地下管线的位移和变形,尤其对国内一些古老城市的旧房基础和地下管线更为复杂,必须采取切合实际的工程保护预防措施,以保护施工区周围的环境。

根据既有建筑需要进行地基基础加固的分类,大致有下列几种情况:

1. 由于勘察、设计、施工或使用不当,造成既有建筑开裂、倾斜或损坏,而需要进行地基基础加固。这在软土地基上较为常见。

2. 原有建筑改变其使用要求或使用功能,而需要进行地基基础加固。如增层、增加荷载、改建、扩建等。其中民用住宅楼以扩

大建筑使用面积、改善居住条件为目的的改造较为常见,尤以不改变原有结构传力体系的直接增层为主。办公楼常以增层改造为主,因一般需要增加的层数较多,故常采用外套结构增层的方式,增层荷载由独立于原结构的新设的梁、柱、基础传递。公用建筑如会堂、剧院等因增加使用面积或改善使用功能而进行改建或扩建等。单层工业厂房和多层工业建筑,由于产品的更新换代,需要对原生产工艺进行改造,对设备进行更新,这种改造和更新势必引起荷载的增加,造成原有结构和地基基础承载力的不足等等。

3. 因周围环境改变的影响而需要进行地基基础加固,如:

- (1) 地下工程施工可能对既有建筑造成影响;
- (2) 邻近工程的施工对既有建筑可能产生影响;
- (3) 深基坑开挖对既有建筑可能产生影响;

(4) 由于人为或自然因素,使得地下水位变化,地基土变形而对建筑产生影响。

4. 古建筑的维修,需要进行地基基础加固。

13.0.2 既有建筑地基基础加固前,对建筑物的历史和现状应有一个全面得了解,并结合使用要求对其移位、纠倾或增层改造的可行性做出初步判断,进而进行经济分析,以确定工程的合理性与可行性。因此,为达到以上目的,必须对既有建筑物进行鉴定;在对既有建筑物进行鉴定时,首先需要进行的则是地基与基础的鉴定。

与新建工程相比,既有建筑地基基础的加固是一项技术较为复杂的工程,所以必须由有相应资质的单位和有经验的技术人员来承担其评价、加固设计和加固施工等工作,并应按规定程序进行校核、审定和审批等。

一般来说,既有建筑地基基础加固施工具有场地条件差、施工难度大、技术要求高、不安全因素多和风险大等特点,因此加固施工是一项专业性很强的技术,要求施工单位具有专业工程经验,施工人员具备较高的素质,清楚所承担地基基础加固工程的加固目的、加固原理、技术要求和质量标准等。加固施工前还应编制详细的施工组织设计,制订完善的施工操作规程,特别要充分估计施工过程中可能出现的安全事故,以及采取的应急措施。要认真研究加固工程施工时,对相邻既有建筑可能造成的影响或危害,并制定出确保相邻既有建筑安全的技术方案。

既有建筑地基基础加固施工应有专人负责质量控制,还应有专人负责监测,当出现异常情况时,应及时会同设计人员及有关部门分析原因,妥善解决。当情况严重时,应采取果断措施,以免发生安全事故。对既有建筑进行地基基础加固时,沉降观测是一项必须要做的重要工作。它不仅是施工过程中进行监测的重要手段,而且是对地基基础加固效果进行评价和工程验收的重要依据。因此,除在加固施工期间进行沉降观测外,对重要的或对沉降有严格限制的建筑物,尚应在加固后继续进行沉降观测,直至沉降稳定为止。由于地基基础加固过程中容易引起对周围土体的扰动,因此,施工过程中对邻近建筑和地下管线也应同时进行监测。此外,施工过程中应有专门机构负责质量监理。施工结束后应进行工程质量检验和验收。

13.0.3 表 13.0.3 中的数据是根据国内 100 多栋增层房屋地基承载力的实测结果,并结合上海地区软土地基特性经综合分析提出的。表中地基承载力提高系数指的是黏性土地基土体在上部结构荷载作用下由于固结而引起的承载力提高。

13.0.4~13.0.5 既有建筑地基基础加固可采用基础加固、基础

托换、地基加固和组合加固。基础加固可采用基础补强注浆加固法、扩大基础底面积法和加深基础法等。

基础补强注浆加固法适用于基础因受不均匀沉降其他原因引起基础裂损时的加固。

扩大基础底面积法适用于当既有建筑物荷载增加,地基承载力或基础底面积尺寸不满足设计要求,且基础埋置较浅有扩大条件时的加固。可采用混凝土套或钢筋混凝土套扩大基础底面积。应采取有效措施保证新旧基础的牢固连结和地基的变形协调。

加深基础法适用于地基浅层有较好土层可作为持力层且地下水位较低的情况。设计时应考虑原基础能否满足施工要求,必要时应对基础适当加固。地下水位较高时,应采取相应的降水或排水措施,同时应考虑降排水对建筑物的影响。

13.0.6 基础托换可采用锚杆静压桩法、树根桩法、桩侧桩端后注浆桩法和抬墙梁法等。

锚杆静压桩法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、人工填土等地基土。在淤泥及淤泥质土层中,桩端宜达到较好的持力层。适用于新建或已建小高层、多层住宅建筑物、中小型工业厂房的增层改造、防复倾加固等地基处理或托换工程。

树根桩法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、砂土、碎石土及人工填土等地基土。可用于建筑物的托换和增层、防复倾加固、古建筑物和地下工程穿越等工程的加固。

桩侧桩端后注浆桩法适用于黏性土、粉性土、砂土、碎石土、人工填土等地基土。可用于桩长受到限制,且对承载力要求较高的桩基础。

桩侧桩端后注浆桩设计应符合下列规定:

- 1) 桩端应进入较好的持力层;

- 2) 按现行规范进行承载力计算及经验修正。

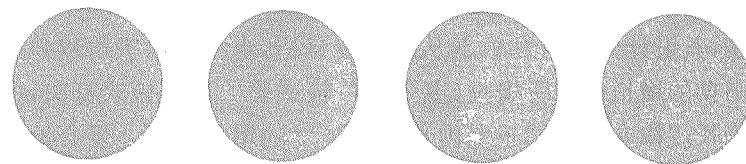
桩侧桩端后注浆桩施工应符合下列规定:

- 1) 放入钢筋笼时应带人压浆管;
- 2) 成桩 48h 后先上后下进行压浆;
- 3) 压浆施工按有关标准规定执行。

抬墙梁法采用预制的钢筋混凝土梁或钢梁,穿过原房屋基础梁下,置于基础两侧预先做好的钢筋混凝土桩或支护墩上。抬墙梁法的设计与施工应符合国家现行标准的相关规定。抬墙梁的平面位置应避开一层门窗洞口,不能避开时,应对抬墙梁上的门窗洞口采取加强措施,并应验算梁支承处砖墙的局部承压强度。

13.0.7 地基加固可采用注浆加固法和高压喷射注浆法等。注浆加固法适用于砂土、粉土、黏性土、人工填土等地基加固。当采用多孔间隔注浆和缩短浆液凝固时间等措施时,应减少既有建筑基础加固因注浆而产生的附加沉降。

高压喷射注浆法适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉性土、砂土、人工填土和碎石土等地基。不适用于施工期间既有建筑物对不均匀变形控制要求高的工程。当采用速凝浆液或跳孔喷射和冒浆回灌等措施时,应减少喷射过程中地基产生附加变形和避免地基与基础间出现脱空现象。



附录 A 单桩和复合地基载荷试验要点

A. 0.1~A. 0.2 在实际工程中,载荷试验是检验加固效果和工程质量的一种有效而常用的方法。单桩竖向载荷试验用于测定单桩竖向承载力、变形参数和桩身质量;复合地基载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力和变形参数,验证设计方案的合理性。地基处理中桩的类型很复杂,有碎(砂)石桩、水泥土搅拌桩和旋喷桩等,桩的特性差异很大,因此其载荷试验方法与刚性桩或天然地基的载荷试验方法有较大区别。

A. 0.3 正确选择承压板是确保试验结果准确性的重要环节。载荷板应为刚性,这点对复合地基的检测尤为重要,因为复合地基的概念是建立在基础为完全刚性的假设前提下的。单桩或多桩复合地基载荷试验的承压板面积必须与单桩或实际桩数所承担的处理面积相等,必须保证试验置换率与设计置换率相等。

A. 0.5 载荷试验一般分两类:工程类和试验类。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。对大型或重要工程,大面积正式施工前往往须在有代表性的场地上进行相应的现场试验或试验性施工,并进行必要的测试,这时的载荷试验必须进行至破坏。

A. 0.9、A. 0.10 载荷试验一般均在成桩后 28d 时进行,对水泥土类桩,其设计要求均为 90d,从理论上分析,水泥土单桩承载力应随龄期的增长而有所增长,主要与单桩试验的破坏模式有关,但其增长规律完全不同于室内水泥土强度的增长规律。复合地基承载力随龄期的变化规律更加复杂,根据理论和实践经验,一般不考虑其随龄期的增长。

附录 B 室内水泥土抗压强度试验

B. 0.1 在三十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,造成资料数据离散,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黏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 70.7mm×70.7mm×70.7mm 或 50mm×50mm×50mm 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。

B.0.2 土料:室内试验所用的土料应是工程现场所加固的土。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,特别为灵敏度大的土,土体结构易破坏,与真正的原状土也有较大差异;②现场采取的原状土若为淤泥质黏土,其黏性很大,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 90d 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,它可以先和干水泥粉充分混合,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黏土矿物成分会破坏,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。

B.0.3 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 70.7mm×70.7mm×70.7mm 或 50mm×50mm×50mm 的立方体试样。一般情况下,室内水泥加固土试验采用 70.7mm×70.7mm×70.7mm 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。

B.0.4 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 1min,紧接着装入其余拌合物,装料要稍有富裕,再振动 1min。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 10mm,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,并用抹刀抹平。插捣时捣棒须保持垂直,不得倾斜,插捣上层时,捣棒应穿入下层深度约 10mm。

B.0.6 试件成型后,根据水泥土强度决定拆模时间,一般 3d 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。

B. 0. 9 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,以下是通过试验建立的上海地区淤泥质黏土水泥加固土抗压强度的推算的公式:

1 当水泥掺入比不同,其他条件相同时,水泥土的推算公式为:

$$f_{cu1}/f_{cu2}=(a_{w1}/a_{w2})^{1.7786} \quad (\text{B. 0. 9-1})$$

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

$$f_{cu1}/f_{cu2}=(T_1/T_2)^{0.4182} \quad (\text{B. 0. 9-2})$$

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 、 $T_2=7\text{d} \sim 90\text{d}$ 。

3 当水泥土掺入比和龄期不同,其他条件相同时,水泥土的 f_{cu} 推算公式为:

$$f_{cu1}/f_{cu2}=(a_{w1}/a_{w2})^{1.8095} \cdot (T_1/T_2)^{0.4119} \quad (\text{B. 0. 9-3})$$

式中 f_{cu1} ——水泥掺入比为 a_{w1} 、 T_1 龄期为的水泥土抗压强度;

f_{cu2} ——水泥掺入比为 a_{w2} 、 T_2 龄期为的水泥土抗压强度。

上式适用条件是: a_{w1} 、 $a_{w2}=7\% \sim 20\%$, T_1 、 $T_2=7\text{d} \sim 90\text{d}$ 。

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。