UDC

P

中华人民共和国行业标准

JGJ 79-2012
备案号J 220-2012

建筑地基处理技术规范

Technical code for ground treatment of buildings

2012-08-23 发布　　2013-06-01 实施

中华人民共和国住房和城乡建设部 发布

中华人民共和国住房和城乡建设部
公　　告

第1448号

住房城乡建设部关于发布行业标准《建筑地基处理技术规范》的公告

现批准《建筑地基处理技术规范》为行业标准，编号为JGJ 79-2012,自2013年6月1日起实施。其中，第3.0.5、4.4.2、5.4.2、6.2.5、6.3.2、6.3.10、6.3.13、7.1.2、7.1.3、7.3.2、7.3.6、8.4.4、10.2.7条为强制性条文，必须严格执行。原行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ　79-2002同时废止。

本规范由我部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版发行。

中华人民共和国住房和城乡建设部

2012年8月23日

前　　言

根据住房和城乡建设部《关于印发(2009年工程建设标准规范制订、修订计划)的通知》(建标[2009]88号)的要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国际标准和国外先进标准，与国内相关规范协调，并在广泛征求意见的基础上，修订了《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2002。

本规范主要技术内容是：1.总则；2.术语和符号；3.基本规定；4.换填垫层；5.预压地基；6.压实地基和夯实地基；7. 复合地基；8.注浆加固；9.微型桩加固；10.检验与监测。

本规范修订的主要技术内容是：1.增加处理后的地基应满足建筑物承载力、变形和稳定性要求的规定；2.增加采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验的综合安全系数的检验要求；3.增加地基处理采用的材料，应根据场地环境类别符合耐久性设计的要求；4.增加处理后的地基整体稳定分析方法；5.增加加筋垫层设计验算方法；6.增加真空和堆载联合预压处理的设计、施工要求；7.增加高夯击能的设计参数；8.增加复合地基承载力考虑基础深度修正的有粘结强度增强体桩身强度验算方法；9.增加多桩型复合地基设计施工要求；10.增加注浆加固；11.增加微型桩加固；12.增加检验与监测；13.增加复合地基增强体单桩静载荷试验要点；14.增加处理后地基静载荷试验要点。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释，由中国建筑科学研究院负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见或建议，请寄送中国建筑科学研究院(地址：北京市

北三环东路30号邮政编码：100013）。

本规范主编单位：中国建筑科学研究院

本规范参编单位：机械工业勘察设计研究院
湖北省建筑科学研究设计院
福建省建筑科学研究院
现代建筑设计集团上海申元岩土工程有限公司
中化岩土工程股份有限公司
中国航空规划建设发展有限公司
天津大学
同济大学
太原理工大学
郑州大学综合设计研究院

本规范主要起草人员：滕延京　张永钧　闫明礼　张　峰
张东刚　袁内镇　侯伟生　叶观宝
白晓红　郑　刚　王亚凌　水伟厚
郑建国　周同和　杨俊峰

本规范主要审查人员：顾国荣　周国钧　顾晓鲁　徐张建
张丙吉　康景文　梅全亭　滕文川
肖自强　潘凯云　黄　新

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　换填垫层 10

4.1　一般规定 10

4.2　设计 10

4.3　施工 14

4.4　质量检验 16

5　预压地基 18

5.1　一般规定 18

5.2　设计 19

5.3　施工 26

5.4　质量检验 28

6　压实地基和夯实地基 30

6.1　一般规定 30

6.2　压实地基 30

6.3　夯实地基 35

7　复合地基 42

7.1　一般规定 42

7.2　振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基 44

7.3　水泥土搅拌桩复合地基 50

7.4　旋喷桩复合地基 55

7.5　灰土挤密桩和土挤密桩复合地基 57

7.6 夯实水泥土桩复合地基 61
7.7 水泥粉煤灰碎石桩复合地基 63
7.8 柱锤冲扩桩复合地基 67
7.9 多桩型复合地基 69
8 注浆加固 75
8.1 一般规定 75
8.2 设计 75
8.3 施工 79
8.4 质量检验 83
9 微型桩加固 84
9.1 一般规定 84
9.2 树根桩 85
9.3 预制桩 87
9.4 注浆钢管桩 87
9.5 质量检验 88
10 检验与监测 89
10.1 检验 89
10.2 监测 89
附录A 处理后地基静载荷试验要点 91
附录B 复合地基静载荷试验要点 93
附录C 复合地基增强体单桩静载荷试验要点 96
本规范用词说明 98
引用标准名录 99
附：条文说明 101

标准分享网 www.bzfxw.com 免费下载

Contents

1 General Provisions 1
2 Terms and Symbols 2
2.1 Terms 2
2.2 Symbols 4
3 Basic Requirements 7
4 Replacement Layer of Compacted Fill 10
4.1 General Requirements 10
4.2 Design Considerations 10
4.3 Construction 14
4.4 Inspection 16
5 Preloaded Ground 18
5.1 General Requirements 18
5.2 Design Considerations 19
5.3 Construction 26
5.4 Inspection 28
6 Compacted Ground and Rammed Ground 30
6.1 General Requirements 30
6.2 Compacted Ground 30
6.3 Rammed Ground 35
7 Composite Foundation 42
7.1 General Requirements 42
7.2 Composite Foundation with Sand-gravel Columns 44
7.3 Composite Foundation with Cement Dcep Mixed Columns 50
7.4 Composite Foundation with JetGrouting 55
7.5 Composite Foundation with Compacted Soil-lime Colunns or

Compacted Soil Columns 57
7.6 Composite Foundation with Rammed Soil-cement Columns 61
7.7 Composite Foundation with Cement-Fly ash-gravel Piles 63
7.8 Composite Foundation with Impact Displacement Columns 67
7.9 Composite Foundation with Multiple Reinforcement of Different Materials or Lengths 69
8 Ground Improvement by Permeation and High Hydrofracture Grouting 75
8.1 General Requirements 75
8.2 Design Considerations 75
8.3 Construction 79
8.4 Inspection 83
9 Ground Improvement by Micropiles 84
9.1 General Requirements 84
9.2 Root Piles 85
9.3 Driven Cast-in-place Piles 87
9.4 Grouting Piles with Steel-pipe 87
9.5 Inspection 88
10 Inspection and Monitoring 89
10.1 Inspection 89
10.2 Monitoring 89
Appendix A Key Points for Load Test on Treatment Ground 91
Appendix B Key Points for Load Test on Composite Foundation 93
Appendix C Key Points for Load Test on Single Pile of Composite Foundation 96
Explanation of Wording in This Code 98
List of Quoted Standards 99
Addition : Explanation of Provisions 101

标准分享网 www.bzfxw.com 免费下载

1 总　　则

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

1.0.2　本规范适用于建筑工程地基处理的设计、施工和质量检验。

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、保护环境和节约资源等。

1.0.4　建筑工程地基处理除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

标准分享网　www.bzfxw.com　免费下载

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 地基处理 ground treatment,ground improvement

提高地基承载力，改善其变形性能或渗透性能而采取的技术措施。

2.1.2 复合地基 composite ground,composite foundation

部分土体被增强或被置换，形成由地基土和竖向增强体共同承担荷载的人工地基。

2.1.3 地基承载力特征值 characteristic value of subsoil bearing capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.4 换填垫层 replacement layer of compacted fill

挖除基础底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层，回填其他性能稳定、无侵蚀性、强度较高的材料，并夯压密实形成的垫层。

2.1.5 加筋垫层 replacement layer of tensile reinforcement

在垫层材料内铺设单层或多层水平向加筋材料形成的垫层。

2.1.6 预压地基 preloaded ground,preloaded foundation

在地基上进行堆载预压或真空预压，或联合使用堆载和真空预压，形成固结压密后的地基。

2.1.7 堆载预压 preloading with surcharge of fill

地基上堆加荷载使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.8 真空预压 vacuum preloading

通过对覆盖于竖井地基表面的封闭薄膜内抽真空排水使地基土固结压密的地基处理方法。

2.1.9 压实地基 compacted ground,compacted fill

利用平碾、振动碾、冲击碾或其他碾压设备将填土分层密实处理的地基。

2.1.10 夯实地基 rammed ground,rammed earth

反复将夯锤提到高处使其自由落下，给地基以冲击和振动能量，将地基土密实处理或置换形成密实墩体的地基。

2.1.11 砂石桩复合地基 composite foundation with sand-gravel columns

将碎石、砂或砂石混合料挤压入已成的孔中，形成密实砂石竖向增强体的复合地基。

2.1.12 水泥粉煤灰碎石桩复合地基 composite foundation with cement-fly ash-gravel piles

由水泥、粉煤灰、碎石等混合料加水拌合在土中灌注形成竖向增强体的复合地基。

2.1.13 夯实水泥土桩复合地基 composite foundation with rammed soil-cement columns

将水泥和土按设计比例拌合均匀，在孔内分层夯实形成竖向增强体的复合地基。

2.1.14 水泥土搅拌桩复合地基 composite foundation with cement deep mixed columns

以水泥作为固化剂的主要材料，通过深层搅拌机械，将固化剂和地基土强制搅拌形成竖向增强体的复合地基。

2.1.15 旋喷桩复合地基 composite foundation with jet grouting

通过钻杆的旋转、提升，高压水泥浆由水平方向的喷嘴喷出，形成喷射流，以此切割土体并与土拌合形成水泥土竖向增强体的复合地基。

2.1.16 灰土桩复合地基 composite foundation with compacted soil-lime columns

用灰土填入孔内分层夯实形成竖向增强体的复合地基。

标准分享网 www.bzfxw.com 免费下载

2.1.17 柱锤冲扩桩复合地基 composite foundation with impact displacement columns

用柱锤冲击方法成孔并分层夯扩填料形成竖向增强体的复合地基。

2.1.18 多桩型复合地基 composite foundation with multiple reinforcement of different materials or lengths

采用两种及两种以上不同材料增强体，或采用同一材料、不同长度增强体加固形成的复合地基。

2.1.19 注浆加固 ground improvement by permeation and high hydrofracture grouting

将水泥浆或其他化学浆液注人地基土层中，增强土颗粒间的联结，使土体强度提高、变形减少、渗透性降低的地基处理方法。

2.1.20 微型桩 micropile

用桩工机械或其他小型设备在土中形成直径不大于300mm的树根桩、预制混凝土桩或钢管桩。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

E—— 强夯或强夯置换夯击能；

pc—— 基础底面处土的自重压力值；

Pc---- 垫层底面处土的自重压力值；

pk—— 相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值；

p_z—— 相应于作用的标准组合时，垫层底面处的附加压力值。

2.2.2 抗力和材料性能

D.…--- 砂土相对密实度；

Dri---- 地基挤密后要求砂土达到的相对密实度；

d---- 土粒相对密度(比重)；

e—— 孔 隙 比；

eo——— 地基处理前的孔隙比；

e_1——— 地基挤密后要求达到的孔隙比；

emax、emin---砂土的最大、最小孔隙比；

fak —天然地基承载力特征值；

fa--- 垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值；

feu—— 桩体试块(边长150mm 立方体)标准养护28d 的立方体抗压强度平均值，对水泥土可取桩体试块(边长70.7mm 立方体)标准养护90d 的立方体抗压强度平均值；

fsk———处理后桩间土的承载力特征值；

fsp—— 深度修正后的复合地基承载力特征值；

fspk — 复合地基的承载力特征值；

kh—— 天然土层水平向渗透系数；

k.--- 涂抹区的水平向渗透系数；

Qp——桩端端阻力特征值；

9s---桩周土的侧阻力特征值；

qw—— 竖井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的排水量；

Ra——单桩竖向承载力特征值；

Ta—- 土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度；

Tp—— 相应于作用的标准组合时单位宽度土工合成材料的最大拉力；

U---- 固结度；

U----- 时间地基的平均固结度；

Wop——最优含水量；

αp——桩端端阻力发挥系数；

β——桩间土承载力发挥系数；

θ — 压力扩散角；

λ——单桩承载力发挥系数；

λ ---压实系数；

pa— 干 密 度 ；

Pimax— 最大干密度；

Pc——黏粒含量；

Pw——水的密度；

T- t 时刻，该点土的抗剪强度；

Tfo— 地基土的天然抗剪强度；

△o_2-— 预压荷载引起的该点的附加竖向应力；

Qcu— 三轴固结不排水压缩试验求得的土的内摩擦角；

7---- 间土经成孔挤密后的平均挤密系数。

2.2.3 几何参数

A-— 基础底面积；

A.—- 一根桩承担的处理地基面积；

Ap—-- 桩的截面积；

b 基础底面宽度、塑料排水带宽度；

d—— 桩的直径；

d.— 一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径、竖井的有效排水直径；

dp—— 塑料排水带当量换算直径；

L----- 基础底面长度；

Lp—--桩长；

m——面积置换率；

s--- 桩间距；

之——基础底面下换填垫层的厚度；

----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，应完成下列工作：

1 搜集详细的岩土工程勘察资料、上部结构及基础设计资料等；

2 结合工程情况，了解当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的工程，尚应了解其他地区相似场地上同类工程的地基处理经验和使用情况等；

3 根据工程的要求和采用天然地基存在的主要问题，确定地基处理的目的和处理后要求达到的各项技术经济指标等；

4 调查邻近建筑、地下工程、周边道路及有关管线等情况；

5 了解施工场地的周边环境情况。

3.0.2 在选择地基处理方案时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，进行多种方案的技术经济比较，选用地基处理或加强上部结构与地基处理相结合的方案。

3.0.3 地基处理方法的确定宜按下列步骤进行：

1 根据结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、地层结构、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑的影响等因素进行综合分析，初步选出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 对初步选出的各种地基处理方案，分别从加固原理、适用范围、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择最佳的地基处理方法；

3 对已选定的地基处理方法，应按建筑物地基基础设计等级和场地复杂程度以及该种地基处理方法在本地区使用的成熟程度，在场地有代表性的区域进行相应的现场试验或试验性施工，

并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方案。

3.0.4　经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时，应符合下列规定：

1　大面积压实填土地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取零；基础埋深的地基承载力修正系数，对于压实系数大于0.95、黏粒含量pc≥10%　的粉土，可取1.5,对于干密度大于2.1t/m³　的级配砂石可取2.0;

2　其他处理地基，基础宽度的地基承载力修正系数应取零，基础埋深的地基承载力修正系数应取1.0。

3.0.5　处理后的地基应满足建筑物地基承载力、变形和稳定性要求，地基处理的设计尚应符合下列规定：

1　经处理后的地基，当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层地基承载力验算；

2　按地基变形设计或应作变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物，应对处理后的地基进行变形验算；

3　对建造在处理后的地基上受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物，应进行地基稳定性验算。

3.0.6　处理后地基的承载力验算，应同时满足轴心荷载作用和偏心荷载作用的要求。

3.0.7　处理后地基的整体稳定分析可采用圆弧滑动法，其稳定安全系数不应小于1.30。散体加固材料的抗剪强度指标，可按加固体材料的密实度通过试验确定；胶结材料的抗剪强度指标，可按桩体断裂后滑动面材料的摩擦性能确定。

3.0.8　刚度差异较大的整体大面积基础的地基处理，宜考虑上部结构、基础和地基共同作用进行地基承载力和变形验算。

3.0.9　处理后的地基应进行地基承载力和变形评价、处理范围和有效加固深度内地基均匀性评价，以及复合地基增强体的成桩质量和承载力评价。

3.0.10 采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验时，应采用大尺寸承压板进行载荷试验，其安全系数不应小于2.0。

3.0.11 地基处理所采用的材料，应根据场地类别符合有关标准对耐久性设计与使用的要求。

3.0.12 地基处理施工中应有专人负责质量控制和监测，并做好施工记录；当出现异常情况时，必须及时会同有关部门妥善解决。施工结束后应按国家有关规定进行工程质量检验和验收。

4 换 填 垫 层

4.1 一 般 规 定

4.1.1 换填垫层适用于浅层软弱土层或不均匀土层的地基处理。

4.1.2 应根据建筑体型、结构特点、荷载性质、场地土质条件、施工机械设备及填料性质和来源等综合分析后，进行换填垫层的设计，并选择施工方法。

4.1.3 对于工程量较大的换填垫层，应按所选用的施工机械、换填材料及场地的土质条件进行现场试验，确定换填垫层压实效果和施工质量控制标准。

4.1.4 换填垫层的厚度应根据置换软弱土的深度以及下卧土层的承载力确定，厚度宜为0.5m~3.0m。

4.2 设　　计

4.2.1 垫层材料的选用应符合下列要求：

1 砂石。宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑，并应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉时，应掺入不少于总重量30%的碎石或卵石。砂石的最大粒径不宜大于50mm。对湿陷性黄土或膨胀土地基，不得选用砂石等透水性材料。

2 粉质黏土。土料中有机质含量不得超过5%，且不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时，其最大粒径不宜大于50mm。用于湿陷性黄土或膨胀土地基的粉质黏土垫层，土料中不得夹有砖、瓦或石块等。

3 灰土。体积配合比宜为2:8或3:7。石灰宜选用新鲜的消石灰，其最大粒径不得大于5mm。土料宜选用粉质黏土，不宜使用块状黏土，且不得含有松软杂质，土料应过筛且最大粒

径不得大于15mm。

4 粉煤灰。选用的粉煤灰应满足相关标准对腐蚀性和放射性的要求。粉煤灰垫层上宜覆土0.3m～0.5m。 粉煤灰垫层中采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。粉煤灰垫层中的金属构件、管网应采取防腐措施。大量填筑粉煤灰时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用。

5 矿渣。宜选用分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣等高炉重矿渣。矿渣的松散重度不应小于11kN/m³， 有机质及含泥总量不得超过5%。垫层设计、施工前应对所选用的矿渣进行试验，确认性能稳定并满足腐蚀性和放射性安全的要求。对易受酸、碱影响的基础或地下管网不得采用矿渣垫层。大量填筑矿渣时，应经场地地下水和土壤环境的不良影响评价合格后，方可使用。

6 其他工业废渣。在有充分依据或成功经验时，可采用质地坚硬、性能稳定、透水性强、无腐蚀性和无放射性危害的其他工业废渣材料，但应经过现场试验证明其经济技术效果良好且施工措施完善后方可使用。

7 土工合成材料加筋垫层所选用土工合成材料的品种与性能及填料，应根据工程特性和地基土质条件，按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB 50290的要求，通过设计计算并进行现场试验后确定。土工合成材料应采用抗拉强度较高、耐久性好、抗腐蚀的土工带、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、中砂等材料，且不宜含氯化钙、碳酸钠、硫化物等化学物质。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，应保证建筑物稳定并满足允许变形的要求。

4.2.2 垫层厚度的确定应符合下列规定：

1 应根据需置换软弱土(层)的深度或下卧土层的承载力确定，并应符合下式要求：

$$pz + Pcz \leqslant fa_2 \qquad (4.2.2\text{-}1)$$

式中：p_2—— 相应于作用的标准组合时，垫层底面处的附加压力值 (kPa);

Pc——垫层底面处土的自重压力值 (kPa);

faz——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值 (kPa)。

2　垫层底面处的附加压力值 p_2 可分别按式(4.2.2-2)和式(4.2.2-3)计算：

1)条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z\tan\theta} \qquad (4.2.2\text{-}2)$$

2)矩形基础

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \qquad (4.2.2\text{-}3)$$

式中：b—　矩形基础或条形基础底面的宽度 (m);

1——矩形基础底面的长度 (m);

pk——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值 (kPa);

Pc——基础底面处土的自重压力值 (kPa);

z-　基础底面下垫层的厚度 (m);

0 — 垫层(材料)的压力扩散角(°)，宜通过试验确定。无试验资料时，可按表4.2.2采用。

表4.2.2　土和砂石材料压力扩散角θ(°)

换填材料 / ≈/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣	粉质黏土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥0.50	30	23	

注：1　当z/b<0.25时，除灰土取θ=28°外，其他材料均取0=0°，必要时宜由试验确定；

2　当0.25<z/b<0.5 时，0值可以内插；

3　土工合成材料加筋垫层其压力扩散角宜由现场静载荷试验确定。

4.2.3　垫层底面的宽度应符合下列规定：

1　垫层底面宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式确定：

$$b' \geqslant b+2z\tan\theta \qquad (4.2.3)$$

式中：b′—— 垫层底面宽度 (m);

θ — 压力扩散角，按本规范表4.2.2取值；当 z/b< 0.25时，按表4.2.2中z/b=0.25　取值。

2　垫层顶面每边超出基础底边缘不应小于300mm, 且从垫层底面两侧向上，按当地基坑开挖的经验及要求放坡。

3　整片垫层底面的宽度可根据施工的要求适当加宽。

4.2.4　垫层的压实标准可按表4.2.4选用。矿渣垫层的压实系数可根据满足承载力设计要求的试验结果，按最后两遍压实的压陷差确定。

表4.2.4　各种垫层的压实标准

施工方法	换填材料类别	压实系数λe
碾压振密或夯实	碎石、卵石	≥0.97
	砂夹石(其中碎石、卵石占全重的30%～50%)	
	土夹石(其中碎石、卵石占全重的30%～50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	
	粉质黏土	≥0.97
	灰土	≥0.95
	粉煤灰	≥0.95

注：1　压实系数λe为土的控制干密度ρd与最大干密度ρdmax的比值；土的最大干密度宜采用击实试验确定；碎石或卵石的最大干密度可取2.1t/m³～2.2t/m³;

2　表中压实系数λc系使用轻型击实试验测定土的最大干密度ρdmax时给出的压实控制标准，采用重型击实试验时，对粉质黏土、灰土、粉煤灰及其他材料压实标准应为压实系数λc≥0.94。

4.2.5　换填垫层的承载力宜通过现场静载荷试验确定。

4.2.6　对于垫层下存在软弱下卧层的建筑，在进行地基变形计

算时应考虑邻近建筑物基础荷载对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。当超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时，宜及时换填，并应考虑其附加荷载的不利影响。

4.2.7　垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本规范第4.2.2条～4.2.4条的条件下，垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对地基沉降有严格限制的建筑，应计算垫层自身的变形。垫层下卧层的变形量可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定进行计算。

4.2.8　加筋土垫层所选用的土工合成材料尚应进行材料强度验算：

$$Tp \leq Ta \qquad (4.2.8)$$

式中：Ta——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度 (kN/m);

Tp——相应于作用的标准组合时，单位宽度的土工合成材料的最大拉力 (kN/m)。

4.2.9　加筋土垫层的加筋体设置应符合下列规定：

1　一层加筋时，可设置在垫层的中部；

2　多层加筋时，首层筋材距垫层顶面的距离宜取30%垫层厚度，筋材层间距宜取 30%～50%的垫层厚度，且不应小于200mm;

3　加筋线密度宜为0.15～0.35。无经验时，单层加筋宜取高值，多层加筋宜取低值。垫层的边缘应有足够的锚固长度。

4.3　施　　工

4.3.1　垫层施工应根据不同的换填材料选择施工机械。粉质黏土、灰土垫层宜采用平碾、振动碾或羊足碾，以及蛙式夯、柴油夯。砂石垫层等宜用振动碾。粉煤灰垫层宜采用平碾、振动碾、平板振动器、蛙式夯。矿渣垫层宜采用平板振动器或平碾，也可采用振动碾。

4.3.2　垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数宜通过现场试验确定。除接触下卧软土层的垫层底部应根据施工机械设

备及下卧层土质条件确定厚度外，其他垫层的分层铺填厚度宜为200mm～300mm。为保证分层压实质量，应控制机械碾压速度。

4.3.3 粉质黏土和灰土垫层土料的施工含水量宜控制在 wop ±2%的范围内，粉煤灰垫层的施工含水量宜控制在Wop±4%的范围内。最优含水量 wop可通过击实试验确定，也可按当地经验选取 。

4.3.4 当垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘时，应根据建筑物对不均匀沉降的控制要求予以处理，并经检验合格后，方可铺填垫层。

4.3.5 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动，可保留180mm~220mm 厚的土层暂不挖去，待铺填垫层前再由人工挖至设计标高。严禁扰动垫层下的软弱土层，应防止软弱垫层被践踏、受冻或受水浸泡。在碎石或卵石垫层底部宜设置厚度为150mm~300mm 的砂垫层或铺一层土工织物，并应防止基坑边坡塌土混入垫层中。

4.3.6 换填垫层施工时，应采取基坑排水措施。除砂垫层宜采用水撼法施工外，其余垫层施工均不得在浸水条件下进行。工程需要时应采取降低地下水位的措施。

4.3.7 垫层底面宜设在同一标高上，如深度不同，坑底土层应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序进行垫层施工，搭接处应夯压密实。

4.3.8 粉质黏土、灰土垫层及粉煤灰垫层施工，应符合下列规定：

1 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；

2 垫层上下两层的缝距不得小于500mm, 且接缝处应夯压密实；

3 灰土拌合均匀后，应当日铺填夯压；灰土夯压密实后，3d 内不得受水浸泡；

4 粉煤灰垫层铺填后，宜当日压实，每层验收后应及时铺

填上层或封层，并应禁止车辆碾压通行；

5　垫层施工竣工验收合格后，应及时进行基础施工与基坑回填。

4.3.9　土工合成材料施工，应符合下列要求：

1　下铺地基土层顶面应平整；

2　土工合成材料铺设顺序应先纵向后横向，且应把土工合成材料张拉平整、绷紧，严禁有皱折；

3　土工合成材料的连接宜采用搭接法、缝接法或胶接法，接缝强度不应低于原材料抗拉强度，端部应采用有效方法固定，防止筋材拉出；

4　应避免土工合成材料暴晒或裸露，阳光暴晒时间不应大于 8h。

4.4　质 量 检 验

4.4.1　对粉质黏土、灰土、砂石、粉煤灰垫层的施工质量可选用环刀取样、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验等方法进行检验；对碎石、矿渣垫层的施工质量可采用重型动力触探试验等进行检验。压实系数可采用灌砂法、灌水法或其他方法进行检验。

4.4.2　换填垫层的施工质量检验应分层进行，并应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层。

4.4.3　采用环刀法检验垫层的施工质量时，取样点应选择位于每层垫层厚度的2/3深度处。检验点数量，条形基础下垫层每10m～20m 不应少于1个点，独立柱基、单个基础下垫层不应少于1个点，其他基础下垫层每50m²~100m² 不应少于1个点。采用标准贯入试验或动力触探法检验垫层的施工质量时，每分层平面上检验点的间距不应大于4m。

4.4.4　竣工验收应采用静载荷试验检验垫层承载力，且每个单体工程不宜少于3个点；对于大型工程应按单体工程的数量或工程划分的面积确定检验点数。

4.4.5 加筋垫层中土工合成材料的检验应符合下列要求：

1 土工合成材料质量应符合设计要求，外观无破损、无老化、无污染；

2 土工合成材料应可张拉、无皱折、紧贴下承层，锚固端应锚固牢靠；

3 上下层土工合成材料搭接缝应交替错开，搭接强度应满足设计要求。

5 预 压 地 基

5.1 一 般 规 定

5.1.1 预压地基适用于处理淤泥质土、淤泥、冲填土等饱和黏性土地基。预压地基按处理工艺可分为堆载预压、真空预压、真空和堆载联合预压。

5.1.2 真空预压适用于处理以黏性土为主的软弱地基。当存在粉土、砂土等透水、透气层时，加固区周边应采取确保膜下真空压力满足设计要求的密封措施。对塑性指数大于25且含水量大于85%的淤泥，应通过现场试验确定其适用性。加固土层上覆盖有厚度大于5m 以上的回填土或承载力较高的黏性土层时，不宜采用真空预压处理。

5.1.3 预压地基应预先通过勘察查明土层在水平和竖直方向的分布、层理变化，查明透水层的位置、地下水类型及水源补给情况等。并应通过土工试验确定土层的先期固结压力、孔隙比与固结压力的关系、渗透系数、固结系数、三轴试验抗剪强度指标，通过原位十字板试验确定土的抗剪强度。

5.1.4 对重要工程，应在现场选择试验区进行预压试验，在预压过程中应进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力、地下水位等项目的监测并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。根据试验区获得的监测资料确定加载速率控制指标，推算土的固结系数、固结度及最终竖向变形等，分析地基处理效果，对原设计进行修正，指导整个场区的设计与施工。

5.1.5 对堆载预压工程，预压荷载应分级施加，并确保每级荷载下地基的稳定性；对真空预压工程，可采用一次连续抽真空至最大压力的加载方式。

5.1.6 对主要以变形控制设计的建筑物，当地基土经预压所完

成的变形量和平均固结度满足设计要求时，方可卸载。对以地基承载力或抗滑稳定性控制设计的建筑物，当地基土经预压后其强度满足建筑物地基承载力或稳定性要求时，方可卸载。

5.1.7　当建筑物的荷载超过真空预压的压力，或建筑物对地基变形有严格要求时，可采用真空和堆载联合预压，其总压力宜超过建筑物的竖向荷载。

5.1.8　预压地基加固应考虑预压施工对相邻建筑物、地下管线等产生附加沉降的影响。真空预压地基加固区边线与相邻建筑物、地下管线等的距离不宜小于20m, 当距离较近时，应对相邻建筑物、地下管线等采取保护措施。

5.1.9　当受预压时间限制，残余沉降或工程投入使用后的沉降不满足工程要求时，在保证整体稳定条件下可采用超载预压。

5.2　设　　计

I　堆 载 预 压

5.2.1　对深厚软黏土地基，应设置塑料排水带或砂井等排水竖井。当软土层厚度较小或软土层中含较多薄粉砂夹层，且固结速率能满足工期要求时，可不设置排水竖井。

5.2.2　堆载预压地基处理的设计应包括下列内容：

1　选择塑料排水带或砂井，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度；

2　确定预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率和预压时间；

3　计算堆载荷载作用下地基土的固结度、强度增长、稳定性和变形。

5.2.3　排水竖井分普通砂井、袋装砂井和塑料排水带。普通砂井直径宜为300mm～500mm, 袋装砂井直径宜为70mm~120mm。塑料排水带的当量换算直径可按下式计算：

$$d_p = \frac{2(b+\delta)}{\pi} \qquad (5.2.3)$$

式中：dp—— 塑料排水带当量换算直径（mm）；

b——塑料排水带宽度（mm）；

δ --塑料排水带厚度（mm）。

5.2.4 排水竖井可采用等边三角形或正方形排列的平面布置，并应符合下列规定：

1 当等边三角形排列时，

$$de=1.05L \qquad (5.2.4\text{-}1)$$

2 当正方形排列时，

$$de=1.13l \qquad (5.2.4\text{-}2)$$

式中：de—— 竖井的有效排水直径；

l---- 竖井的间距。

5.2.5 排水竖井的间距可根据地基土的固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定。设计时，竖井的间距可按井径比n 选用 (n=de/dw,dw 为竖井直径，对塑料排水带可取 dw=dp)。

塑料排水带或袋装砂井的间距可按n=15～22 选用，普通砂井的间距可按n=6～8 选用。

5.2.6 排水竖井的深度应符合下列规定：

1 根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定；

2 对以地基抗滑稳定性控制的工程，竖井深度应大于最危险滑动面以下2.0m;

3 对以变形控制的建筑工程，竖井深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定；竖井宜穿透受压土层。

5.2.7 一级或多级等速加载条件下，当固结时间为t 时，对应总荷载的地基平均固结度可按下式计算：

$$\overline{U_t} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\dot{q}_i}{\Sigma \Delta p}\left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}\left(e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}\right)\right] \qquad (5.2.7)$$

式中：U.— t 时间地基的平均固结度；

q;——第 i 级荷载的加载速率 (kPa/d);

Σ△p——各级荷载的累加值 (kPa);

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

a、β-- 参数，根据地基土排水固结条件按表5.2.7采用。对竖井地基，表中所列β为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。

表5.2.7 α和β值

排水固结条件 / 参数	竖向排水固结 U_z>30%	向内径向排水固结	竖向和向内径向排水固结(竖井穿透受压土层)	说 明
a	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$F_n=\frac{n^2}{n^2-1}\ln(n)-\frac{3n^2-1}{4n^2}$ Cs——土的径向排水固结系数(cm²/s); Cx——土的竖向排水固结系数(cm²/s); H—土层竖向排水距离(cm); U_z——双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层平均固结度
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}+\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	

5.2.8 当排水竖井采用挤土方式施工时，应考虑涂抹对土体固结的影响。当竖井的纵向通水量 qw 与天然土层水平向渗透系数 kh的比值较小，且长度较长时，尚应考虑井阻影响。瞬时加载条件下，考虑涂抹和井阻影响时，竖井地基径向排水平均固结度可按下列公式计算：

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h}{Fd_e^2}t} \qquad (5.2.8\text{-}1)$$

$$F=F_n+Fs+F, \qquad (5.2.8\text{-}2)$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad n \geqslant 15 \qquad (5.2.8\text{-}3)$$

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1\right]\ln s \qquad (5.2.8\text{-}4)$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4}\frac{k_h}{q_w} \qquad (5.2.8\text{-}5)$$

式中：U—— 固结时间t 时竖井地基径向排水平均固结度；

k -- 天然土层水平向渗透系数 (cm/s)；

k— 涂抹区土的水平向渗透系数，可取k=(1/5～1/3)kh (cm/s)；

s——涂抹区直径ds 竖井直径dw的比值，可取s=2.0～3.0，对中等灵敏黏性土取低值，对高灵敏黏性土取高值；

L------ 竖井深度 (cm)；

Qw-- 竖井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的排水量 (cm^3/s)。

一级或多级等速加荷条件下，考虑涂抹和井阻影响时竖井穿透受压土层地基的平均固结度可按式(5.2.7)计算，其中，$\alpha = \frac{8}{\pi^2}$，$\beta = \frac{8c_h}{Fd_c^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$。

5.2.9 对排水竖井未穿透受压土层的情况，竖井范围内土层的平均固结度和竖井底面以下受压土层的平均固结度，以及通过预压完成的变形量均应满足设计要求。

5.2.10 预压荷载大小、范围、加载速率应符合下列规定：

1 预压荷载大小应根据设计要求确定；对于沉降有严格限制的建筑，可采用超载预压法处理，超载量大小应根据预压时间内要求完成的变形量通过计算确定，并宜使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力；

2 预压荷载顶面的范围应不小于建筑物基础外缘的范围；

3 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；如不满足应分级逐渐加载，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。

5.2.11　计算预压荷载下饱和黏性土地基中某点的抗剪强度时，应考虑土体原来的固结状态。对正常固结饱和黏性土地基，某点某一时间的抗剪强度可按下式计算：

$$Ti=T1o+\triangle oz\cdot U_1 tanqcu \qquad (5.2.11)$$

式中：Tn---t　时刻，该点土的抗剪强度 (kPa);

To--　地基土的天然抗剪强度 (kPa);

$\triangle o_2$---　预压荷载引起的该点的附加竖向应力 (kPa);

U_1----　该点土的固结度；

9e--　三轴固结不排水压缩试验求得的土的内摩擦角(°)。

5.2.12　预压荷载下地基最终竖向变形量的计算可取附加应力与土自重应力的比值为0.1的深度作为压缩层的计算深度，可按式(5.2.12)计算：

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^{n} \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \qquad (5.2.12)$$

式中：sr—— 最终竖向变形量 (m);

e_o;----第 i层中点土自重应力所对应的孔隙比，由室内固结试验ep 曲线查得；

e1;- - 第 i 层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比，由室内固结试验ep 曲线查得；

h;-----第 i层土层厚度 (m)；

ξ ——经验系数，可按地区经验确定。无经验时对正常固结饱和黏性土地基可取 ξ =1. 1～1.4;荷载较大或地基软弱土层厚度大时应取较大值。

5.2.13　预压处理地基应在地表铺设与排水竖井相连的砂垫层，砂垫层应符合下列规定：

1　厚度不应小于500mm;

2　砂垫层砂料宜用中粗砂，黏粒含量不应大于3%,砂料中可含有少量粒径不大于50mm 的砾石；砂垫层的干密度应大于1．5t/m³，渗透系数应大于1×10^{-2} cm/s。

5.2.14　在预压区边缘应设置排水沟，在预压区内宜设置与砂垫层相连的排水盲沟，排水盲沟的间距不宜大于20m。

5.2.15　砂井的砂料应选用中粗砂，其黏粒含量不应大于3%。

5.2.16　堆载预压处理地基设计的平均固结度不宜低于90%，且应在现场监测的变形速率明显变缓时方可卸载。

II　真 空 预 压

5.2.17　真空预压处理地基应设置排水竖井，其设计应包括下列内容：

1　竖井断面尺寸、间距、排列方式和深度；

2　预压区面积和分块大小；

3　真空预压施工工艺；

4　要求达到的真空度和土层的固结度；

5　真空预压和建筑物荷载下地基的变形计算；

6　真空预压后的地基承载力增长计算。

5.2.18　排水竖井的间距可按本规范第5.2.5条确定。

5.2.19　砂井的砂料应选用中粗砂，其渗透系数应大于1×10^{-2} cm/s。

5.2.20　真空预压竖向排水通道宜穿透软土层，但不应进入下卧透水层。当软土层较厚、且以地基抗滑稳定性控制的工程，竖向排水通道的深度不应小于最危险滑动面下2.0m。对以变形控制的工程，竖井深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定，且宜穿透主要受压土层。

5.2.21　真空预压区边缘应大于建筑物基础轮廓线，每边增加量不得小于3.0m。

5.2.22　真空预压的膜下真空度应稳定地保持在86．7kPa (650mmHg)　以上，且应均匀分布，排水竖井深度范围内土层的平均固结度应大于90%。

5.2.23　对于表层存在良好的透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层，应采取有效措施隔断透气层或透水层。

5.2.24　真空预压固结度和地基强度增长的计算可按本规范第5.2.7条、第5.2.8条和第5.2.11条计算。

5.2.25　真空预压地基最终竖向变形可按本规范第5.2.12条计算。ξ可按当地经验取值，无当地经验时，ξ可取1.0～1.3。

5.2.26　真空预压地基加固面积较大时，宜采取分区加固，每块预压面积应尽可能大且呈方形，分区面积宜为20000m²~40000m²。

5.2.27　真空预压地基加固可根据加固面积的大小、形状和土层结构特点，按每套设备可加固地基1000m²~1500m²　确定设备数量。

5.2.28　真空预压的膜下真空度应符合设计要求，且预压时间不宜低于90d。

III　真空和堆载联合预压

5.2.29　当设计地基预压荷载大于80kPa，且进行真空预压处理地基不能满足设计要求时可采用真空和堆载联合预压地基处理。

5.2.30　堆载体的坡肩线宜与真空预压边线一致。

5.2.31　对于一般软黏土，上部堆载施工宜在真空预压膜下真空度稳定地达到86.7kPa(650mmHg)　且抽真空时间不少于10d后进行。对于高含水量的淤泥类土，上部堆载施工宜在真空预压膜下真空度稳定地达到86.7kPa(650mmHg)　且抽真空20d~30d 后可进行。

5.2.32　当堆载较大时，真空和堆载联合预压应采用分级加载，分级数应根据地基土稳定计算确定。分级加载时，应待前期预压荷载下地基的承载力增长满足下一级荷载下地基的稳定性要求时，方可增加堆载。

5.2.33　真空和堆载联合预压时地基固结度和地基承载力增长可按本规第5.2.7条、5.2.8条和5.2.11条计算。

5.2.34　真空和堆载联合预压最终竖向变形可按本规范第5.2.12条计算，ξ可按当地经验取值，无当地经验时，ξ可取1.0～1.3。

5.3 施　　工

I　堆 载 预 压

5.3.1　塑料排水带的性能指标应符合设计要求，并应在现场妥善保护，防止阳光照射、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状态时的干密度计算，实际灌砂量不得小于计算值的95%。

5.3.3　灌入砂袋中的砂宜用干砂，并应灌制密实。

5.3.4　塑料排水带和袋装砂井施工时，宜配置深度检测设备。

5.3.5　塑料排水带需接长时，应采用滤膜内芯带平搭接的连接方法，搭接长度宜大于200mm。

5.3.6　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。袋装砂井施工所用套管内径应大于砂井直径。

5.3.7　塑料排水带和袋装砂井施工时，平面井距偏差不应大于井径，垂直度允许偏差应为±1.5%，深度应满足设计要求。

5.3.8　塑料排水带和袋装砂井砂袋埋入砂垫层中的长度不应小于500mm。

5.3.9　堆载预压加载过程中，应满足地基承载力和稳定控制要求，并应进行竖向变形、水平位移及孔隙水压力的监测，堆载预压加载速率应满足下列要求：

1　竖井地基最大竖向变形量不应超过15mm/d;

2　天然地基最大竖向变形量不应超过10mm/d;

3　堆载预压边缘处水平位移不应超过5mm/d;

4　根据上述观测资料综合分析、判断地基的承载力和稳定性。

Ⅱ 真 空 预 压

5.3.10 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵，真空泵空抽吸力不应低于95kPa。真空泵的设置应根据地基预压面积、形状、真空泵效率和工程经验确定，每块预压区设置的真空泵不应少于两台。

5.3.11 真空管路设置应符合下列规定：

1 真空管路的连接应密封，真空管路中应设置止回阀和截门；

2 水平向分布滤水管可采用条状、梳齿状及羽毛状等形式，滤水管布置宜形成回路；

3 滤水管应设在砂垫层中，上覆砂层厚度宜为100㎜~200mm;

4 滤水管可采用钢管或塑料管，应外包尼龙纱或土工织物等滤水材料。

5.3.12 密封膜应符合下列规定：

1 密封膜应采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺性能强的不透气材料；

2 密封膜热合时，宜采用双热合缝的平搭接，搭接宽度应大于15mm;

3 密封膜宜铺设三层，膜周边可采用挖沟埋膜，平铺并用黏土覆盖压边、围埝沟内及膜上覆水等方法进行密封。

5.3.13 地基土渗透性强时，应设置黏土密封墙。黏土密封墙宜采用双排搅拌桩，搅拌桩直径不宜小于700mm; 当搅拌桩深度小于15m 时，搭接宽度不宜小于200mm; 当搅拌桩深度大于15m 时，搭接宽度不宜小于300mm; 搅拌桩成桩搅拌应均匀，黏土密封墙的渗透系数应满足设计要求。

Ⅲ 真空和堆载联合预压

5.3.14 采用真空和堆载联合预压时，应先抽真空，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。

5.3.15 堆载前，应在膜上铺设编织布或无纺布等土工编织布保护层。保护层上铺设100mm～300mm 厚砂垫层。

5.3.16 堆载施工时可采用轻型运输工具，不得损坏密封膜。

5.3.17 上部堆载施工时，应监测膜下真空度的变化，发现漏气应及时处理。

5.3.18 堆载加载过程中，应满足地基稳定性设计要求，对竖向变形、边缘水平位移及孔隙水压力的监测应满足下列要求：

1 地基向加固区外的侧移速率不应大于5mm/d;

2 地基竖向变形速率不应大于10mm/d;

3 根据上述观察资料综合分析、判断地基的稳定性。

5.3.19 真空和堆载联合预压除满足本规范第5.3.14条~5.3.18条规定外，尚应符合本规范第5.3节“I 堆载预压”和“Ⅱ真空预压”的规定。

5.4 质 量 检 验

5.4.1 施工过程中，质量检验和监测应包括下列内容：

1 对塑料排水带应进行纵向通水量、复合体抗拉强度、滤膜抗拉强度、滤膜渗透系数和等效孔径等性能指标现场随机抽样测试；

2 对不同来源的砂井和砂垫层砂料，应取样进行颗粒分析和渗透性试验；

3 对以地基抗滑稳定性控制的工程，应在预压区内预留孔位，在加载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土进行室内土工试验；加固前的地基土检测，应在打设塑料排水带之前进行；

4 对预压工程，应进行地基竖向变形、侧向位移和孔隙水压力等监测；

5 真空预压、真空和堆载联合预压工程，除应进行地基变形、孔隙水压力监测外，尚应进行膜下真空度和地下水位监测。

5.4.2 预压地基竣工验收检验应符合下列规定：

1　排水竖井处理深度范围内和竖井底面以下受压土层，经预压所完成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试验和室内土工试验。

5.4.3　原位试验可采用十字板剪切试验或静力触探，检验深度不应小于设计处理深度。原位试验和室内土工试验，应在卸载3d～5d 后进行。检验数量按每个处理分区不少于6点进行检测，对于堆载斜坡处应增加检验数量。

5.4.4　预压处理后的地基承载力应按本规范附录A 确定。检验数量按每个处理分区不应少于3点进行检测。

6 压实地基和夯实地基

6.1 一 般 规 定

6.1.1 压实地基适用于处理大面积填土地基。浅层软弱地基以及局部不均匀地基的换填处理应符合本规范第4章的有关规定。

6.1.2 夯实地基可分为强夯和强夯置换处理地基。强夯处理地基适用于碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基；强夯置换适用于高饱和度的粉土与软塑～流塑的黏性土地基上对变形要求不严格的工程。

6.1.3 压实和夯实处理后的地基承载力应按本规范附录A确定。

6.2 压 实 地 基

6.2.1 压实地基处理应符合下列规定：

1 地下水位以上填土，可采用碾压法和振动压实法，非黏性土或黏粒含量少、透水性较好的松散填土地基宜采用振动压实法。

2 压实地基的设计和施工方法的选择，应根据建筑物体型、结构与荷载特点、场地土层条件、变形要求及填料等因素确定。对大型、重要或场地地层条件复杂的工程，在正式施工前，应通过现场试验确定地基处理效果。

3 以压实填土作为建筑地基持力层时，应根据建筑结构类型、填料性能和现场条件等，对拟压实的填土提出质量要求。未经检验，且不符合质量要求的压实填土，不得作为建筑地基持力层。

4 对大面积填土的设计和施工，应验算并采取有效措施确保大面积填土自身稳定性、填土下原地基的稳定性、承载力和变

形满足设计要求；应评估对邻近建筑物及重要市政设施、地下管线等的变形和稳定的影响；施工过程中，应对大面积填土和邻近建筑物、重要市政设施、地下管线等进行变形监测。

6.2.2 压实填土地基的设计应符合下列规定：

1 压实填土的填料可选用粉质黏土、灰土、粉煤灰、级配良好的砂土或碎石土，以及质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和无放射性危害的工业废料等，并应满足下列要求：

1) 以碎石土作填料时，其最大粒径不宜大于100mm;

2) 以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量，可采用击实试验确定；

3) 不得使用淤泥、耕土、冻土、膨胀土以及有机质含量大于5%的土料；

4) 采用振动压实法时，宜降低地下水位到振实面下600mm。

2 碾压法和振动压实法施工时，应根据压实机械的压实性能，地基土性质、密实度、压实系数和施工含水量等，并结合现场试验确定碾压分层厚度、碾压遍数、碾压范围和有效加固深度等施工参数。初步设计可按表6.2.2-1选用。

表6.2.2-1 填土每层铺填厚度及压实遍数

施工设备	每层铺填厚度(mm)	每层压实遍数
平碾(8t～12t)	200～300	6～8
羊足碾(5t～16t)	200～350	8～16
振动碾(8t～15t)	500～1200	6～8
冲击碾压(冲击势能15kJ~25kJ)	600～1500	20～40

3 对已经回填完成且回填厚度超过表6.2.2-1中的铺填厚度，或粒径超过100mm 的填料含量超过50%的填土地基，应采用较高性能的压实设备或采用夯实法进行加固。

4 压实填土的质量以压实系数λ。控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表6.2.2-2的要求确定。

表6.2.2-2压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数λe	控制含水量(%)
砌体承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围以内	≥0.97	To±2
	在地基主要受力层范围以下	≥0.95	
排架结构	在地基主要受力层范围以内	≥0.96	
	在地基主要受力层范围以下	≥0.94	

注：地坪垫层以下及基础底面标高以上的压实填土，压实系数不应小于0.94。

5　压实填土的最大干密度和最优含水量，宜采用击实试验确定，当无试验资料时，最大干密度可按下式计算：

$$\rho_{dmax} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 w_{op} d_s} \qquad (6.2.2)$$

式中：Pinax--—分层压实填土的最大干密度 (t/m³);

η———经验系数，粉质黏土取0.96,粉土取0.97;

Pw——水的密度 (t/m³);

d—— 土粒相对密度(比重) (t/m³);

Wop---—填料的最优含水量 (%)。

当填料为碎石或卵石时，其最大干密度可取2．1t/m³~2.2t/m³。

6　设置在斜坡上的压实填土，应验算其稳定性。当天然地面坡度大于20%时，应采取防止压实填土可能沿坡面滑动的措施，并应避免雨水沿斜坡排泄。当压实填土阻碍原地表水畅通排泄时，应根据地形修筑雨水截水沟，或设置其他排水设施。设置在压实填土区的上、下水管道，应采取严格防渗、防漏措施。

7　压实填土的边坡坡度允许值，应根据其厚度、填料性质等因素，按照填土自身稳定性、填土下原地基的稳定性的验算结果确定，初步设计时可按表6.2.2-3的数值确定。

8　冲击碾压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处理；其冲击设备、分层填料的虚铺厚度、分层压实的遍数等的设计应根据土质条件、工期要求等因素综合

确定，其有效加固深度宜为3.0m～4.0m，施工前应进行试验段施工，确定施工参数。

表6.2.2-3 压实填土的边坡坡度允许值

填土类型	边坡坡度允许值(高宽比)		压实系数(λe)
	坡高在8m以内	坡高为8m~15m	
碎石、卵石	1:1.50～1:1.25	1:1.75～1:1.50	0.94～0.97
砂夹石(碎石卵石占全重30%～50%)	1:1.50～1:1.25	1:1.75～1:1.50	
土夹石(碎石卵石占全重30%~50%)	1:1.50～1:1.25	1:2.00～1:1.50	
粉质黏土，黏粒含量pe≥10%的粉土	1:1.75～1:1.50	1:2.25～1:1.75	

注：当压实填土厚度H大于15m时，可设计成台阶或者采用土工格栅加筋等措施，验算满足稳定性要求后进行压实填土的施工。

9 压实填土地基承载力特征值，应根据现场静载荷试验确定，或可通过动力触探、静力触探等试验，并结合静载荷试验结果确定；其下卧层顶面的承载力应满足本规范式(4.2.2-1)、式(4.2.2-2)和式(4.2.2-3)的要求。

10 压实填土地基的变形，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定计算，压缩模量应通过处理后地基的原位测试或土工试验确定。

6.2.3 压实填土地基的施工应符合下列规定：

1 应根据使用要求、邻近结构类型和地质条件确定允许加载量和范围，并按设计要求均衡分步施加，避免大量快速集中填土。

2 填料前，应清除填土层底面以下的耕土、植被或软弱土层等。

3 压实填土施工过程中，应采取防雨、防冻措施，防止填料(粉质黏土、粉土)受雨水淋湿或冻结。

4 基槽内压实时，应先压实基槽两边，再压实中间。

5　冲击碾压法施工的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他措施压实；施工时，地下水位应降低到碾压面以下1.5m。

6　性质不同的填料，应采取水平分层、分段填筑，并分层压实；同一水平层，应采用同一填料，不得混合填筑；填方分段施工时，接头部位如不能交替填筑，应按1:1坡度分层留台阶；如能交替填筑，则应分层相互交替搭接，搭接长度不小于2m；压实填土的施工缝，各层应错开搭接，在施工缝的搭接处，应适当增加压实遍数；边角及转弯区域应采取其他措施压实，以达到设计标准。

7　压实地基施工场地附近有对振动和噪声环境控制要求时，应合理安排施工工序和时间，减少噪声与振动对环境的影响，或采取挖减振沟等减振和隔振措施，并进行振动和噪声监测。

8　施工过程中，应避免扰动填土下卧的淤泥或淤泥质土层。压实填土施工结束检验合格后，应及时进行基础施工。

6.2.4　压实填土地基的质量检验应符合下列规定：

1　在施工过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量；每50m²~100m²面积内应设不少于1个检测点，每一个独立基础下，检测点不少于1个点，条形基础每20延米设检测点不少于1个点，压实系数不得低于本规范表6.2.2-2的规定；采用灌水法或灌砂法检测的碎石土干密度不得低于2.0t/m³。

2　有地区经验时，可采用动力触探、静力触探、标准贯入等原位试验，并结合干密度试验的对比结果进行质量检验。

3　冲击碾压法施工宜分层进行变形量、压实系数等土的物理力学指标监测和检测。

4　地基承载力验收检验，可通过静载荷试验并结合动力触探、静力触探、标准贯入等试验结果综合判定。每个单体工程静载荷试验不应少于3点，大型工程可按单体工程的数量或面积确定检验点数。

6.2.5　压实地基的施工质量检验应分层进行。每完成一道工序，应按设计要求进行验收，未经验收或验收不合格时，不得进行下一道工序施工。

6.3　夯 实 地 基

6.3.1　夯实地基处理应符合下列规定：

1　强夯和强夯置换施工前，应在施工现场有代表性的场地选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。每个试验区面积不宜小于20m×20m，　试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。

2　场地地下水位高，影响施工或夯实效果时，应采取降水或其他技术措施进行处理。

6.3.2　强夯置换处理地基，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

6.3.3　强夯处理地基的设计应符合下列规定：

1　强夯的有效加固深度，应根据现场试夯或地区经验确定。在缺少试验资料或经验时，可按表6．3．3-1进行预估。

表6.3.3-1　强夯的有效加固深度（m）

单击夯击能E(kN ·m)	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粉质黏土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	4.0～5.0	3.0～4.0
2000	5.0～6.0	4.0～5.0
3000	6.0～7.0	5.0～6.0
4000	7.0～8.0	6.0～7.0
5000	8.0～8.5	7.0～7.5
6000	8.5～9.0	7.5～8.0
8000	9.0～9.5	8.0～8.5
10000	9.5～10.0	8.5～9.0
12000	10.0～11.0	9.0～10.0

注：强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起；单击夯击能E大于12000kN·m时，强夯的有效加固深度应通过试验确定。

2　夯点的夯击次数，应根据现场试夯的夯击次数和夯沉量

关系曲线确定，并应同时满足下列条件：

1)最后两击的平均夯沉量，宜满足表6.3.3-2的要求，当单击夯击能 E 大于12000kN·m 时，应通过试验确定；

表6.3.3-2 强夯法最后两击平均夯沉量（mm)

单击夯击能E(kN·m)	最后两击平均夯沉量不大于(mm)
E<4000	50
4000≤E<6000	100
6000≤E<8000	150
8000≤E<12000	200

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。

3 夯击遍数应根据地基土的性质确定，可采用点夯(2～4)遍，对于渗透性较差的细颗粒土，应适当增加夯击遍数；最后以低能量满夯2遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接。

4 两遍夯击之间，应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的黏性土地基，间隔时间不应少于(2～3)周；对于渗透性好的地基可连续夯击。

5 夯击点位置可根据基础底面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的(2.5～3.5)倍，第二遍夯击点应位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。

6 强夯处理范围应大于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2～2/3,且不应小于3m; 对可液化地基，基础边缘的处理宽度，不应小于5m; 对湿陷性黄土地基，应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规

范》GB 50025的有关规定。

7 根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯。应根据不同土质条件，待试夯结束一周至数周后，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强夯参数。

8 根据基础埋深和试夯时所测得的夯沉量，确定起夯面标高、夯坑回填方式和夯后标高。

9 强夯地基承载力特征值应通过现场静载荷试验确定。

10 强夯地基变形计算，应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定。夯后有效加固深度内土的压缩模量，应通过原位测试或土工试验确定。

6.3.4 强夯处理地基的施工，应符合下列规定：

1 强夯夯锤质量宜为10t～60t, 其底面形式宜采用圆形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值宜为25kPa~80kPa, 单击夯击能高时，取高值，单击夯击能低时，取低值，对于细颗粒土宜取低值。锤的底面宜对称设置若干个上下贯通的排气孔，孔径宜为300mm～400mm。

2 强夯法施工，应按下列步骤进行：

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，夯锤置于夯点位置；

4) 测量夯前锤顶高程；

5) 将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，夯锤脱钩自由下落，放下吊钩，测量锤顶高程；若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时，应及时将坑底整平；

6) 重复步骤5)，按设计规定的夯击次数及控制标准，完成一个夯点的夯击；当夯坑过深，出现提锤困难，但无明显隆起，而尚未达到控制标准时，宜将夯坑回填至与坑顶齐平后，继续夯击；

7) 换夯点，重复步骤3)～6)，完成第一遍全部夯点的

夯 击；

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；最后，采用低能量满夯，将场地表层松土夯实，并测量夯后场地高程。

6.3.5 强夯置换处理地基的设计，应符合下列规定：

1 强夯置换墩的深度应由土质条件决定。除厚层饱和粉土外，应穿透软土层，到达较硬土层上，深度不宜超过10m。

2 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定。

3 墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、工业废渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料，且粒径大于300mm 的颗粒含量不宜超过30%。

4 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定，并应满足下列条 件：

1) 墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；

2) 累计夯沉量为设计墩长的(1.5～2.0)倍；

3) 最后两击的平均夯沉量可按表6.3.3-2确定。

5 墩位布置宜采用等边三角形或正方形。对独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度作相应布置。

6 墩间距应根据荷载大小和原状土的承载力选定，当满堂布置时，可取夯锤直径的(2～3)倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的(1.5～2.0)倍。墩的计算直径可取夯锤直径的(1.1～1.2)倍。

7 强夯置换处理范围应符合本规范第6.3.3条第6款的规 定 。

8 墩顶应铺设一层厚度不小于500mm 的压实垫层，垫层材料宜与墩体材料相同，粒径不宜大于100mm。

9 强夯置换设计时，应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

10 强夯置换地基处理试验方案的确定，应符合本规范第6.3.3条第7款的规定。除应进行现场静载荷试验和变形模量检

测外，尚应采用超重型或重型动力触探等方法，检查置换墩着底情况，以及地基土的承载力与密度随深度的变化。

11　软黏性土中强夯置换地基承载力特征值应通过现场单墩静载荷试验确定；对于饱和粉土地基，当处理后形成2.0m 以上厚度的硬层时，其承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定。

12　强夯置换地基的变形宜按单墩静载荷试验确定的变形模量计算加固区的地基变形，对墩下地基土的变形可按置换墩材料的压力扩散角计算传至墩下土层的附加应力，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB　50007的有关规定计算确定；对饱和粉土地基，当处理后形成2.0m　以上厚度的硬层时，可按本规范第7. 1.7条的规定确定。

6.3.6　强夯置换处理地基的施工应符合下列规定：

1　强夯置换夯锤底面宜采用圆形，夯锤底静接地压力值宜大于80 kPa。

2　强夯置换施工应按下列步骤进行：

1) 清理并平整施工场地，当表层土松软时，可铺设1.0m～2.0m　厚的砂石垫层；

2) 标出夯点位置，并测量场地高程；

3)起重机就位，夯锤置于夯点位置；

4)测量夯前锤顶高程；

5)夯击并逐击记录夯坑深度；当夯坑过深，起锤困难时，应停夯，向夯坑内填料直至与坑顶齐平，记录填料数量；工序重复，直至满足设计的夯击次数及质量控制标准，完成一个墩体的夯击；当夯点周围软土挤出，影响施工时，应随时清理，并宜在夯点周围铺垫碎石后，继续施工；

6)按照“由内而外、隔行跳打”的原则，完成全部夯点的施工；

7)推平场地，采用低能量满夯，将场地表层松土夯实，

并测量夯后场地高程；

8) 铺设垫层，分层碾压密实。

6.3.7　夯实地基宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机，夯锤的质量不应超过起重机械额定起重质量。履带式起重机应在臂杆端部设置辅助门架或采取其他安全措施，防止起落锤时，机架倾覆。

6.3.8　当场地表层土软弱或地下水位较高，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的砂石材料的施工措施。施工前，宜将地下水位降低至坑底面以下2m。施工时，坑内或场地积水应及时排除。对细颗粒土，尚应采取晾晒等措施降低含水量。当地基土的含水量低，影响处理效果时，宜采取增湿措施。

6.3.9　施工前，应查明施工影响范围内地下构筑物和地下管线的位置，并采取必要的保护措施。

6.3.10　当强夯施工所引起的振动和侧向挤压对邻近建构筑物产生不利影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.3.11　施工过程中的监测应符合下列规定：

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、每击的夯沉量、最后两击的平均夯沉量和总夯沉量、夯点施工起止时间。对强夯置换施工，尚应检查置换深度。

4　施工过程中，应对各项施工参数及施工情况进行详细记录。

6.3.12　夯实地基施工结束后，应根据地基土的性质及所采用的施工工艺，待土层休止期结束后，方可进行基础施工。

6.3.13　强**夯处理后的地基竣工验收，承载力检验应根据静载荷试验、其他原位测试和室内土工试验等方法综合确定。强夯置换**

后的地基竣工验收，除应采用单墩静载荷试验进行承载力检验外，尚应采用动力触探等查明置换墩着底情况及密度随深度的变化情况。

6.3.14　夯实地基的质量检验应符合下列规定：

1　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措施。

2　强夯处理后的地基承载力检验，应在施工结束后间隔一定时间进行，对于碎石土和砂土地基，间隔时间宜为(7～14)d；粉土和黏性土地基，间隔时间宜为(14～28)d；强夯置换地基，间隔时间宜为28d。

3　强夯地基均匀性检验，可采用动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试，以及室内土工试验。检验点的数量，可根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑物，按每400m² 不少于1个检测点，且不少于3点；对于复杂场地或重要建筑地基，每300m² 不少于1个检验点，且不少于3点。强夯置换地基，可采用超重型或重型动力触探试验等方法，检查置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化，检验数量不应少于墩点数的3%，且不少于3点。

4　强夯地基承载力检验的数量，应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定，对于简单场地上的一般建筑，每个建筑地基载荷试验检验点不应少于3点；对于复杂场地或重要建筑地基应增加检验点数。检测结果的评价，应考虑夯点和夯间位置的差异。强夯置换地基单墩载荷试验数量不应少于墩点数的1%，且不少于3点；对饱和粉土地基，当处理后墩间土能形成2.0m 以上厚度的硬层时，其地基承载力可通过现场单墩复合地基静载荷试验确定，检验数量不应少于墩点数的1%，且每个建筑载荷试验检验点不应少于3点。

3ebnh1

7 复 合 地 基

7.1 一 般 规 定

7.1.1 复合地基设计前，应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，以确定设计参数和处理效果。

7.1.2 对散体材料复合地基增强体应进行密实度检验；对有粘结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

7.1.3 复合地基承载力的验收检验应采用复合地基静载荷试验，对有粘结强度的复合地基增强体尚应进行单桩静载荷试验。

7.1.4 复合地基增强体单桩的桩位施工允许偏差：对条形基础的边桩沿轴线方向应为桩径的±1/4,沿垂直轴线方向应为桩径的±1/6,其他情况桩位的施工允许偏差应为桩径的±40%;桩身的垂直度允许偏差应为±1%。

7.1.5 复合地基承载力特征值应通过复合地基静载荷试验或采用增强体静载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定，初步设计时，可按下列公式估算：

1 对散体材料增强体复合地基应按下式计算：

$$fsnk=[1+m(n—1)]fk \qquad (7.1.5-1)$$

式中：fk—— 复合地基承载力特征值 (kPa);

fk — 处理后桩间土承载力特征值 (kPa), 可按地区经验确定；

n-- 复合地基桩土应力比，可按地区经验确定；

m- 面积置换率，m=d ²/d2;d 为桩身平均直径(m),d. 为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de=1.05s, 正方形布桩d.=1.13s, 矩形布桩de=1.13√S1S2,s、Si、S2 分别为桩间距、纵向桩间距和横向桩间距。

2　对有粘结强度增强体复合地基应按下式计算：

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m) f_{sk} \qquad (7.1.5\text{-}2)$$

式中：λ　—单桩承载力发挥系数，可按地区经验取值；

R---　单桩竖向承载力特征值 (kN);

Ap-——桩的截面积 (m²);

β ——桩间土承载力发挥系数，可按地区经验取值。

3　增强体单桩竖向承载力特征值可按下式估算：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} l_{pi} + \alpha_p q_p A_p \qquad (7.1.5\text{-}3)$$

式中：up——桩的周长 (m);

Qs;———桩周第i层土的侧阻力特征值(kPa)，可按地区经验确定；

lpi—　桩长范围内第i层土的厚度(m)；

a　-----桩端端阻力发挥系数，应按地区经验确定；

9p--　桩端端阻力特征值 (kPa)，　可按地区经验确定；对于水泥搅拌桩、旋喷桩应取未经修正的桩端地基土承载力特征值。

7.1.6　有粘结强度复合地基增强体桩身强度应满足式(7.1.6-1)的要求。当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度应满足式(7.1.6-2)的要求。

$$f_{cu} \geqslant 4 \frac{\lambda R_a}{A_p} \qquad (7.1.6\text{-}1)$$

$$f_{cu} \geqslant 4 \frac{\lambda R_a}{A_p}\left[1 + \frac{\gamma_m (d-0.5)}{f_{spa}}\right] \qquad (7.1.6\text{-}2)$$

式中：fcu—　桩体试块(边长150mm 立方体)标准养护28d 的立方体抗压强度平均值 (kPa)，　对水泥土搅拌桩应符合本规范第7.3.3条的规定；

Ym---　基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m³)，　地下水位以下取有效重度；

d——　基础埋置深度 (m);

fspa-----深度修正后的复合地基承载力特征值（kPa）。

7.1.7　复合地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB50007 的有关规定，地基变形计算深度应大于复合土层的深度。复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的ζ倍，ζ值可按下式确定：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{7.1.7}$$

式中：fak--—— 基础底面下天然地基承载力特征值 (kPa)。

7.1.8　复合地基的沉降计算经验系数ψ可根据地区沉降观测资料统计值确定，无经验取值时，可采用表7.1.8的数值。

表7．1．8　沉降计算经验系数ψs

E.（MPa）	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψs	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

注：Es 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按下式计算：

$$\overline{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} A_i + \sum_{j=1}^{m} A_j}{\sum_{i=1}^{n} \frac{A_i}{E_{spi}} + \sum_{j=1}^{m} \frac{A_j}{E_{sj}}} \tag{7.1.8}$$

式中：A;——加固土层第i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

A;___加固土层下第j层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

7.1.9　处理后的复合地基承载力，应按本规范附录 B 的方法确定；复合地基增强体的单桩承载力，应按本规范附录 C 的方法确定。

7.2　振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基

7.2.1　振冲碎石桩、沉管砂石桩复合地基处理应符合下列规定：

1　适用于挤密处理松散砂土、粉土、粉质黏土、素填土、杂填土等地基，以及用于处理可液化地基。饱和黏土地基，如对变形控制不严格，可采用砂石桩置换处理。

2　对大型的、重要的或场地地层复杂的工程，以及对于处理不排水抗剪强度不小于20kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，

应在施工前通过现场试验确定其适用性。

3　不加填料振冲挤密法适用于处理黏粒含量不大于10%的中砂、粗砂地基，在初步设计阶段宜进行现场工艺试验，确定不加填料振密的可行性，确定孔距、振密电流值、振冲水压力、振后砂层的物理力学指标等施工参数；30kW 振冲器振密深度不宜超过7m,75kW 振冲器振密深度不宜超过15m。

7.2.2　振冲碎石桩、沉管砂石桩复合地基设计应符合下列规定：

1　地基处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，宜在基础外缘扩大(1～3)排桩。对可液化地基，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的1/2,且不应小于5m。

2　桩位布置，对大面积满堂基础和独立基础，可采用三角形、正方形、矩形布桩；对条形基础，可沿基础轴线采用单排布桩或对称轴线多排布桩。

3　桩径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定，桩的平均直径可按每根桩所用填料量计算。振冲碎石桩桩径宜为800mm～1200mm;　沉管砂石桩桩径宜为300mm～800mm。

4　桩间距应通过现场试验确定，并应符合下列规定：

1)振冲碎石桩的桩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;　不加填料振冲挤密孔距可为2m～3m;

2)沉管砂石桩的桩间距，不宜大于砂石桩直径的4.5倍；初步设计时，对松散粉土和砂土地基，应根据挤密后要求达到的孔隙比确定，可按下列公式估算：

等边三角形布置

$$s = 0.95\xi d\sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \qquad (7.2.2\text{-}1)$$

正方形布置

$$s = 0.89\xi d\sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \qquad (7.2.2\text{-}2)$$

$$e1=emax—D_1(emax\ -emin) \qquad (7.2.2\text{-}3)$$

式中： s—— 砂石桩间距 (m);

d—— 砂石桩直径 (m);

--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;

eo---- 地基处理前砂土的孔隙比，可按原状土样试验确定，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；

emax、emin-----砂土的最大、最小孔隙比，可按现行国家标准《土工试验方法标准》 GB/T 50123 的有关规定确定；

D_1—— 地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取0.70～0.85。

5 桩长可根据工程要求和工程地质条件，通过计算确定并应符合下列规定：

1)当相对硬土层埋深较浅时，可按相对硬层埋深确定；

2)当相对硬土层埋深较大时，应按建筑物地基变形允许值确定；

3)对按稳定性控制的工程，桩长应不小于最危险滑动面以下2.0m 的深度；

4)对可液化的地基，桩长应按要求处理液化的深度确定；

5)桩长不宜小于4m。

6 振冲桩桩体材料可采用含泥量不大于5%的碎石、卵石、矿渣或其他性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料。对30kW 振冲器，填料粒径宜为20mm～80mm; 对55kW 振冲器，填料粒径宜为30mm～100mm; 对75kW 振冲器，填料粒径宜为

40mm～150mm。沉管桩桩体材料可用含泥量不大于5%的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑等硬质材料，最大粒径不宜大于50mm。

7　桩顶和基础之间宜铺设厚度为300mm～500mm 的垫层，垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于30mm, 其夯填度(夯实后的厚度与虚铺厚度的比值)不应大于0.9。

8　复合地基的承载力初步设计可按本规范(7. 1.5-1)式估算，处理后桩间土承载力特征值，可按地区经验确定，如无经验时，对于一般黏性土地基，可取天然地基承载力特征值，松散的砂土、粉土可取原天然地基承载力特征值的(1.2～1.5)倍；复合地基桩土应力比n, 宜采用实测值确定，如无实测资料时，对于黏性土可取2.0～4.0,对于砂土、粉土可取1.5～3.0。

9　复合地基变形计算应符合本规范第7.1.7条和第7.1.8条的规定。

10　对处理堆载场地地基，应进行稳定性验算。

7.2.3　振冲碎石桩施工应符合下列规定：

1　振冲施工可根据设计荷载的大小、原土强度的高低、设计桩长等条件选用不同功率的振冲器。施工前应在现场进行试验，以确定水压、振密电流和留振时间等各种施工参数。

2　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。

3　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；

3)启动供水泵和振冲器，水压宜为200kPa～600kPa, 水量宜为200L/min～400L/min, 将振冲器徐徐沉入土中，造孔速度宜为0.5m/min～2.0m/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，开始填料制桩；

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500mm; 将振冲器沉入填料中进行振密制桩，当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300mm～500mm;

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；

7)关闭振冲器和水泵。

4 施工现场应事先开设泥水排放系统，或组织好运浆车辆将泥浆运至预先安排的存放地点，应设置沉淀池，重复使用上部清水。

5 桩体施工完毕后，应将顶部预留的松散桩体挖除，铺设垫层并压实。

6 不加填料振冲加密宜采用大功率振冲器，造孔速度宜为8m/min～10m/min, 到达设计深度后，宜将射水量减至最小，留振至密实电流达到规定时，上提0.5m, 逐段振密直至孔口，每米振密时间约1min。在粗砂中施工，如遇下沉困难，可在振冲器两侧增焊辅助水管，加大造孔水量，降低造孔水压。

7 振密孔施工顺序，宜沿直线逐点逐行进行。

7.2.4 沉管砂石桩施工应符合下列规定：

1 砂石桩施工可采用振动沉管、锤击沉管或冲击成孔等成桩法。当用于消除粉细砂及粉土液化时，宜用振动沉管成桩法。

2 施工前应进行成桩工艺和成桩挤密试验。当成桩质量不能满足设计要求时，应调整施工参数后，重新进行试验或设计。

3 振动沉管成桩法施工，应根据沉管和挤密情况，控制填砂石量、提升高度和速度、挤压次数和时间、电机的工作电

流等 。

4　施工中应选用能顺利出料和有效挤压桩孔内砂石料的桩尖结构。当采用活瓣桩靴时，对砂土和粉土地基宜选用尖锥形；一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖。

5　锤击沉管成桩法施工可采用单管法或双管法。锤击法挤密应根据锤击能量，控制分段的填砂石量和成桩的长度。

6　砂石桩桩孔内材料填料量，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确定，充盈系数可取1.2～1.4。

7　砂石桩的施工顺序：对砂土地基宜从外围或两侧向中间进行。

8　施工时桩位偏差不应大于套管外径的30%,套管垂直度允许偏差应为±1%。

9　砂石桩施工后，应将表层的松散层挖除或夯压密实，随后铺设并压实砂石垫层。

7.2.5　振冲碎石桩、沉管砂石桩复合地基的质量检验应符合下列规定：

1　检查各项施工记录，如有遗漏或不符合要求的桩，应补桩或采取其他有效的补救措施。

2　施工后，应间隔一定时间方可进行质量检验。对粉质黏土地基不宜少于21d, 对粉土地基不宜少于14d, 对砂土和杂填土地基不宜少于7d。

3　施工质量的检验，对桩体可采用重型动力触探试验；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；对消除液化的地基检验应采用标准贯入试验。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检验深度不应小于处理地基深度，检测数量不应少于桩孔总数的2%。

7.2.6　竣工验收时，地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验，试验数量不应少于总桩数的1%,且每个单体建筑不应少于3点。

7.3 水泥土搅拌桩复合地基

7.3.1 水泥土搅拌桩复合地基处理应符合下列规定：

1 适用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、素填土、黏性土(软塑、可塑)、粉土(稍密、中密)、粉细砂(松散、中密)、中粗砂(松散、稍密)、饱和黄土等土层。不适用于含大孤石或障碍物较多且不易清除的杂填土、欠固结的淤泥和淤泥质土、硬塑及坚硬的黏性土、密实的砂类土，以及地下水渗流影响成桩质量的土层。当地基土的天然含水量小于30%(黄土含水量小于25%)时不宜采用粉体搅拌法。冬期施工时，应考虑负温对处理地基效果的影响。

2 水泥土搅拌桩的施工工艺分为浆液搅拌法(以下简称湿法)和粉体搅拌法(以下简称干法)。可采用单轴、双轴、多轴搅拌或连续成槽搅拌形成柱状、壁状、格栅状或块状水泥土加固体。

3 对采用水泥土搅拌桩处理地基，除应按现行国家标准《岩土工程勘察规范》GB 50021要求进行岩土工程详细勘察外，尚应查明拟处理地基土层的pH 值、塑性指数、有机质含量、地下障碍物及软土分布情况、地下水位及其运动规律等。

4 设计前，应进行处理地基土的室内配比试验。针对现场拟处理地基土层的性质，选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供不同龄期、不同配比的强度参数。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。

5 增强体的水泥掺量不应小于12%,块状加固时水泥掺量不应小于加固天然土质量的7%;湿法的水泥浆水灰比可取0.5~0.6。

6 水泥土搅拌桩复合地基宜在基础和桩之间设置褥垫层，厚度可取200mm～300mm。褥垫层材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于20mm。褥垫层的夯填度不应大于0.9。

7.3.2　水泥土搅拌桩用于处理泥炭土、有机质土、 pH 值小于4**的酸性土、塑性指数大于25的黏土，或在腐蚀性环境中以及无工程经验的地区使用时，必须通过现场和室内试验确定其适用性。**

7.3.3　水泥土搅拌桩复合地基设计应符合下列规定：

1　搅拌桩的长度，应根据上部结构对地基承载力和变形的要求确定，并应穿透软弱土层到达地基承载力相对较高的土层；当设置的搅拌桩同时为提高地基稳定性时，其桩长应超过危险滑弧以下不少于2.0m； 干法的加固深度不宜大于15m， 湿法加固深度不宜大于20m。

2　复合地基的承载力特征值，应通过现场单桩或多桩复合地基静载荷试验确定。初步设计时可按本规范式(7.1.5-2)估算，处理后桩间土承载力特征值 fsk(kPa) 可取天然地基承载力特征值；桩间土承载力发挥系数β,对淤泥、淤泥质土和流塑状软土等处理土层，可取0.1～0.4,对其他土层可取0.4～0.8;单桩承载力发挥系数λ可取1.0。

3　单桩承载力特征值，应通过现场静载荷试验确定。初步设计时可按本规范式(7.1.5-3)估算，桩端端阻力发挥系数可取0.4～0.6;桩端端阻力特征值，可取桩端土未修正的地基承载力特征值，并应满足式(7.3.3)的要求，应使由桩身材料强度确定的单桩承载力不小于由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力。

$$Ra=nf\quad uAp \tag{7.3.3}$$

式中：fcu—— 与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块，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平均值 (kPa);

η——桩身强度折减系数，干法可取0.20～0.25;湿法可取0.25。

4　桩长超过10m 时，可采用固化剂变掺量设计。在全长桩身水泥总掺量不变的前提下，桩身上部1/3桩长范围内，可适当

增加水泥掺量及搅拌次数。

5　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形式。独立基础下的桩数不宜少于4根。

6　当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

7　复合地基的变形计算应符合本规范第7．1．7条和第7.1.8条的规定。

7.3.4　用于建筑物地基处理的水泥土搅拌桩施工设备，其湿法施工配备注浆泵的额定压力不宜小于5.0MPa; 干法施工的最大送粉压力不应小于0.5MPa。

7.3.5　水泥土搅拌桩施工应符合下列规定：

1　水泥土搅拌桩施工现场施工前应予以平整，清除地上和地下的障碍物。

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3根，多轴搅拌施工不得少于3组。应对工艺试桩的质量进行检验，确定施工参数。

3　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，干法搅拌时钻头每转一圈的提升(或下沉)量宜为10㎜～15㎜,　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。

4　搅拌桩施工时，停浆(灰)面应高于桩顶设计标高500mm。在开挖基坑时，应将桩顶以上土层及桩顶施工质量较差的桩段，采用人工挖除。

5　施工中，应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直，搅拌桩的垂直度允许偏差和桩位偏差应满足本规范第7.1.4条的规定；成桩直径和桩长不得小于设计值。

6　水泥土搅拌桩施工应包括下列主要步骤：

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(或粉)，边搅拌提升直至预定的停浆(或灰)面；

4)重复搅拌下沉至设计加固深度；

5)根据设计要求，喷浆(或粉)或仅搅拌提升直至预定的停浆(或灰)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，确保全桩长上下至少再重复搅拌一次。

对地基土进行干法咬合加固时，如复搅困难，可采用慢速搅拌，保证搅拌的均匀性。

7　水泥土搅拌湿法施工应符合下列规定：

1)施工前，应确定灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数，并应根据设计要求，通过工艺性成桩试验确定施工工艺；

2)施工中所使用的水泥应过筛，制备好的浆液不得离析，泵送浆应连续进行。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应记录；喷浆量及搅拌深度应采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录；

3)搅拌机喷浆提升的速度和次数应符合施工工艺要求，并设专人进行记录；

4)当水泥浆液到达出浆口后，应喷浆搅拌30s，在水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头；

5)搅拌机预搅下沉时，不宜冲水，当遇到硬土层下沉太慢时，可适量冲水；

6)施工过程中，如因故停浆，应将搅拌头下沉至停浆点以下0.5m 处，待恢复供浆时，再喷浆搅拌提升；若停机超过3h，宜先拆卸输浆管路，并妥加清洗；

7)壁状加固时，相邻桩的施工时间间隔不宜超过12h。

8 水泥土搅拌干法施工应符合下列规定：

1) 喷粉施工前，应检查搅拌机械、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;

2)搅拌头每旋转一周，提升高度不得超过15mm;

3)搅拌头的直径应定期复核检查，其磨耗量不得大于10mm;

4)当搅拌头到达设计桩底以上1.5m 时，应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；

5)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。

7.3.6 水泥土搅拌桩干法施工机械必须配置经国家计量部门确认的具有能瞬时检测并记录出粉体计量装置及搅拌深度自动记录仪 。

7.3.7 水泥土搅拌桩复合地基质量检验应符合下列规定：

1 施工过程中应随时检查施工记录和计量记录。

2 水泥土搅拌桩的施工质量检验可采用下列方法：

1) 成桩3d 内，采用轻型动力触探 ($N1_0$) 检查上部桩身的均匀性，检验数量为施工总桩数的1%,且不少于3 根 ；

2)成桩7d 后，采用浅部开挖桩头进行检查，开挖深度宜超过停浆(灰)面下0.5m, 检查搅拌的均匀性，量测成桩直径，检查数量不少于总桩数的5%。

3 静载荷试验宜在成桩28d 后进行。水泥土搅拌桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，验收检验数量不少于总桩数的1%,复合地基静载荷试验数量不少于3台(多轴搅拌为3组)。

4 对变形有严格要求的工程，应在成桩28d 后，采用双管

单动取样器钻取芯样作水泥土抗压强度检验，检验数量为施工总桩数的0.5%,且不少于6点。

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

7.4 旋喷桩复合地基

7.4.1 旋喷桩复合地基处理应符合下列规定：

1 适用于处理淤泥、淤泥质土、黏性土(流塑、软塑和可塑)、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基。对土中含有较多的大直径块石、大量植物根茎和高含量的有机质，以及地下水流速较大的工程，应根据现场试验结果确定其适应性。

2 旋喷桩施工，应根据工程需要和土质条件选用单管法、双管法和三管法；旋喷桩加固体形状可分为柱状、壁状、条状或块状 。

3 在制定旋喷桩方案时，应搜集邻近建筑物和周边地下埋设物等资料。

4 旋喷桩方案确定后，应结合工程情况进行现场试验，确定施工参数及工艺。

7.4.2 旋喷桩加固体强度和直径，应通过现场试验确定。

7.4.3 旋喷桩复合地基承载力特征值和单桩竖向承载力特征值应通过现场静载荷试验确定。初步设计时，可按本规范式(7.1.5-2)和式(7.1.5-3)估算，其桩身材料强度尚应满足式(7.1.6-1)和式(7.1.6-2)要求。

7.4.4 旋喷桩复合地基的地基变形计算应符合本规范第7.1.7条和第7.1.8条的规定。

7.4.5 当旋喷桩处理地基范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

7.4.6 旋喷桩复合地基宜在基础和桩顶之间设置褥垫层。褥垫层厚度宜为150mm～300mm, 褥垫层材料可选用中砂、粗砂和

级配砂石等，褥垫层最大粒径不宜大于20mm。褥垫层的夯填度不应大于0.9。

7.4.7 旋喷桩的平面布置可根据上部结构和基础特点确定，独立基础下的桩数不应少于4根。

7.4.8 旋喷桩施工应符合下列规定：

1 施工前，应根据现场环境和地下埋设物的位置等情况，复核旋喷桩的设计孔位。

2 旋喷桩的施工工艺及参数应根据土质条件、加固要求，通过试验或根据工程经验确定。单管法、双管法高压水泥浆和三管法高压水的压力应大于20MPa，流量应大于30L/min，气流压力宜大于0.7MPa，提升速度宜为0.1m/min～0.2m/min。

3 旋喷注浆，宜采用强度等级为42.5级的普通硅酸盐水泥，可根据需要加入适量的外加剂及掺合料。外加剂和掺合料的用量，应通过试验确定。

4 水泥浆液的水灰比宜为0.8～1.2。

5 旋喷桩的施工工序为：机具就位、贯入喷射管、喷射注浆、拔管和冲洗等。

6 喷射孔与高压注浆泵的距离不宜大于50m。钻孔位置的允许偏差应为±50mm。垂直度允许偏差应为±1%。

7 当喷射注浆管贯入土中，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，随即按旋喷的工艺要求，提升喷射管，由下而上旋转喷射注浆。喷射管分段提升的搭接长度不得小于100mm。

8 对需要局部扩大加固范围或提高强度的部位，可采用复喷措施。

9 在旋喷注浆过程中出现压力骤然下降、上升或冒浆异常时，应查明原因并及时采取措施。

10 旋喷注浆完毕，应迅速拔出喷射管。为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程，可在原孔位采用冒浆回灌或第二次注浆等措施。

11　施工中应做好废泥浆处理，及时将废泥浆运出或在现场短期堆放后作土方运出。

12　施工中应严格按照施工参数和材料用量施工，用浆量和提升速度应采用自动记录装置，并做好各项施工记录。

7.4.9　旋喷桩质量检验应符合下列规定：

1　旋喷桩可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入试验、动力触探和静载荷试验等方法进行检验；

2　检验点布置应符合下列规定：

1) 有代表性的桩位；

2) 施工中出现异常情况的部位；

3) 地基情况复杂，可能对旋喷桩质量产生影响的部位。

3　成桩质量检验点的数量不少于施工孔数的2%，并不应少于6点；

4　承载力检验宜在成桩28d 后进行。

7.4.10　竣工验收时，旋喷桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。检验数量不得少于总桩数的1%，且每个单体工程复合地基静载荷试验的数量不得少于3台。

7.5　灰土挤密桩和土挤密桩复合地基

7.5.1　灰土挤密桩、土挤密桩复合地基处理应符合下列规定：

1　适用于处理地下水位以上的粉土、黏性土、素填土、杂填土和湿陷性黄土等地基，可处理地基的厚度宜为3m～15m;

2　当以消除地基土的湿陷性为主要目的时，可选用土挤密桩；当以提高地基土的承载力或增强其水稳性为主要目的时，宜选用灰土挤密桩；

3　当地基土的含水量大于24%、饱和度大于65%时，应通过试验确定其适用性；

4　对重要工程或在缺乏经验的地区，施工前应按设计要求，在有代表性的地段进行现场试验。

7.5.2　灰土挤密桩、土挤密桩复合地基设计应符合下列规定：

1　地基处理的面积：当采用整片处理时，应大于基础或建筑物底层平面的面积，超出建筑物外墙基础底面外缘的宽度，每边不宜小于处理土层厚度的1/2,且不应小于2m；当采用局部处理时，对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，每边不应小于基础底面宽度的25%,且不应小于0.5m；对自重湿陷性黄土地基，每边不应小于基础底面宽度的75%,且不应小于1.0m。

2　处理地基的深度，应根据建筑场地的土质情况、工程要求和成孔及夯实设备等综合因素确定。对湿陷性黄土地基，应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025的有关规定。

3　桩孔直径宜为300mm～600mm。桩孔宜按等边三角形布置，桩孔之间的中心距离，可为桩孔直径的(2.0～3.0)倍，也可按下式估算：

$$s = 0.95d\sqrt{\frac{\bar{\eta}_c\rho_{dmax}}{\bar{\eta}_c\rho_{dmax} - \bar{\rho}_d}} \qquad (7.5.2\text{-}1)$$

式中：s—— 桩孔之间的中心距离 (m);

d—— 桩孔直径 (m);

Pimux ——桩间土的最大干密度 (t/m³);

pa—— 地基处理前土的平均干密度 (t/m³);

7e—— 桩间土经成孔挤密后的平均挤密系数，不宜小于0.93。

4　桩间土的平均挤密系数元。,应按下式计算：

$$\bar{\eta}_c = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{dmax}} \qquad (7.5.2\text{-}2)$$

式中：pa--—　在成孔挤密深度内，桩间土的平均干密度 (t/m³),平均试样数不应少于6组。

5　桩孔的数量可按下式估算：

$$n = \frac{A}{A_e} \qquad (7.5.2\text{-}3)$$

式中：n— 桩孔的数量；

A----- 拟处理地基的面积 (m^2);

Ae—— 单根土或灰土挤密桩所承担的处理地基面积 (m^2), 即：

$$A_e = \frac{\pi d_e^2}{4} \qquad (7.5.2\text{-}4)$$

式中：de—— 单根桩分担的处理地基面积的等效圆直径 (m)。

6 桩孔内的灰土填料，其消石灰与土的体积配合比，宜为2:8或3:7。土料宜选用粉质黏土，土料中的有机质含量不应超过5%,且不得含有冻土，渣土垃圾粒径不应超过15mm。 石灰可选用新鲜的消石灰或生石灰粉，粒径不应大于5mm。消石灰的质量应合格，有效CaO+MgO 含量不得低于60%。

7 孔内填料应分层回填夯实，填料的平均压实系数λ。不应低于0.97,其中压实系数最小值不应低于0.93。

8 桩顶标高以上应设置300mm～600mm 厚的褥垫层。垫层材料可根据工程要求采用2:8或3:7灰土、水泥土等。其压实系数均不应低于0.95。

9 复合地基承载力特征值，应按本规范第7.1.5条确定。初步设计时，可按本规范式(7.1.5-1)进行估算。桩土应力比应按试验或地区经验确定。灰土挤密桩复合地基承载力特征值，不宜大于处理前天然地基承载力特征值的2.0倍，且不宜大于250kPa; 对土挤密桩复合地基承载力特征值，不宜大于处理前天然地基承载力特征值的1.4倍，且不宜大于180kPa。

10 复合地基的变形计算应符合本规范第7. 1.7条和第7.1.8条的规定。

7.5.3 灰土挤密桩、土挤密桩施工应符合下列规定：

1 成孔应按设计要求、成孔设备、现场土质和周围环境等情况，选用振动沉管、锤击沉管、冲击或钻孔等方法；

2 桩顶设计标高以上的预留覆盖土层厚度，宜符合下列规定：

1)沉管成孔不宜小于0.5m;

2)冲击成孔或钻孔夯扩法成孔不宜小于1.2m。

3　成孔时，地基土宜接近最优(或塑限)含水量，当土的含水量低于12%时，宜对拟处理范围内的土层进行增湿，应在地基处理前(4～6)d, 将需增湿的水通过一定数量和一定深度的渗水孔，均匀地浸入拟处理范围内的土层中，增湿土的加水量可按下式估算：

$$Q=vpa(w\%p \qquad \text{一元}\mathit{k} \qquad (7.5.3)$$

式中：Q——计算加水量 (t);

v--—— 拟加固土的总体积 (m^3);

pa——地基处理前土的平均干密度 (t/m^3);

Wop——土的最优含水量(%),通过室内击实试验求得；

w—— 地基处理前土的平均含水量(%)；

k---　损耗系数，可取1.05～1.10。

4　土料有机质含量不应大于5%,且不得含有冻土和膨胀土，使用时应过10mm～20mm 的筛，混合料含水量应满足最优含水量要求，允许偏差应为±2%,土料和水泥应拌合均匀；

5　成孔和孔内回填夯实应符合下列规定：

1)成孔和孔内回填夯实的施工顺序，当整片处理地基时，宜从里(或中间)向外间隔(1～2)孔依次进行，对大型工程，可采取分段施工；当局部处理地基时，宜从外向里间隔(1～2)孔依次进行；

2)向孔内填料前，孔底应夯实，并应检查桩孔的直径、深度和垂直度；

3)桩孔的垂直度允许偏差应为±1%;

4)孔中心距允许偏差应为桩距的±5%;

5)经检验合格后，应按设计要求，向孔内分层填入筛好的素土、灰土或其他填料，并应分层夯实至设计标高。

6　铺设灰土垫层前，应按设计要求将桩顶标高以上的预留松动土层挖除或夯(压)密实；

7　施工过程中，应有专人监督成孔及回填夯实的质量，并应做好施工记录；如发现地基土质与勘察资料不符，应立即停止施工，待查明情况或采取有效措施处理后，方可继续施工；

8　雨期或冬期施工，应采取防雨或防冻措施，防止填料受雨水淋湿或冻结。

7.5.4　灰土挤密桩、土挤密桩复合地基质量检验应符合下列规定：

1　桩孔质量检验应在成孔后及时进行，所有桩孔均需检验并作出记录，检验合格或经处理后方可进行夯填施工。

2　应随机抽样检测夯后桩长范围内灰土或土填料的平均压实系数λ。，抽检的数量不应少于桩总数的1%，且不得少于9根。对灰土桩桩身强度有怀疑时，尚应检验消石灰与土的体积配合比。

3　应抽样检验处理深度内桩间土的平均挤密系数元。，检测探井数不应少于总桩数的0.3%，且每项单体工程不得少于3个。

4　对消除湿陷性的工程，除应检测上述内容外，尚应进行现场浸水静载荷试验，试验方法应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025的规定。

5　承载力检验应在成桩后14d~28d 后进行，检测数量不应少于总桩数的1%，且每项单体工程复合地基静载荷试验不应少于3点。

7.5.5　竣工验收时，灰土挤密桩、土挤密桩复合地基的承载力检验应采用复合地基静载荷试验。

7.6　夯实水泥土桩复合地基

7.6.1　夯实水泥土桩复合地基处理应符合下列规定：

1　适用于处理地下水位以上的粉土、黏性土、素填土和杂填土等地基，处理地基的深度不宜大于15m;

2　岩土工程勘察应查明土层厚度、含水量、有机质含量等；

3　对重要工程或在缺乏经验的地区，施工前应按设计要求，

选择地质条件有代表性的地段进行试验性施工。

7.6.2 夯实水泥土桩复合地基设计应符合下列规定：

1 夯实水泥土桩宜在建筑物基础范围内布置；基础边缘距离最外一排桩中心的距离不宜小于1.0倍桩径；

2 桩长的确定：当相对硬土层埋藏较浅时，应按相对硬土层的埋藏深度确定；当相对硬土层的埋藏较深时，可按建筑物地基的变形允许值确定；

3 桩孔直径宜为300mm～600mm; 桩孔宜按等边三角形或方形布置，桩间距可为桩孔直径的(2～4)倍；

4 桩孔内的填料，应根据工程要求进行配比试验，并应符合本规范第7.1.6条的规定；水泥与土的体积配合比宜为1:5~1:8;

5 孔内填料应分层回填夯实，填料的平均压实系数λ。不应低于0.97,压实系数最小值不应低于0.93;

6 桩顶标高以上应设置厚度为100mm～300mm 的褥垫层；垫层材料可采用粗砂、中砂或碎石等，垫层材料最大粒径不宜大于20mm; 褥垫层的夯填度不应大于0.9;

7 复合地基承载力特征值应按本规范第7.1.5条规定确定；初步设计时可按公式(7.1.5-2)进行估算；桩间土承载力发挥系数β可取0.9～1.0;单桩承载力发挥系数λ可取1.0;

8 复合地基的变形计算应符合本规范第7. 1.7条和第7.1.8条的有关规定。

7.6.3 夯实水泥土桩施工应符合下列规定：

1 成孔应根据设计要求、成孔设备、现场土质和周围环境等，选用钻孔、洛阳铲成孔等方法。当采用人工洛阳铲成孔工艺时，处理深度不宜大于6.0m。

2 桩顶设计标高以上的预留覆盖土层厚度不宜小于0.3m。

3 成孔和孔内回填夯实应符合下列规定：

1) 宜选用机械成孔和夯实；

2) 向孔内填料前，孔底应夯实；分层夯填时，夯锤落距

和填料厚度应满足夯填密实度的要求；

3) 土料有机质含量不应大于5%,且不得含有冻土和膨胀土，混合料含水量应满足最优含水量要求，允许偏差应为±2%,土料和水泥应拌合均匀；

4) 成孔经检验合格后，按设计要求，向孔内分层填入拌合好的水泥土，并应分层夯实至设计标高。

4 铺设垫层前，应按设计要求将桩顶标高以上的预留土层挖除。垫层施工应避免扰动基底土层。

5 施工过程中，应有专人监理成孔及回填夯实的质量，并应做好施工记录。如发现地基土质与勘察资料不符，应立即停止施工，待查明情况或采取有效措施处理后，方可继续施工。

6 雨期或冬期施工，应采取防雨或防冻措施，防止填料受雨水淋湿或冻结。

7.6.4 夯实水泥土桩复合地基质量检验应符合下列规定：

1 成桩后，应及时抽样检验水泥土桩的质量；

2 夯填桩体的干密度质量检验应随机抽样检测，抽检的数量不应少于总桩数的2%;

3 复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验检验数量不应少于桩总数的1%,且每项单体工程复合地基静载荷试验检验数量不应少于3点。

7.6.5 竣工验收时，夯实水泥土桩复合地基承载力检验应采用单桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验；对重要或大型工程，尚应进行多桩复合地基静载荷试验。

7.7 水泥粉煤灰碎石桩复合地基

7.7.1 水泥粉煤灰碎石桩复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土和自重固结已完成的素填土地基。对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

7.7.2 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计应符合下列规定：

1 水泥粉煤灰碎石桩，应选择承载力和压缩模量相对较高

的土层作为桩端持力层。

2　桩径：长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜为350mm~600mm;　泥浆护壁钻孔成桩宜为600mm～800mm;　钢筋混凝土预制桩宜为300mm～600mm。

3　桩间距应根据基础形式、设计要求的复合地基承载力和变形、土性及施工工艺确定：

1)采用非挤土成桩工艺和部分挤土成桩工艺，桩间距宜为(3～5)倍桩径；

2)采用挤土成桩工艺和墙下条形基础单排布桩的桩间距宜为(3～6)倍桩径；

3)桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层，采用长螺旋钻中心压灌成桩施工中可能发生窜孔时宜采用较大桩距。

4　桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜为桩径的40%～60%。褥垫材料宜采用中砂、粗砂、级配砂石和碎石等，最大粒径不宜大于30mm。

5　水泥粉煤灰碎石桩可只在基础范围内布桩，并可根据建筑物荷载分布、基础形式和地基土性状，合理确定布桩参数：

1)内筒外框结构内筒部位可采用减小桩距、增大桩长或桩径布桩；

2)对相邻柱荷载水平相差较大的独立基础，应按变形控制确定桩长和桩距；

3)筏板厚度与跨距之比小于1/6的平板式筏基、梁的高跨比大于1/6且板的厚跨比(筏板厚度与梁的中心距之比)小于1/6的梁板式筏基，应在柱(平板式筏基)和梁(梁板式筏基)边缘每边外扩2.5倍板厚的面积范围内布桩；

4)对荷载水平不高的墙下条形基础可采用墙下单排布桩。

6　复合地基承载力特征值应按本规范第7.1.5条规定确定。初步设计时，可按式(7.1.5-2)估算，其中单桩承载力发挥系数λ

和桩间土承载力发挥系数β应按地区经验取值，无经验时λ可取0.8～0.9；β可取0.9～1.0；处理后桩间土的承载力特征值fk，对非挤土成桩工艺，可取天然地基承载力特征值；对挤土成桩工艺，一般黏性土可取天然地基承载力特征值；松散砂土、粉土可取天然地基承载力特征值的(1.2～1.5)倍，原土强度低的取大值。按式(7.1.5-3)估算单桩承载力时，桩端端阻力发挥系数ap可取1.0；桩身强度应满足本规范第7.1.6条的规定。

7 处理后的地基变形计算应符合本规范第7.1.7条和第**7.1.8**条的规定。

7.7.3 水泥粉煤灰碎石桩施工应符合下列规定：

1 可选用下列施工工艺：

1) 长螺旋钻孔灌注成桩：适用于地下水位以上的黏性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土地基；

2) 长螺旋钻中心压灌成桩：适用于黏性土、粉土、砂土和素填土地基，对噪声或泥浆污染要求严格的场地可优先选用；穿越卵石夹层时应通过试验确定适用性；

3) 振动沉管灌注成桩：适用于粉土、黏性土及素填土地基；挤土造成地面隆起量大时，应采用较大桩距施工；

4) 泥浆护壁成孔灌注成桩，适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层等地基；桩长范围和桩端有承压水的土层应通过试验确定其适应性。

2 长螺旋钻中心压灌成桩施工和振动沉管灌注成桩施工应符合下列规定：

1)施工前，应按设计要求在试验室进行配合比试验；施工时，按配合比配制混合料；长螺旋钻中心压灌成桩施工的坍落度宜为160mm～200mm，　振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为30mm～50mm；　振动沉管灌注成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过200mm；

2)长螺旋钻中心压灌成桩施工钻至设计深度后，应控制

提拔钻杆时间，混合料泵送量应与拔管速度相配合，不得在饱和砂土或饱和粉土层内停泵待料；沉管灌注成桩施工拔管速度宜为1.2m/min～1.5m/min，如遇淤泥质土，拔管速度应适当减慢；当遇有松散饱和粉土、粉细砂或淤泥质土，当桩距较小时，宜采取隔桩跳打措施；

3)施工桩顶标高宜高出设计桩顶标高不少于0.5m；当施工作业面高出桩顶设计标高较大时，宜增加混凝土灌注量；

4) 成桩过程中，应抽样做混合料试块，每台机械每台班不应少于一组。

3 冬期施工时，混合料入孔温度不得低于5℃,对桩头和桩间土应采取保温措施；

4 清土和截桩时，应采用小型机械或人工剔除等措施，不得造成桩顶标高以下桩身断裂或桩间土扰动；

5 褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水量较低时，也可采用动力夯实法，夯填度不应大于0.9；

6 泥浆护壁成孔灌注成桩和锤击、静压预制桩施工，应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的规定。

7.7.4 水泥粉煤灰碎石桩复合地基质量检验应符合下列规定：

1 施工质量检验应检查施工记录、混合料坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填度和桩体试块抗压强度等；

2 竣工验收时，水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验；

3 承载力检验宜在施工结束28d 后进行，其桩身强度应满足试验荷载条件；复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验的数量不应少于总桩数的1%,且每个单体工程的复合地基静载荷试验的试验数量不应少于3点；

4 采用低应变动力试验检测桩身完整性，检查数量不低于总桩数的10%。

7.8 柱锤冲扩桩复合地基

7.8.1 柱锤冲扩桩复合地基适用于处理地下水位以上的杂填土、粉土、黏性土、素填土和黄土等地基；对地下水位以下饱和土层处理，应通过现场试验确定其适用性。

7.8.2 柱锤冲扩桩处理地基的深度不宜超过10m。

7.8.3 对大型的、重要的或场地复杂的工程，在正式施工前，应在有代表性的场地进行试验。

7.8.4 柱锤冲扩桩复合地基设计应符合下列规定：

1 处理范围应大于基底面积。对一般地基，在基础外缘应扩大(1～3)排桩，且不应小于基底下处理土层厚度的1/2;对可液化地基，在基础外缘扩大的宽度，不应小于基底下可液化土层厚度的1/2,且不应小于5m;

2 桩位布置宜为正方形和等边三角形，桩距宜为1.2m~2.5m 或取桩径的(2～3)倍；

3 桩径宜为500mm～800mm, 桩孔内填料量应通过现场试验确定；

4 地基处理深度：对相对硬土层埋藏较浅地基，应达到相对硬土层深度；对相对硬土层埋藏较深地基，应按下卧层地基承载力及建筑物地基的变形允许值确定；对可液化地基，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定确定；

5 桩顶部应铺设200mm～300mm 厚砂石垫层，垫层的夯填度不应大于0.9;对湿陷性黄土，垫层材料应采用灰土，满足本规范第7.5.2条第8款的规定。

6 桩体材料可采用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等，当采用碎砖三合土时，其体积比可采用生石灰：碎砖：黏性土为1:2:4,当采用其他材料时，应通过试验确定其适用性和配合比；

7 承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定；初步设计时，可按式(7.1.5-1)估算，置换率m 宜取0.2～0.5;

桩土应力比n 应通过试验确定或按地区经验确定；无经验值时，可取2～4；

8　处理后地基变形计算应符合本规范第7．1．7条和第7．1．8条的规定；

9　当柱锤冲扩桩处理深度以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行软弱下卧层地基承载力验算。

7.8.5　柱锤冲扩桩施工应符合下列规定：

1　宜采用直径300mm～500mm、长度2m～6m、质量2t～10t 的柱状锤进行施工。

2　起重机具可用起重机、多功能冲扩桩机或其他专用机具设备。

3　柱锤冲扩桩复合地基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，使柱锤对准桩位。

3) 柱锤冲孔：根据土质及地下水情况可分别采用下列三种成孔方式：

①冲击成孔：将柱锤提升一定高度，自由下落冲击土层，如此反复冲击，接近设计成孔深度时，可在孔内填少量粗骨料继续冲击，直到孔底被夯密实；

②填料冲击成孔：成孔时出现缩颈或塌孔时，可分次填入碎砖和生石灰块，边冲击边将填料挤入孔壁及孔底，当孔底接近设计成孔深度时，夯入部分碎砖挤密桩端土；

③复打成孔：当塌孔严重难以成孔时，可提锤反复冲击至设计孔深，然后分次填入碎砖和生石灰块，待孔内生石灰吸水膨胀、桩间土性质有所改善后，再进行二次冲击复打成孔。

当采用上述方法仍难以成孔时，也可以采用套管成孔，即用柱锤边冲孔边将套管压入土中，直至桩底设计标高。

4) **成桩：用料斗或运料车将拌合好的填料分层填入桩孔**夯实。当采用套管成孔时，边分层填料夯实，边将套管拔出。锤的质量、锤长、落距、分层填料量、分层夯填度、夯击次数和总填料量等，应根据试验或按当地经验确定。每个桩孔应夯填至桩顶设计标高以上至少0.5m, 其上部桩孔宜用原地基土夯封。

5) 施工机具移位，重复上述步骤进行下一根桩施工。

4 成孔和填料夯实的施工顺序，宜间隔跳打。

7.8.6 基槽开挖后，应晾槽拍底或振动压路机碾压后，再铺设垫层并压实。

7.8.7 柱锤冲扩桩复合地基的质量检验应符合下列规定：

1 施工过程中应随时检查施工记录及现场施工情况，并对照预定的施工工艺标准，对每根桩进行质量评定；

2 施工结束后7d～14d,可采用重型动力触探或标准贯入试验对桩身及桩间土进行抽样检验，检验数量不应少于冲扩桩总数的2%,每个单体工程桩身及桩间土总检验点数均不应少于6点；

3 竣工验收时，柱锤冲扩桩复合地基承载力检验应采用复合地基静载荷试验；

4 承载力检验数量不应少于总桩数的1%,且每个单体工程复合地基静载荷试验不应少于3点；

5 静载荷试验应在成桩14d 后进行；

6 基槽开挖后，应检查桩位、桩径、桩数、桩顶密实度及槽底土质情况。如发现漏桩、桩位偏差过大、桩头及槽底土质松软等质量问题，应采取补救措施。

7.9 多桩型复合地基

7.9.1 多桩型复合地基适用于处理不同深度存在相对硬层的正常固结土，或浅层存在欠固结土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土，以及地基承载力和变形要求较高的地基。

7.9.2 多桩型复合地基的设计应符合下列原则：

1　桩型及施工工艺的确定，应考虑土层情况、承载力与变形控制要求、经济性和环境要求等综合因素；

2　对复合地基承载力贡献较大或用于控制复合土层变形的长桩，应选择相对较好的持力层；对处理欠固结土的增强体，其桩长应穿越欠固结土层；对消除湿陷性土的增强体，其桩长宜穿过湿陷性土层；对处理液化土的增强体，其桩长宜穿过可液化土层；

3　如浅部存在有较好持力层的正常固结土，可采用长桩与短桩的组合方案；

4　对浅部存在软土或欠固结土，宜先采用预压、压实、夯实、挤密方法或低强度桩复合地基等处理浅层地基，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；

5　对湿陷性黄土应按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB50025　的规定，采用压实、夯实或土桩、灰土桩等处理湿陷性，再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理；

6　对可液化地基，可采用碎石桩等方法处理液化土层，再采用有粘结强度桩进行地基处理。

7.9.3　多桩型复合地基单桩承载力应由静载荷试验确定，初步设计可按本规范第7.1.6条规定估算；对施工扰动敏感的土层，应考虑后施工桩对已施工桩的影响，单桩承载力予以折减。

7.9.4　多桩型复合地基的布桩宜采用正方形或三角形间隔布置，刚性桩宜在基础范围内布桩，其他增强体布桩应满足液化土地基和湿陷性黄土地基对不同性质土质处理范围的要求。

7.9.5　多桩型复合地基垫层设置，对刚性长、短桩复合地基宜选择砂石垫层，垫层厚度宜取对复合地基承载力贡献大的增强体直径的1/2;对刚性桩与其他材料增强体桩组合的复合地基，垫层厚度宜取刚性桩直径的1/2;对湿陷性的黄土地基，垫层材料应采用灰土，垫层厚度宜为300mm。

7.9.6　多桩型复合地基承载力特征值，应采用多桩复合地基静载荷试验确定，初步设计时，可采用下列公式估算：

1　对具有粘结强度的两种桩组合形成的多桩型复合地基承载力特征值：

$$f_{spk}=m_1\frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}}+m_2\frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}}+\beta(1-m_1-m_2)f_{sk} \tag{7.9.6-1}$$

式中：m、m_2——分别为桩1、桩2的面积置换率；

λ1、λ2　-分别为桩1、桩2的单桩承载力发挥系数；应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定，有地区经验时也可按地区经验确定；

Ra_1、Ra_2---分别为桩1、桩2的单桩承载力特征值 (kN);

Ap_1、Ap_2　分别为桩1、桩2的截面面积 (m^2);

β——桩间土承载力发挥系数；无经验时可取0.9~1.0;

fsk——处理后复合地基桩间土承载力特征值 (kPa)。

2　对具有粘结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基承载力特征值：

$$f_{spk}=m_1\frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}}+\beta[1-m_1+m_2(n-1)]f_{sk} \tag{7.9.6-2}$$

式中：β——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数；

n——仅由散体材料桩加固处理形成复合地基的桩土应力比；

fsk——仅由散体材料桩加固处理后桩间土承载力特征值 (kPa)。

7.9.7　多桩型复合地基面积置换率，应根据基础面积与该面积范围内实际的布桩数量进行计算，当基础面积较大或条形基础较长时，可用单元面积置换率替代。

1　当按图7.9.7 (a) 矩形布桩时，$m_1=\frac{A_{p1}}{2s_1 s_2}$，$m_2=\frac{A_{p2}}{2s_1 s_2}$；

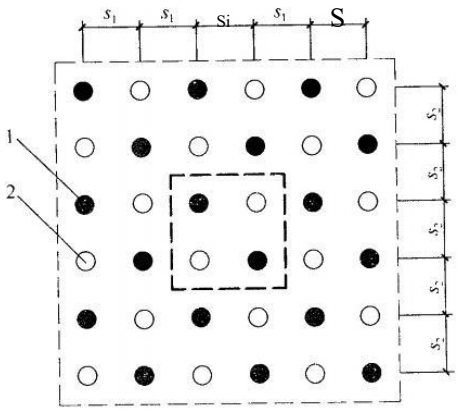


图7.9.7 (a)　　多桩型复合地基矩形布桩单元面积计算模型

1—桩1;2—桩2

2　当按图7.9.7 (b)　三角形布桩且si=S2　时，$m_1 = \dfrac{A_{p1}}{2s_1^2}$

$m_2 = \dfrac{A_{p2}}{2s_1^2}$ 。

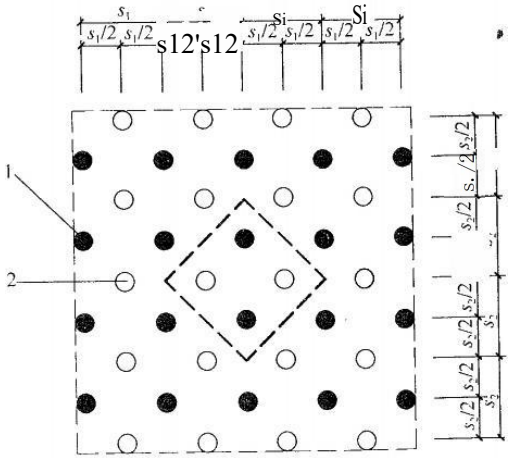


图7．9．7 (b)　　多桩型复合地基三角形布桩单元面积计算模型

1—桩1;2—桩2

7.9.8　多桩型复合地基变形计算可按本规范第7.1.7条和第7.1.8条的规定，复合土层的压缩模量可按下列公式计算：

1　有粘结强度增强体的长短桩复合加固区、仅长桩加固区土层压缩模量提高系数分别按下列公式计算：

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{7.9.8-1}$$

$$\zeta_2 = \frac{f_{spk1}}{f_{ak}} \tag{7.9.8-2}$$

式中：fspk、fspk——分别为仅由长桩处理形成复合地基承载力特征值和长短桩复合地基承载力特征值(kPa);

ζ1、52——分别为长短桩复合地基加固土层压缩模量提高系数和仅由长桩处理形成复合地基加固土层压缩模量提高系数。

2　对由有粘结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基加固区土层压缩模量提高系数可按式(7.9.8-3)或式(7.9.8-4)计算：

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{spk2}}[1+m(n-1)]\alpha \tag{7.9.8-3}$$

$$\zeta_1 = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \tag{7.9.8-4}$$

式中：fsp2——仅由散体材料桩加固处理后复合地基承载力特征值 (kPa);

a——处理后桩间土地基承载力的调整系数，α = *fsk/fak;*

m——散体材料桩的面积置换率。

7.9.9　复合地基变形计算深度应大于复合地基土层的厚度，且应满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

7.9.10　多桩型复合地基的施工应符合下列规定：

1　对处理可液化土层的多桩型复合地基，应先施工处理液

化的增强体；

2　对消除或部分消除湿陷性黄土地基，应先施工处理湿陷性的增强体；

3　应降低或减小后施工增强体对已施工增强体的质量和承载力的影响。

7.9.11　多桩型复合地基的质量检验应符合下列规定：

1　竣工验收时，多桩型复合地基承载力检验，应采用多桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，检验数量不得少于总桩数 的 1％；

2　多桩复合地基载荷板静载荷试验，对每个单体工程检验数量不得少于3点；

3　增强体施工质量检验，对散体材料增强体的检验数量不应少于其总桩数的2%,对具有粘结强度的增强体，完整性检验数量不应少于其总桩数的10%。

8 注 浆 加 固

8.1 一 般 规 定

8.1.1 注浆加固适用于建筑地基的局部加固处理，适用于砂土、粉土、黏性土和人工填土等地基加固。加固材料可选用水泥浆液、硅化浆液和碱液等固化剂。

8.1.2 注浆加固设计前，应进行室内浆液配比试验和现场注浆试验，确定设计参数，检验施工方法和设备。

8.1.3 注浆加固应保证加固地基在平面和深度连成一体，满足土体渗透性、地基土的强度和变形的设计要求。

8.1.4 注浆加固后的地基变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行。

8.1.5 对地基承载力和变形有特殊要求的建筑地基，注浆加固宜与其他地基处理方法联合使用。

8.2 设 计

8.2.1 水泥为主剂的注浆加固设计应符合下列规定：

1 对软弱地基土处理，可选用以水泥为主剂的浆液及水泥和水玻璃的双液型混合浆液；对有地下水流动的软弱地基，不应采用单液水泥浆液。

2 注浆孔间距宜取1.0m～2.0m。

3 在砂土地基中，浆液的初凝时间宜为5min～20min; 在黏性土地基中，浆液的初凝时间宜为(1～2)h。

4 注浆量和注浆有效范围，应通过现场注浆试验确定；在黏性土地基中，浆液注入率宜为15%～20%;注浆点上覆土层厚度应大于2m。

5 对劈裂注浆的注浆压力，在砂土中，宜为0.2MPa~

0.5MPa; 在黏性土中，宜为0.2MPa～0.3MPa。 对压密注浆，当采用水泥砂浆浆液时，坍落度宜为25mm～75mm, 注浆压力宜为1.0MPa～7.0MPa。 当采用水泥水玻璃双液快凝浆液时，注浆压力不应大于1.0MPa。

6 对人工填土地基，应采用多次注浆，间隔时间应按浆液的初凝试验结果确定，且不应大于4h。

8.2.2 硅化浆液注浆加固设计应符合下列规定：

1 砂土、黏性土宜采用压力双液硅化注浆；渗透系数为(0.1～2.0)m/d 的地下水位以上的湿陷性黄土，可采用无压或压力单液硅化注浆；自重湿陷性黄土宜采用无压单液硅化注浆；

2 防渗注浆加固用的水玻璃模数不宜小于2.2,用于地基加固的水玻璃模数宜为2.5～3.3,且不溶于水的杂质含量不应超过2%;

3 双液硅化注浆用的氧化钙溶液中的杂质含量不得超过0.06%,悬浮颗粒含量不得超过1%,溶液的 pH 值不得小于5.5;

4 硅化注浆的加固半径应根据孔隙比、浆液黏度、凝固时间、灌浆速度、灌浆压力和灌浆量等试验确定；无试验资料时，对粗砂、中砂、细砂、粉砂和黄土可按表8.2.2确定；

表8.2.2 硅化法注浆加固半径

土的类型及加固方法	渗透系数(m/d)	加固半径(m)
粗砂、中砂、细砂（双液硅化法）	2～10 10～20 20～50 50～80	0.3～0.4 0.4～0.6 0.6～0.8 0.8～1.0
粉砂(单液硅化法)	0.3～0.5 0.5～1.0 1.0～2.0 2.0～5.0	0.3～0.4 0.4～0.6 0.6～0.8 0.8～1.0

续表8.2.2

土的类型及加固方法	渗透系数(m/d)	加固半径(m)
黄土(单液硅化法)	0.1～0.3 0.3～0.5 0.5～1.0 1.0～2.0	0.3～0.4 0.4～0.6 0.6～0.8 0.8～1.0

5　注浆孔的排间距可取加固半径的1.5倍；注浆孔的间距可取加固半径的(1.5～1.7)倍；最外侧注浆孔位超出基础底面宽度不得小于0.5m；分层注浆时，加固层厚度可按注浆管带孔部分的长度上下各25%加固半径计算；

6　单液硅化法应采用浓度为10%～15%的硅酸钠，并掺入2.5%氯化钠溶液；加固湿陷性黄土的溶液用量，可按下式估算：

$$Q=VndN_1\alpha \qquad (8.2.2\text{-}1)$$

式中：Q-　硅酸钠溶液的用量 (m³)；

V——　拟加固湿陷性黄土的体积 (m³)；

n——　地基加固前，土的平均孔隙率；

dn---　灌注时，硅酸钠溶液的相对密度；

α ——溶液填充孔隙的系数，可取0.60～0.80。

7　当硅酸钠溶液浓度大于加固湿陷性黄土所要求的浓度时，应进行稀释，稀释加水量可按下式估算：

$$Q' = \frac{d_N - d_{N1}}{d_{N1} - 1} \times q \qquad (8.2.2\text{-}2)$$

式中：Q′-—　稀释硅酸钠溶液的加水量 (t)；

dN——　稀释前，硅酸钠溶液的相对密度；

q——　拟稀释硅酸钠溶液的质量 (t)。

8　采用单液硅化法加固湿陷性黄土地基，灌注孔的布置应符合下列规定：

1)灌注孔间距：压力灌注宜为0.8m～1.2m；　溶液无压力自渗宜为0.4m～0.6m；

2)对新建建(构)筑物和设备基础的地基，应在基础底面下按等边三角形满堂布孔，超出基础底面外缘的宽度，每边不得小于1.0m;

3) 对既有建(构)筑物和设备基础的地基，应沿基础侧向布孔，每侧不宜少于2排；

4) 当基础底面宽度大于3m时，除应在基础下每侧布置2排灌注孔外，可在基础两侧布置斜向基础底面中心以下的灌注孔或在其台阶上布置穿透基础的灌注孔。

8.2.3 碱液注浆加固设计应符合下列规定：

1 碱液注浆加固适用于处理地下水位以上渗透系数为(0.1～2.0)m/d 的湿陷性黄土地基，对自重湿陷性黄土地基的适应性应通过试验确定；

2 当100g 干土中可溶性和交换性钙镁离子含量大于10mg·eq 时，可采用灌注氢氧化钠一种溶液的单液法；其他情况可采用灌注氢氧化钠和氯化钙双液灌注加固；

3 碱液加固地基的深度应根据地基的湿陷类型、地基湿陷等级和湿陷性黄土层厚度，并结合建筑物类别与湿陷事故的严重程度等综合因素确定；加固深度宜为2m～5m;

1)对非自重湿陷性黄土地基，加固深度可为基础宽度的(1.5～2.0)倍；

2)对Ⅱ级自重湿陷性黄土地基，加固深度可为基础宽度的(2.0～3.0)倍。

4 碱液加固土层的厚度h, 可按下式估算：

$$h=L+r \qquad (8.2.3\text{-}1)$$

式中：l—— 灌注孔长度，从注液管底部到灌注孔底部的距离(m);

r———有效加固半径 (m)。

5 碱液加固地基的半径r, 宜通过现场试验确定。当碱液浓度和温度符合本规范第8.3.3条规定时，有效加固半径与碱液灌注量之间，可按下式估算：

$$r = 0.6\sqrt{\frac{V}{nl \times 10^3}} \qquad (8.2.3\text{-}2)$$

式中：V——每孔碱液灌注量 (L)，试验前可根据加固要求达到的有效加固半径按式(8.2.3-3)进行估算；

n——拟加固土的天然孔隙率。

r-- 有效加固半径 (m)，当无试验条件或工程量较小时，可取0.4m～0.5m。

6 当采用碱液加固既有建(构)筑物的地基时，灌注孔的平面布置，可沿条形基础两侧或单独基础周边各布置一排。当地基湿陷性较严重时，孔距宜为0.7m～0.9m；当地基湿陷较轻时，孔距宜为1.2m～2.5m;

7 每孔碱液灌注量可按下式估算：

$$V=a\beta\pi r^2(l+r)n \qquad (8.2.3\text{-}3)$$

式中：α 碱液充填系数，可取0.6～0.8;

β—工作条件系数，考虑碱液流失影响，可取1.1。

8.3 施 工

8.3.1 水泥为主剂的注浆施工应符合下列规定：

1 施工场地应预先平整，并沿钻孔位置开挖沟槽和集水坑。

2 注浆施工时，宜采用自动流量和压力记录仪，并应及时进行数据整理分析。

3 注浆孔的孔径宜为70mm～110mm，垂直度允许偏差应为±1%。

4 花管注浆法施工可按下列步骤进行：

1)钻机与注浆设备就位；

2)钻孔或采用振动法将花管置入土层；

3)当采用钻孔法时，应从钻杆内注入封闭泥浆，然后插入孔径为50mm 的金属花管；

4)待封闭泥浆凝固后，移动花管自下而上或自上而下进行注浆。

5　压密注浆施工可按下列步骤进行：

1)钻机与注浆设备就位；

2) 钻孔或采用振动法将金属注浆管压入土层；

3)当采用钻孔法时，应从钻杆内注入封闭泥浆，然后插入孔径为50mm 的金属注浆管；

4) 待封闭泥浆凝固后，捅去注浆管的活络堵头，提升注浆管自下而上或自上而下进行注浆。

6　浆液黏度应为80s～90s，　封闭泥浆7d 后70.7mm×70.7mm×70.7mm　　立方体试块的抗压强度应为0.3MPa～0.5MPa。

7　浆液宜用普通硅酸盐水泥。注浆时可部分掺用粉煤灰，掺入量可为水泥重量的20%～50%。根据工程需要，可在浆液拌制时加入速凝剂、减水剂和防析水剂。

8　注浆用水 pH 值不得小于4。

9　水泥浆的水灰比可取0.6～2.0,常用的水灰比为1.0。

10　注浆的流量可取(7～10)L/min，　对充填型注浆，流量不宜大于20L/min。

11　当用花管注浆和带有活堵头的金属管注浆时，每次上拔或下钻高度宜为0.5m。

12　浆体应经过搅拌机充分搅拌均匀后，方可压注，注浆过程中应不停缓慢搅拌，搅拌时间应小于浆液初凝时间。浆液在泵送前应经过筛网过滤。

13　水温不得超过30℃~35℃,盛浆桶和注浆管路在注浆体静止状态不得暴露于阳光下，防止浆液凝固；当日平均温度低于5℃或最低温度低于一3℃的条件下注浆时，应采取措施防止浆液冻结。

14　应采用跳孔间隔注浆，且先外围后中间的注浆顺序。当地下水流速较大时，应从水头高的一端开始注浆。

15　对渗透系数相同的土层，应先注浆封顶，后由下而上进行注浆，防止浆液上冒。如土层的渗透系数随深度而增大，则应

自下而上注浆。对互层地层，应先对渗透性或孔隙率大的地层进行注浆。

16　当既有建筑地基进行注浆加固时，应对既有建筑及其邻近建筑、地下管线和地面的沉降、倾斜、位移和裂缝进行监测。并应采用多孔间隔注浆和缩短浆液凝固时间等措施，减少既有建筑基础因注浆而产生的附加沉降。

8.3.2　硅化浆液注浆施工应符合下列规定：

1　压力灌浆溶液的施工步骤应符合下列规定：

1) 向土中打入灌注管和灌注溶液，应自基础底面标高起向下分层进行，达到设计深度后，应将管拔出，清洗干净方可继续使用；

2) 加固既有建筑物地基时，应采用沿基础侧向先外排，后内排的施工顺序；

3) 灌注溶液的压力值由小逐渐增大，最大压力不宜超过200kPa。

2　溶液自渗的施工步骤，应符合下列规定：

1) 在基础侧向，将设计布置的灌注孔分批或全部打入或钻至设计深度；

2) 将配好的硅酸钠溶液满注灌注孔，溶液面宜高出基础底面标高0.50m，使溶液自行渗入土中；

3) 在溶液自渗过程中，每隔2h～3h，向孔内添加一次溶液，防止孔内溶液渗干。

3　待溶液量全部注入土中后，注浆孔宜用体积比为2:8灰土分层回填夯实。

8.3.3　碱液注浆施工应符合下列规定：

1　灌注孔可用洛阳铲、螺旋钻成孔或用带有尖端的钢管打入土中成孔，孔径宜为60mm～100mm，　孔中应填入粒径为20mm～40mm 的石子到注液管下端标高处，再将内径20mm 的注液管插入孔中，管底以上300mm 高度内应填入粒径为2mm~5mm 的石子，上部宜用体积比为2:8灰土填入夯实。

2　碱液可用固体烧碱或液体烧碱配制，每加固1m³ 黄土宜用氢氧化钠溶液35kg～45kg。 碱液浓度不应低于90g/L； 双 液加固时，氯化钙溶液的浓度为50 g/L～80g/L。

3　配溶液时，应先放水，而后徐徐放入碱块或浓碱液。溶液加碱量可按下列公式计算：

1)采用固体烧碱配制每1m³ 液度为M 的碱液时，每1m³ 水中的加碱量应符合下式规定：

$$G_s = \frac{1000M}{P} \qquad (8.3.3\text{-}1)$$

式中：G　------每1m³ 碱液中投入的固体烧碱量 (g);

M—　配制碱液的浓度 (g/L);

P------　固体烧碱中，NaOH 含量的百分数(%)。

2)采用液体烧碱配制每1m³ 浓度为M 的碱液时，投入的液体烧碱体积V_1 和加水量V_2 应符合下列公式规定：

$$V_1 = 1000\frac{M}{d_N N} \qquad (8.3.3\text{-}2)$$

$$V_2 = 1000\left(1 - \frac{M}{d_N N}\right) \qquad (8.3.3\text{-}3)$$

式中：V_1—　—液体烧碱体积 (L);

V_2—— 加水的体积 (L);

dn—— 液体烧碱的相对密度；

N—— 液体烧碱的质量分数。

4　应将桶内碱液加热到90℃以上方能进行灌注，灌注过程中，桶内溶液温度不应低于80℃。

5　灌注碱液的速度，宜为(2～5)L/min。

6　碱液加固施工，应合理安排灌注顺序和控制灌注速率。宜采用隔(1～2)孔灌注，分段施工，相邻两孔灌注的间隔时间不宜少于3d。同时灌注的两孔间距不应小于3m。

7　当采用双液加固时，应先灌注氢氧化钠溶液，待间隔8h～12h 后，再灌注氯化钙溶液，氯化钙溶液用量宜为氢氧化钠溶液用量的1/2～1/4。

8.4 质 量 检 验

8.4.1 水泥为主剂的注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 注浆检验应在注浆结束28d 后进行。可选用标准贯入、轻型动力触探、静力触探或面波等方法进行加固地层均匀性检测。

2 按加固土体深度范围每间隔1m 取样进行室内试验，测定土体压缩性、强度或渗透性。

3 注浆检验点不应少于注浆孔数的2%～5%。检验点合格率小于80%时，应对不合格的注浆区实施重复注浆。

8.4.2 硅化注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 硅酸钠溶液灌注完毕，应在7d～10d 后，对加固的地基土进行检验；

2 应采用动力触探或其他原位测试检验加固地基的均匀性；

3 工程设计对土的压缩性和湿陷性有要求时，尚应在加固土的全部深度内，每隔1m 取土样进行室内试验，测定其压缩性和湿陷性；

4 检验数量不应少于注浆孔数的2%～5%。

8.4.3 碱液加固质量检验应符合下列规定：

1 碱液加固施工应做好施工记录，检查碱液浓度及每孔注入量是否符合设计要求。

2 开挖或钻孔取样，对加固土体进行无侧限抗压强度试验和水稳性试验。取样部位应在加固土体中部，试块数不少于3个，28d 龄期的无侧限抗压强度平均值不得低于设计值的90%。将试块浸泡在自来水中，无崩解。当需要查明加固土体的外形和整体性时，可对有代表性加固土体进行开挖，量测其有效加固半径和加固深度。

3 检验数量不应少于注浆孔数的2%～5%。

8.4.4 注浆加固处理后地基的承载力应进行静载荷试验检验。

8.4.5 静载荷试验应按附录 A 的规定进行，每个单体建筑的检验数量不应少于3点。

9 微型桩加固

9.1 一 般 规 定

9.1.1 微型桩加固适用于既有建筑地基加固或新建建筑的地基处理。微型桩按桩型和施工工艺，可分为树根桩、预制桩和注浆钢管桩等。

9.1.2 微型桩加固后的地基，当桩与承台整体连接时，可按桩基础设计；桩与基础不整体连接时，可按复合地基设计。按桩基设计时，桩顶与基础的连接应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的有关规定；按复合地基设计时，应符合本规范第7章的有关规定，褥垫层厚度宜为100mm～150mm。

9.1.3 既有建筑地基基础采用微型桩加固补强，应符合现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》 JGJ 123 的有关规定。

9.1.4 根据环境的腐蚀性、微型桩的类型、荷载类型(受拉或受压)、钢材的品种及设计使用年限，微型桩中钢构件或钢筋的防腐构造应符合耐久性设计的要求。钢构件或预制桩钢筋保护层厚度不应小于25mm, 钢管砂浆保护层厚度不应小于35mm, 混凝土灌注桩钢筋保护层厚度不应小于50mm;

9.1.5 软土地基微型桩的设计施工应符合下列规定：

1 应选择较好的土层作为桩端持力层，进入持力层深度不宜小于5倍的桩径或边长；

2 对不排水抗剪强度小于10kPa 的土层，应进行试验性施工；并应采用护筒或永久套管包裹水泥浆、砂浆或混凝土；

3 应采取间隔施工、控制注浆压力和速度等措施，减小微型桩施工期间的地基附加变形，控制基础不均匀沉降及总沉降量；

4　在成孔、注浆或压桩施工过程中，应监测相邻建筑和边坡的变形。

9.2　树　根　桩

9.2.1　树根桩适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土及人工填土等地基处理。

9.2.2　树根桩加固设计应符合下列规定：

1　树根桩的直径宜为150mm～300mm，　桩长不宜超过30m，对新建建筑宜采用直桩型或斜桩网状布置。

2　树根桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定。当无试验资料时，可按本规范式(7. 1.5-3)估算。当采用水泥浆二次注浆工艺时，桩侧阻力可乘1.2～1.4的系数。

3　桩身材料混凝土强度不应小于C25，　灌注材料可用水泥浆、水泥砂浆、细石混凝土或其他灌浆料，也可用碎石或细石充填再灌注水泥浆或水泥砂浆。

4　树根桩主筋不应少于3根，钢筋直径不应小于12mm，且宜通长配筋。

5　对高渗透性土体或存在地下洞室可能导致的胶凝材料流失，以及施工和使用过程中可能出现桩孔变形与移位，造成微型桩的失稳与扭曲时，应采取土层加固等技术措施。

9.2.3　树根桩施工应符合下列规定：

1　桩位允许偏差宜为±20mm；　桩身垂直度允许偏差应为±1%。

2　钻机成孔可采用天然泥浆护壁，遇粉细砂层易塌孔时应加套管。

3　树根桩钢筋笼宜整根吊放。分节吊放时，钢筋搭接焊缝长度双面焊不得小于5倍钢筋直径，单面焊不得小于10倍钢筋直径，施工时，应缩短吊放和焊接时间；钢筋笼应采用悬挂或支撑的方法，确保灌浆或浇注混凝土时的位置和高度。在斜桩中组装钢筋笼时，应采用可靠的支撑和定位方法。

4　灌注施工时，应采用间隔施工、间歇施工或添加速凝剂等措施，以防止相邻桩孔移位和窜孔。

5　当地下水流速较大可能导致水泥浆、砂浆或混凝土流失影响灌注质量时，应采用永久套管、护筒或其他保护措施。

6　在风化或有裂隙发育的岩层中灌注水泥浆时，为避免水泥浆向周围岩体的流失，应进行桩孔测试和预灌浆。

7　当通过水下浇注管或带孔钻杆或管状承重构件进行浇注混凝土或水泥砂浆时，水下浇注管或带孔钻杆的末端应埋入泥浆中。浇注过程应连续进行，直到顶端溢出浆体的黏稠度与注入浆体一致时为止。

8　通过临时套管灌注水泥浆时，钢筋的放置应在临时套管拔出之前完成，套管拔出过程中应每隔2m 施加灌浆压力。采用管材作为承重构件时，可通过其底部进行灌浆。

9　当采用碎石或细石充填再注浆工艺时，填料应经清洗，投入量不应小于计算桩孔体积的0.9倍，填灌时应同时用注浆管注水清孔。一次注浆时，注浆压力宜为0.3MPa～1.0MPa，　由孔底使浆液逐渐上升，直至浆液溢出孔口再停止注浆。第一次注浆浆液初凝时，方可进行二次及多次注浆，二次注浆水泥浆压力宜为2MPa～4MPa 。灌浆过程结束后，灌浆管中应充满水泥浆并维持灌浆压力一定时间。拔除注浆管后应立即在桩顶填充碎石，并在1m～2m 范围内补充注浆。

9.2.4　树根桩采用的灌注材料应符合下列规定：

1　具有较好的和易性、可塑性、黏聚性、流动性和自密实性；

2　当采用管送或泵送混凝土或砂浆时，应选用圆形骨料；骨料的最大粒径不应大于纵向钢筋净距的1/4，且不应大于15mm;

3　对水下浇注混凝土配合比，水泥含量不应小于375kg/m³，水灰比宜小于0.6;

4　水泥浆的制配，应符合本规范第9.4.4条的规定，水泥宜采用普通硅酸盐水泥，水灰比不宜大于0.55。

9.3 预 制 桩

9.3.1 预制桩适用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土和人工填土等地基处理。

9.3.2 预制桩桩体可采用边长为150mm～300mm 的预制混凝土方桩，直径300mm 的预应力混凝土管桩，断面尺寸为100mm～300mm 的钢管桩和型钢等，施工除应满足现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的规定外，尚应符合下列规定：

1 对型钢微型桩应保证压桩过程中计算桩体材料最大应力不超过材料抗压强度标准值的90%;

2 对预制混凝土方桩或预应力混凝土管桩，所用材料及预制过程(包括连接件)、压桩力、接桩和截桩等，应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94的有关规定;

3 除用于减小桩身阻力的涂层外，桩身材料以及连接件的耐久性应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》 GB 50046的有关规定。

9.3.3 预制桩的单桩竖向承载力应通过单桩静载荷试验确定；无试验资料时，初步设计可按本规范式(7.1.5-3)估算。

9.4 注浆钢管桩

9.4.1 注浆钢管桩适用于淤泥质土、黏性土、粉土、砂土和人工填土等地基处理。

9.4.2 注浆钢管桩单桩承载力的设计计算，应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的有关规定；当采用二次注浆工艺时，桩侧摩阻力特征值取值可乘以1.3的系数。

9.4.3 钢管桩可采用静压或植入等方法施工。

9.4.4 水泥浆的制备应符合下列规定：

1 水泥浆的配合比应采用经认证的计量装置计量，材料掺量符合设计要求；

2 选用的搅拌机应能够保证搅拌水泥浆的均匀性；在搅拌

槽和注浆泵之间应设置存储池，注浆前应进行搅拌以防止浆液离析和凝固。

9.4.5 水泥浆灌注应符合下列规定：

1 应缩短桩孔成孔和灌注水泥浆之间的时间间隔；

2 注浆时，应采取措施保证桩长范围内完全灌满水泥浆；

3 灌注方法应根据注浆泵和注浆系统合理选用，注浆泵与注浆孔口距离不宜大于30m;

4 当采用桩身钢管进行注浆时，可通过底部一次或多次灌浆；也可将桩身钢管加工成花管进行多次灌浆；

5 采用花管灌浆时，可通过花管进行全长多次灌浆，也可通过花管及阀门进行分段灌浆，或通过互相交错的后注浆管进行分步灌浆。

9.4.6 注浆钢管桩钢管的连接应采用套管焊接，焊接强度与质量应满足现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202的要求。

9.5 质 量 检 验

9.5.1 微型桩的施工验收，应提供施工过程有关参数，原材料的力学性能检验报告，试件留置数量及制作养护方法、混凝土和砂浆等抗压强度试验报告，型钢、钢管和钢筋笼制作质量检查报告。施工完成后尚应进行桩顶标高和桩位偏差等检验。

9.5.2 微型桩的桩位施工允许偏差，对独立基础、条形基础的边桩沿垂直轴线方向应为±1/6桩径，沿轴线方向应为±1/4桩径，其他位置的桩应为±1/2桩径；桩身的垂直度允许偏差应为±1%。

9.5.3 桩身完整性检验宜采用低应变动力试验进行检测。检测桩数不得少于总桩数的10%,且不得少于10根。每个柱下承台的抽检桩数不应少于1根。

9.5.4 微型桩的竖向承载力检验应采用静载荷试验，检验桩数不得少于总桩数的1%,且不得少于3根。

10 检验与监测

10.1 检　　验

10.1.1　地基处理工程的验收检验应在分析工程的岩土工程勘察报告、地基基础设计及地基处理设计资料，了解施工工艺和施工中出现的异常情况等后，根据地基处理的目的，制定检验方案，选择检验方法。当采用一种检验方法的检测结果具有不确定性时，应采用其他检验方法进行验证。

10.1.2　检验数量应根据场地复杂程度、建筑物的重要性以及地基处理施工技术的可靠性确定，并满足处理地基的评价要求。在满足本规范各种处理地基的检验数量，检验结果不满足设计要求时，应分析原因，提出处理措施。对重要的部位，应增加检验数量。

10.1.3　验收检验的抽检位置应按下列要求综合确定：

1　抽检点宜随机、均匀和有代表性分布；

2　设计人员认为的重要部位；

3　局部岩土特性复杂可能影响施工质量的部位；

4　施工出现异常情况的部位。

10.1.4　工程验收承载力检验时，静载荷试验最大加载量不应小于设计要求的承载力特征值的2倍。

10.1.5　换填垫层和压实地基的静载荷试验的压板面积不应小于1.0m²；　强夯地基或强夯置换地基静载荷试验的压板面积不宜小于2.0m²。

10.2 监　　测

10.2.1　地基处理工程应进行施工全过程的监测。施工中，应有专人或专门机构负责监测工作，随时检查施工记录和计量记录，

并按照规定的施工工艺对工序进行质量评定。

10.2.2　堆载预压工程，在加载过程中应进行竖向变形量、水平位移及孔隙水压力等项目的监测。真空预压应进行膜下真空度、地下水位、地面变形、深层竖向变形和孔隙水压力等监测。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。

10.2.3　强夯施工应进行夯击次数、夯沉量、隆起量、孔隙水压力等项目的监测；强夯置换施工尚应进行置换深度的监测。

10.2.4　当夯实、挤密、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩、柱锤冲扩桩、注浆等方法施工可能对周边环境及建筑物产生不良影响时，应对施工过程的振动、噪声、孔隙水压力、地下管线和建筑物变形进行监测。

10.2.5　大面积填土、填海等地基处理工程，应对地面变形进行长期监测；施工过程中还应对土体位移和孔隙水压力等进行监测。

10.2.6　地基处理工程施工对周边环境有影响时，应进行邻近建(构)筑物竖向及水平位移监测、邻近地下管线监测以及周围地面变形监测。

10.2.7　处理地基上的建筑物应在施工期间及使用期间进行沉降观测，直至沉降达到稳定为止。

附录 A　处理后地基静载荷试验要点

A.0.1　本试验要点适用于确定换填垫层、预压地基、压实地基、夯实地基和注浆加固等处理后地基承压板应力主要影响范围内土层的承载力和变形参数。

A.0.2　平板静载荷试验采用的压板面积应按需检验土层的厚度确定，且不应小于1.0㎡，对夯实地基，不宜小于2.0㎡。

A.0.3　试验基坑宽度不应小于承压板宽度或直径的3倍。应保持试验土层的原状结构和天然湿度。宜在拟试压表面用粗砂或中砂层找平，其厚度不超过20㎜。基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于2m。

A.0.4　加荷分级不应少于8级。最大加载量不应小于设计要求的2倍。

A.0.5　每级加载后，按间隔10min、10min、10min、15min、15min，以后为每隔0.5h测读一次沉降量，当在连续2h内，每小时的沉降量小于0.1㎜时，则认为已趋稳定，可加下一级荷载。

A.0.6　当出现下列情况之一时，即可终止加载，当满足前三种情况之一时，其对应的前一级荷载定为极限荷载：

1　承压板周围的土明显地侧向挤出；

2　沉降s急骤增大，压力-沉降曲线出现陡降段；

3　在某一级荷载下，24h内沉降速率不能达到稳定标准；

4　承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的6%。

A.0.7　处理后的地基承载力特征值确定应符合下列规定：

1　当压力-沉降曲线上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值。

2　当极限荷载小于对应比例界限的荷载值的2倍时，取极

限荷载值的一半。

3 当不能按上述两款要求确定时，可取s/b=0.01 所对应的荷载，但其值不应大于最大加载量的一半。承压板的宽度或直径大于2m 时，按2m 计算。

注 ：s 为静载荷试验承压板的沉降量；b 为承压板宽度。

A.0.8 同一土层参加统计的试验点不应少于3点，各试验实测值的极差不超过其平均值的30%时，取该平均值作为处理地基的承载力特征值。当极差超过平均值的30%时，应分析极差过大的原因，需要时应增加试验数量并结合工程具体情况确定处理后地基的承载力特征值。

附录 B　复合地基静载荷试验要点

B.0.1　本试验要点适用于单桩复合地基静载荷试验和多桩复合地基静载荷试验。

B.0.2　复合地基静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。复合地基静载荷试验承压板应具有足够刚度。单桩复合地基静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；多桩复合地基静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。单桩复合地基静载荷试验桩的中心(或形心)应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点相重合。

B.0.3　试验应在桩顶设计标高进行。承压板底面以下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度可取100mm～150mm。如采用设计的垫层厚度进行试验，试验承压板的宽度对独立基础和条形基础应采用基础的设计宽度，对大型基础试验有困难时应考虑承压板尺寸和垫层厚度对试验结果的影响。垫层施工的夯填度应满足设计要求。

B.0.4　试验标高处的试坑宽度和长度不应小于承压板尺寸的3倍。基准梁及加荷平台支点(或锚桩)宜设在试坑以外，且与承压板边的净距不应小于2m。

B.0.5　试验前应采取防水和排水措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动，影响试验结果。

B.0.6　加载等级可分为(8～12)级。测试前为校核试验系统整体工作性能，预压荷载不得大于总加载量的5%。最大加载压力不应小于设计要求承载力特征值的2倍。

B.0.7　每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每0．5h 读记一次。当1h 内沉降量小于0．1mm 时，即可加下一

级荷载。

B.0.8 当出现下列现象之一时可终止试验：

1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；

2 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的6%；

3 当达不到极限荷载，而最大加载压力已大于设计要求压力值的2倍。

B.0.9 卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔0.5h，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔3h读记总回弹量。

B.0.10 复合地基承载力特征值的确定应符合下列规定：

1 当压力-沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的2倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的2倍时，可取极限荷载的一半；

2 当压力-沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定，并应符合下列规定：

1) 对沉管砂石桩、振冲碎石桩和柱锤冲扩桩复合地基，可取s/b 或s/d 等于0.01所对应的压力；

2) 对灰土挤密桩、土挤密桩复合地基，可取s/b 或s/d 等于0.008所对应的压力；

3) 对水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，对以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基，可取s/b 或s/d 等于0.008所对应的压力；对以黏性土、粉土为主的地基，可取s/b 或s/d 等于0.01所对应的压力；

4) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取s/b 或s/d 等于0.006～0.008所对应的压力，桩身强度大于1.0MPa 且桩身质量均匀时可取高值；

5) 对有经验的地区，可按当地经验确定相对变形值，但原地基土为高压缩性土层时，相对变形值的最大值不应大于0.015；

6) 复合地基荷载试验，当采用边长或直径大于2m 的承

压板进行试验时，b或d 按 2m计；

7）按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半。

注：s为静载荷试验承压板的沉降量；b和d 分别为承压板宽度和直径。

B.0.11　试验点的数量不应少于3点，当满足其极差不超过平均值的30%时，可取其平均值为复合地基承载力特征值。当极差超过平均值的30%时，应分析离差过大的原因，需要时应增加试验数量，并结合工程具体情况确定复合地基承载力特征值。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于5根的独立基础或桩数少于3排的条形基础，复合地基承载力特征值应取最低值。

附录C　复合地基增强体单桩静载荷试验要点

C.0.1　本试验要点适用于复合地基增强体单桩竖向抗压静载荷试验。

C.0.2　试验应采用慢速维持荷载法。

C.0.3　试验提供的反力装置可采用锚桩法或堆载法。当采用堆载法加载时应符合下列规定：

1　堆载支点施加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值；

2　堆载的支墩位置以不对试桩和基准桩的测试产生较大影响确定，无法避开时应采取有效措施；

3　堆载量大时，可利用工程桩作为堆载支点；

4　试验反力装置的承重能力应满足试验加载要求。

C.0.4　堆载支点以及试桩、锚桩、基准桩之间的中心距离应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB 50007的规定。

C.0.5　试压前应对桩头进行加固处理，水泥粉煤灰碎石桩等强度高的桩，桩顶宜设置带水平钢筋网片的混凝土桩帽或采用钢护筒桩帽，其混凝土宜提高强度等级和采用早强剂。桩帽高度不宜小于1倍桩的直径。

C.0.6　桩帽下复合地基增强体单桩的桩顶标高及地基土标高应与设计标高一致，加固桩头前应凿成平面。

C.0.7　百分表架设位置宜在桩顶标高位置。

C.0.8　开始试验的时间、加载分级、测读沉降量的时间、稳定标准及卸载观测等应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

C.0.9　当出现下列条件之一时可终止加载：

1　当荷载-沉降(Qs)　曲线上有可判定极限承载力的陡降

段，且桩顶总沉降量超过40mm;

2 $\frac{\Delta s_{n+1}}{\Delta s_n} \geqslant 2$,且经24h 沉降尚未稳定；

3 桩身破坏，桩顶变形急剧增大；

4 当桩长超过25m,Qs 曲线呈缓变形时，桩顶总沉降量大于60mm～80mm;

5 验收检验时，最大加载量不应小于设计单桩承载力特征值的2倍。

注：△sn—— 第 n 级荷载的沉降增量；△sn+1—— 第 n+1 级荷载的沉降增量。

C.0.10 单桩竖向抗压极限承载力的确定应符合下列规定：

1 作荷载-沉降(Qs) 曲线和其他辅助分析所需的曲线；

2 曲线陡降段明显时，取相应于陡降段起点的荷载值；

3 当出现本规范第 C.0.9 条第2款的情况时，取前一级荷载值；

4 Qs 曲线呈缓变型时，取桩顶总沉降量s 为40mm 所对应的荷载值；

5 按上述方法判断有困难时，可结合其他辅助分析方法综合判定；

6 参加统计的试桩，当满足其极差不超过平均值的30%时，设计可取其平均值为单桩极限承载力；极差超过平均值的30%时，应分析离差过大的原因，结合工程具体情况确定单桩极限承载力；需要时应增加试桩数量。工程验收时应视建筑物结构、基础形式综合评价，对于桩数少于5根的独立基础或桩数少于3排的条形基础，应取最低值。

C.0.11 将单桩极限承载力除以安全系数2,为单桩承载力特征值。

本规范用词说明

1　为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词如下：

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，采用“可”。

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

引用标准名录

1《建筑地基基础设计规范》GB 50007
2 《建筑抗震设计规范》GB 50011
3 《岩土工程勘察规范》GB 50021
4 《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025
5 《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046
6 《土工试验方法标准》GB/T 50123
7 《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB50202
8 《土工合成材料应用技术规范》GB50290
9《建筑桩基技术规范》JGJ 94
10 《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123

中华人民共和国行业标准

建筑地基处理技术规范

JGJ　79-2012

条 文 说 明

修 订 说 明

《建筑地基处理技术规范》JGJ　79-2012，经住房和城乡建设部2012年8月23日以第1448号公告批准、发布。

本规范是在《建筑地基处理技术规范》JGJ　79-2002的基础上修订而成，上一版的主编单位是中国建筑科学研究院，参编单位是冶金建筑研究总院、陕西省建筑科学研究设计院、浙江大学、同济大学、湖北省建筑科学研究设计院、福建省建筑科学研究院、铁道部第四勘测设计院(上海)、河北工业大学、西安建筑科技大学、铁道部科学研究院，主要起草人员是张永钧、(以下按姓氏笔画为序)王仁兴、王吉望、王恩远、平湧潮、叶观宝、刘毅、刘惠珊、张峰、杨灿文、罗宇生、周国钧、侯伟生、袁勋、袁内镇、涂光祉、闫明礼、康景俊、滕延京、潘秋元。本次修订的主要技术内容是：1.处理后的地基承载力、变形和稳定性的计算原则；2.多种地基处理方法综合处理的工程检验方法；3.地基处理材料的耐久性设计；4.处理后的地基整体稳定性分析方法；5.加筋垫层下卧层承载力验算方法；6.真空和堆载联合预压处理的设计和施工要求；7.高能级强夯的设计参数；8.有粘结强度复合地基增强体桩身强度验算；9.多桩型复合地基设计施工要求；10.注浆加固；11.微型桩加固；12.检验与监测；13.复合地基增强体单桩静载荷试验要点；14.处理后地基静载荷试验要点。

本规范修订过程中，编制组进行了广泛深入的调查研究，总结了我国工程建设建筑地基处理工程的实践经验，同时参考了国外先进标准，与国内相关标准协调，通过调研、征求意见及工程试算，对增加和修订内容的讨论、分析、论证，取得了重要技术参数。

为便于广大设计、施工、科研和学校等单位有关人员在使用本规范时能正确理解和执行条文规定，《建筑地基处理技术规范》编制组按章、节、条顺序编制了本规范的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需注意的有关事项进行了说明，还着重对强制性条文的强制性理由做了解释。但是，本条文说明不具备与规范正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规范规定的参考。

目　　次

1　总 则 106
2　术语和符号 107
2.1　术语 107
3　基本规定 108
4　换填垫层 115
4.1　一般规定 115
4.2　设计 116
4.3　施工 127
4.4　质量检验 128
5　预压地基 130
5.1　一般规定 130
5.2　设计 132
5.3　施工 146
5.4　质量检验 148
6　压实地基和夯实地基 149
6.1　一般规定 149
6.2　压实地基 149
6.3　夯实地基 154
7　复合地基 165
7.1　一般规定 165
7.2　振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基 168
7.3　水泥土搅拌桩复合地基 178
7.4　旋喷桩复合地基 187
7.5　灰土挤密桩和土挤密桩复合地基 192
7.6　夯实水泥土桩复合地基 197

7.7 水泥粉煤灰碎石桩复合地基 199
7.8 柱锤冲扩桩复合地基 209
7.9 多桩型复合地基 215
8 注浆加固 224
8.1 一般规定 224
8.2 设计 225
8.3 施工 230
8.4 质量检验 234
9 微型桩加固 236
9.1 一般规定 236
9.2 树根桩 237
9.3 预制桩 238
9.4 注浆钢管桩 238
9.5 质量检验 239
10 检验与监测 240
10.1 检验 240
10.2 监测 244

1 总　　则

1.0.1　我国大规模的基本建设以及可用于建设的土地减少，需要进行地基处理的工程大量增加。随着地基处理设计水平的提高、施工工艺的改进和施工设备的更新，我国地基处理技术有了很大发展。但由于工程建设的需要，建筑使用功能的要求不断提高，需要地基处理的场地范围进一步扩大，用于地基处理的费用在工程建设投资中所占比重不断增大。因此，地基处理的设计和施工必须认真贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量和保护环境。

1.0.2　本规范适用于建筑工程地基处理的设计、施工和质量检验，铁路、交通、水利、市政工程的建(构)筑物地基可根据工程的特点采用本规范的处理方法。

1.0.3　因地制宜、就地取材、保护环境和节约资源是地基处理工程应该遵循的原则，符合国家的技术经济政策。

2　术语和符号

2.1　术　　语

2.1.2　本规范所指复合地基是指建筑工程中由地基土和竖向增强体形成的复合地基。

3 基 本 规 定

3.0.1　本条规定是在选择地基处理方案前应完成的工作，其中强调要进行现场调查研究，了解当地地基处理经验和施工条件，调查邻近建筑、地下工程、管线和环境情况等。

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、基础和地基的共同作用，尽量选用加强上部结构和处理地基相结合的方案，这样既可降低地基处理费用，又可收到满意的效果。

3.0.3　本条规定了在确定地基处理方法时宜遵循的步骤。着重指出在选择地基处理方案时，宜根据各种因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。工程实践证明，当岩土工程条件较为复杂或建筑物对地基要求较高时，采用单一的地基处理方法，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可能是最佳选择。

地基处理是经验性很强的技术工作。相同的地基处理工艺，相同的设备，在不同成因的场地上处理效果不尽相同；在一个地区成功的地基处理方法，在另一个地区使用，也需根据场地的特点对施工工艺进行调整，才能取得满意的效果。因此，地基处理方法和施工参数确定时，应进行相应的现场试验或试验性施工，进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。

3.0.4　建筑地基承载力的基础宽度、基础埋深修正是建立在浅基础承载力理论上，对基础宽度和基础埋深所能提高的地基承载力设计取值的经验方法。经处理的地基由于其处理范围有限，处

理后增强的地基性状与自然环境下形成的地基性状有所不同，处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时，应分析工程具体情况，采用安全的设计方法。

1　压实填土地基，当其处理的面积较大(一般应视处理宽度大于基础宽度的2倍),可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007规定的土性要求进行修正。

这里有两个问题需要注意：首先，需修正的地基承载力应是基础底面经检验确定的承载力，许多工程进行修正的地基承载力与基础底面确定的承载力并不一致；其次，这些处理后的地基表层及以下土层的承载力并不一致，可能存在表层高以下土层低的情况。所以如果地基承载力验算考虑了深度修正，应在地基主要持力层满足要求条件下才能进行。

2　对于不满足大面积处理的压实地基、夯实地基以及其他处理地基，基础宽度的地基承载力修正系数取零，基础埋深的地基承载力修正系数取1.0。

复合地基由于其处理范围有限，增强体的设置改变了基底压力的传递路径，其破坏模式与天然地基不同。复合地基承载力的修正的研究成果还很少，为安全起见，基础宽度的地基承载力修正系数取零，基础埋深的地基承载力修正系数取1.0。

3.0.5　本条为强制性条文。对处理后的地基应进行的设计计算内容给出规定。

处理地基的软弱下卧层验算，对压实、夯实、注浆加固地基及散体材料增强体复合地基等应按压力扩散角，按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的方法验算，对有粘结强度的增强体复合地基，按其荷载传递特性，可按实体深基础法验算。

处理后的地基应满足建筑物承载力、变形和稳定性要求。稳定性计算可按本规范第3.0.7条的规定进行，变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB50007 的有关规定。

3.0.6　偏心荷载作用下，对于换填垫层、预压地基、压实地基、

夯实地基、散体桩复合地基、注浆加固等处理后地基可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB 50007 的要求进行验算，即满足：

当轴心荷载作用时

$$Pk \leq f \tag{1}$$

当偏心荷载作用时

$$Pkmax \leq 1.2fa \tag{2}$$

式中：fa 为处理后地基的承载力特征值。

对于有一定粘结强度增强体复合地基，由于增强体布置不同，分担偏心荷载时增强体上的荷载不同，应同时对桩、土作用的力加以控制，满足建筑物在长期荷载作用下的正常使用要求。

3.0.7 受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物，当建造在处理后的地基上时，或由于建筑物及构筑物建造在处理后的地基上，而邻近地下工程施工改变了原建筑物地基的设计条件，建筑物地基存在稳定问题时，应进行建筑物整体稳定分析。

采用散体材料进行地基处理，其地基的稳定可采用圆弧滑动法分析，已得到工程界的共识；对于采用具有胶结强度的材料进行地基处理，其地基的稳定性分析方法还有不同的认识。同时，不同的稳定分析的方法其保证工程安全的最小稳定安全系数的取值不同。采用具有胶结强度的材料进行地基处理，其地基整体失稳是增强体断裂，并逐渐形成连续滑动面的破坏现象，已得到工程的验证。

本次修订规范组对处理地基的稳定分析方法进行了专题研究。在《软土地基上复合地基整体稳定计算方法》专题报告中，对同一工程算例采用传统的复合地基稳定计算方法、英国加筋土及加筋填土规范计算方法、考虑桩体弯曲破坏的可使用抗剪强度计算方法、桩在滑动面发挥摩擦力的计算方法、扣除桩分担荷载的等效荷载法等进行了对比分析，提出了可采用考虑桩体弯曲破坏的等效抗剪强度计算方法、扣除桩分担荷载的等效荷载法和英国 BS8006 方法综合评估软土地基上复合地基的整体稳定性的建

议。并提出了不同计算方法对应不同最小安全系数取值的建议。

采用geoslope 计算软件的有限元强度折减法对某一实际工程采用砂桩复合地基加固以及采用刚性桩加固进行了稳定性分析对比。砂桩的抗剪强度指标由砂桩的密实度确定，刚性桩的抗剪强度指标由桩折断后的材料摩擦系数确定。对比分析结果说明，采用刚性桩加固计算的稳定安全系数与采用考虑桩体弯曲破坏的等效抗剪强度计算方法的结果较接近；同时其结果说明，如果考虑刚性桩折断，采用材料摩擦性质确定抗剪强度指标，刚性桩加固后的稳定安全系数与砂桩复合地基加固接近(不考虑砂桩排水固结作用)。计算中刚性桩加固的桩土应力比在不同位置分别为堆载平台面处7.3～8.4,坡面处5.8～6.4。砂桩复合地基加固，当砂桩的内摩擦角取30°,不考虑砂桩排水固结作用的稳定安全系数为1.06;考虑砂桩排水固结作用的稳定安全系数为1.29。采用CFG 桩复合地基加固，CFG 桩断裂后，材料间摩擦系数取0.55,折算内摩擦角取29°,计算的稳定安全系数为1.05。

本次修订规定处理后的地基上建筑物稳定分析可采用圆弧滑动法，其稳定安全系数不应小于1.30。散体加固材料的抗剪强度指标，可按加固体的密实度通过试验确定，这是常用的方法。胶结材料抵抗水平荷载和弯矩的能力较弱，其对整体稳定的作用(这里主要指具有胶结强度的竖向增强体),假定其桩体完全断裂，按滑动面材料的摩擦性能确定抗剪强度指标，对工程验算是安全的。

规范修订组的验算结果表明，采用无配筋的竖向增强体地基处理，其提高稳定安全性的能力是有限的。工程需要时应配置钢筋，增加增强体的抗剪强度；或采用设置抗滑构件的方法满足稳定安全性要求。

3.0.8　刚度差异较大的整体大面积基础其地基反力分布不均匀，且结构对地基变形有较高要求，所以其地基处理设计，宜根据结构、基础和地基共同作用结果进行地基承载力和变形验算。

3.0.9　本条是地基处理工程的验收检验的基本要求。

换填垫层、预压地基、压实地基、夯实地基和注浆加固地基的检测，主要通过静载荷试验、静力和动力触探、标准贯入或土工试验等检验处理地基的均匀性和承载力。对于复合地基，不仅要做上述检验，还应对增强体的质量进行检验，需要时可采用钻芯取样进行增强体强度复核。

3.0.10　本条是对采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程验收检验方法的要求。采用多种地基处理方法综合使用的地基处理工程，每一种方法处理后的检验由于其检验方法的局限性，不能代表整个处理效果的检验，地基处理工程完成后应进行整体处理效果的检验(例如进行大尺寸承压板载荷试验)。

3.0.11　地基处理采用的材料，　一方面要考虑地下土、水环境对其处理效果的影响，另一方面应符合环境保护要求，不应对地基土和地下水造成污染。地基处理采用材料的耐久性要求，应符合有关规范的规定。现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046对工业建筑材料的防腐蚀问题进行了规定，现行国家标准《混凝土结构设计规范》 GB　50010对混凝土的防腐蚀和耐久性提出了要求，应遵照执行。对水泥粉煤灰碎石桩复合地基的增强体以及微型桩材料，应根据表1规定的混凝土结构暴露的环境类别，满足表2的要求。

表 1　混凝土结构的环境类别

环境类别	条　件
一	室内干燥环境； 无侵蚀性静水浸没环境
二a	室内潮湿环境； 非严寒和非寒冷地区的露天环境； 非严寒和非寒冷地区的与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境； 严寒和寒冷地区的冰冻线以下与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境
二　b	干湿交替环境； 水位频繁变动环境； 严寒和寒冷地区的露天环境； 严寒和寒冷地区冰冻线以上与无侵蚀性的水或土壤直接接触的环境

续 表 1

环境类别	条　件
三a	严寒和寒冷地区冬季水位变动区环境； 受除冰盐影响环境； 海风环境
三 b	盐渍土环境； 受除冰盐作用环境； 海岸环境
四	海水环境
五	受人为或自然的侵蚀性物质影响的环境

注：1　室内潮湿环境是指构件表面经常处于结露或湿润状态的环境；

2　严寒和寒冷地区的划分应符合现行国家标准《民用建筑热工设计规范》GB50176 的有关规定；

3　海岸环境和海风环境宜根据当地情况，考虑主导风向及结构所处迎风、背风部位等因素的影响，由调查研究和工程经验确定；

4　受除冰盐影响环境是指受到除冰盐盐雾影响的环境；受除冰盐作用环境是指被除冰盐溶液溅射的环境以及使用除冰盐地区的洗车房、停车楼等建 筑；

5　暴露的环境是指混凝土结构表面所处的环境。

表 2　结构混凝土材料的耐久性基本要求

环境等级	最大水胶比	最低强度等级	最大氯离子含量(%)	最大碱含量(kg/m³)
	0.60	C20	0.30	不限制
二a	0.55	C25	0.20	3.0
二b	0.50(0.55)	C30(C25)	0.15	3.0
三a	0.45(0.50)	C35(C30)	0.15	
三b	0.40	C40	0.10	

注：1　氯离子含量系指其占胶凝材料总量的百分比；

2　预应力构件混凝土中的最大氯离子含量为0.06%;其最低混凝土强度等级宜按表中的规定提高两个等级；

3　素混凝土构件的水胶比及最低强度等级的要求可以适当放松；

4　有可靠工程经验时，二类环境中的最低强度等级可降低一个等级；

5　处于严寒和寒冷地区二b、三a 类环境中的混凝土应使用引气剂，并可采用括号中的有关参数；

6　当使用非碱活性骨料时，对混凝土中的碱含量可不作限制。

3.0.12　地基处理工程是隐蔽工程。施工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，才能根据场地情况和施工情况及时调整施工工艺和施工参数，实现设计要求。地基处理工程同时又是经验性很强的技术工作，根据场地勘测资料以及建筑物的地基要求进行设计，在现场实施中仍有许多与场地条件和设计要求不符合的情况，要求及时解决。地基处理工程施工结束后，必须按国家有关规定进行质量检验和验收。

4 换 填 垫 层

4.1 一 般 规 定

4.1.1 软弱土层系指主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。在建筑地基的局部范围内有高压缩性土层时，应按局部软弱土层处理。

换填垫层适用于处理各类浅层软弱地基。当在建筑范围内上层软弱土较薄时，则可采用全部置换处理。对于较深厚的软弱土层，当仅用垫层局部置换上层软弱土层时，下卧软弱土层在荷载作用下的长期变形可能依然很大。例如，对较深厚的淤泥或淤泥质土类软弱地基，采用垫层仅置换上层软土后，通常可提高持力层的承载力，但不能解决由于深层土质软弱而造成地基变形量大对上部建筑物产生的有害影响；或者对于体型复杂、整体刚度差、或对差异变形敏感的建筑，均不应采用浅层局部换填的处理方法。

对于建筑范围内局部存在松填土、暗沟、暗塘、古井、古墓或拆除旧基础后的坑穴，可采用换填垫层进行地基处理。在这种局部的换填处理中，保持建筑地基整体变形均匀是换填应遵循的最基本的原则。

4.1.3 大面积换填处理，一般采用大型机械设备，场地条件应满足大型机械对下卧土层的施工要求，地下水位高时应采取降水措施，对分层土的厚度、压实效果及施工质量控制标准等均应通过试验确定。

4.1.4 开挖基坑后，利用分层回填夯压，也可处理较深的软弱土层。但换填基坑开挖过深，常因地下水位高，需要采用降水措施；坑壁放坡占地面积大或边坡需要支护及因此易引起邻近地面、管网、道路与建筑的沉降变形破坏；再则施工土方量大、弃土多等因素，常使处理工程费用增高、工期拖长、对环境的影响增大等。

因此，换填法的处理深度通常控制在3m 以内较为经济合理。

大面积填土产生的大范围地面负荷影响深度较深，地基压缩变形量大，变形延续时间长，与换填垫层浅层处理地基的特点不同，因而大面积填土地基的设计施工按照本规范第6章有关规定执行。

4.2 设　　计

4.2.1　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。

石屑是采石场筛选碎石后的细粒废弃物，其性质接近于砂，在各地使用作为换填材料时，均取得了很好的成效。但应控制好含泥量及含粉量，才能保证垫层的质量。

黏土难以夯压密实，故换填时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50㎜,　但不宜大于100㎜,　否则将影响垫层的夯压效果。

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优等品标准，储存期不超过3个月，所含活性CaO 和 Mg(越高则胶结力越强。通常灰土的最佳含灰率约为 Ca(+Mg　(总量的8%。石灰应消解(3～4)d 并筛除生石灰块后使用。

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Ca)、SO_3 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《建筑材料放射性核素限量》GB 6566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、管网采取一定的防腐措施。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，有利于环境绿化。

矿渣的稳定性是其是否适用于作换填垫层材料的最主要性能指标，原冶金部试验结果证明，当矿渣中CaO 的含量小于45%及FeS 与 MnS 的含量约为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。与粉煤灰相同，对用于换填垫层的矿渣，同样要考虑放射性、对地下水和环境的影响及对金属管网、构件的影响。

土工合成材料 (Geosynthetics) 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、腈纶、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、低延伸率、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。如土工格栅、土工格室、土工垫、土工带、土工网、土工膜、土工织物、塑料排水带及其他土工合成材料等。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。

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，降低了下卧土层的压力，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，也取得了一定的效果。根据理论分析、室内试验以及工程实测的结果证明采用土工合成材料加筋垫层的作用机理为：(1)扩散应力，加筋垫层刚度较大，增大了压力扩散角，有利于上部荷载扩散，降低垫层底面压力；(2)调整不均匀沉降，由于加筋垫层的作用，加大了压缩层范围内地基的整体刚度，有利于调整基础的不均匀沉降；(3)增大地基稳定性，由于加筋垫层的约束，整体上限制了地基土的剪切、侧向挤出及隆起。

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、耐久性与抗腐蚀性等；(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。最后通过静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不久，目前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。合成材料老化的主要因素：紫外线照射、60℃~80℃的高温或氧化等。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拉应力，所以要求选用高强度、低徐变性、延伸率适宜的材料，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；进而地基的失稳将会引起上部建筑产生较大的沉降，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。

4.2.2　垫层设计应满足建筑地基的承载力和变形要求。首先垫层能换除基础下直接承受建筑荷载的软弱土层，代之以能满足承载力要求的垫层；其次荷载通过垫层的应力扩散，使下卧层顶面受到的压力满足小于或等于下卧层承载能力的条件；再者基础持力层被低压缩性的垫层代换，能大大减少基础的沉降量。因此，合理确定垫层厚度是垫层设计的主要内容。通常根据土层的情况确定需要换填的深度，对于浅层软土厚度不大的工程，应置换掉全部软弱土。对需换填的软弱土层，首先应根据垫层的承载力确定基础的宽度和基底压力，再根据垫层下卧层的承载力，设置垫层的厚度，经本规范式(4.2.2-1)复核，最后确定垫层厚度。

下卧层顶面的附加压力值可以根据双层地基理论进行计算，但这种方法仅限于条形基础均布荷载的计算条件。也可以将双层地基视作均质地基，按均质连续各向同性半无限直线变形体的弹性理论计算。第一种方法计算比较复杂，第二种方法的假定又与实际双层地基的状态有一定误差。最常用的是扩散角法，按本规范式(4.2.2-2)或式(4.2.2-3)计算的垫层厚度虽比按弹性理论计算的结果略偏安全，但由于计算方法比较简便，易于理解又便于接受，故而在工程设计中得到了广泛的认可和使用。

压力扩散角应随垫层材料及下卧土层的力学特性差异而定，**可按双层地基的条件来考虑。四川及天津曾先后对上硬下软的双**

层地基进行了现场静载荷试验及大量模型试验，通过实测软弱下卧层顶面的压力反算上部垫层的压力扩散角，根据模型试验实测压力，在垫层厚度等于基础宽度时，计算的压力扩散角均小于30°,而直观破裂角为30°。同时，对照耶戈洛夫双层地基应力理论计算值，在较安全的条件下，验算下卧层承载力的垫层破坏的扩散角与实测土的破裂角相当。因此，采用理论计算值时，扩散角最大取30°。对小于30°的情况，以理论计算值为基础，求出不同垫层厚度时的扩散角θ。根据陕西、上海、北京、辽宁、广东、湖北等地的垫层试验，对于中砂、粗砂、砾砂、石屑的变形模量均在30MPa～45MPa的范围，卵石、碎石的变形模量可达35MPa~80MPa, 而矿渣则可达到35MPa～70MPa。这类粗颗粒垫层材料与下卧的较软土层相比，其变形模量比值均接近或大于10,扩散角最大取30°;而对于其他常作换填材料的细粒土或粉煤灰垫层，碾压后变形模量可达到13MPa～20MPa, 与粉质黏土垫层类似，该类垫层材料的变形模量与下卧较软土层的变形模量比值显著小于粗粒土垫层的比值，则可比较安全地按3来考虑，同时按理论值计算出扩散角θ。灰土垫层则根据北京的试验及北京、天津、西北等地经验，按一定压实要求的3:7或2:8灰土28d强度考虑，取θ为28°。因此，参照现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007给出不同垫层材料的压力扩散角。

土夹石、砂夹石垫层的压力扩散角宜依据土与石、砂与石的配比，按静载荷试验结果确定，有经验时也可按地区经验选取。

土工合成材料加筋垫层一般用于z/b 较小的薄垫层。对土工带加筋垫层，设置一层土工筋带时，θ宜取26°;设置两层及以上土工筋带时，θ宜取35°。

利用太原某现场工程加筋垫层原位静载荷试验，对土工带加筋垫层的压力扩散角进行验算。试验中加筋垫层土为碎石，粒径10mm～30mm, 垫层尺寸为2.3m×2.3m×0.3m, 基础底面尺寸为1.5m×1.5m。 土工带加筋采用两种土工筋带： TG 玻塑复合筋带（A 型，极限抗拉强度oh=94.3MPa） 和 CPE 钢塑复合筋

带 (B 型，极限抗拉强度 σ =139.4MPa)。根据不同的加筋参数和加筋材料，将此工程分为10种工况进行计算。具体工况参数如表3所示。以沉降为1.5%基础宽度处的荷载值作为基础底面处的平均压力值，垫层底面处的附加压力值为58.3kPa 。基础底面处垫层土的自重压力值忽略不计。由式(4.2.2-3)分别计算加筋碎石垫层的压力扩散角值，结果列于表3。

表 3　工况参数及压力扩散角

试验编号	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	36	B7	B8
加筋层数	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
首层间距(cm)	5	10	10	10	20	5	5	5	5	5
层间距(cm)		—	—		—	10	15	10	15	20
LDR(%)	33.3	50.0	33.3	25.0	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3
90.015B(kPa)	87.5	86.3	84.7	83.2	84.0	100.9	97.6	90.6	88.3	85.6
0(°)	29.3	28.4	27.1	25.9	26.5	38.2	36.3	31.6	29.9	27.8

注：LDR—加筋线密度；o.015B—沉降为1.5%基础宽度处的荷载值；0一压力扩散角。

收集了太原地区7项土工带加筋垫层工程，按照表4.2.2给出的压力扩散角取值验算是否满足式(4.2.2-1)要求。7项工程概况描述如下，工程基本参数和压力扩散角取值列于表4。验算时，太原地区从地面到基础底面土的重度加权平均值取Ym=19kN/m³， 加筋垫层重度碎石取21kN/m³， 砂石取19.5kN/m³，灰土取16.5kN/m³， 所用土工筋带均为 TG 玻塑复合筋带 (A 型)，nd 取1.5。验算结果列于表5。

表 4　土工带加筋工程基本参数

工程编号	L×B (m)	d (m)	z (m)	N	B×h (mm)	U (m)	H (m)	LDR (%)	0 (°)
1	46.0×17.9	2.83	2.5	2	25×2.5	0.5	0.5	0.20	35
2	93.5×17.5	2.80	1.2	2	25×2.5	0.4	0.4	0.17	35
3	40.5×22.5	2.70	1.5	2	25×2.5	0.8	0.4	0.20	35
4	78.4×16.7	2.78	1.8	2	25×2.5	0.8	0.4	0.17	35
5	60.8×14.9	2.73	1.5	2	25×2.5	0.6	0.4	0.17	35
6	40.0×17.5	5.43	2.5	2	25×2.5	1.7	0.4	0.33	35
7	71.1×13.6	2.50	1.0	1	25×2.5	0.5	—	0.17	26

注：L—基础长度；B一基础宽度；d—基础埋深；z　垫层厚度；N一加筋层数；h—加筋带厚度；U 一首层加筋间距；H— 加筋间距；其他同表3。

表5加筋垫层下卧层承载力计算

工程编号	p(kPa)	p_c(kPa)	p_z(kPa)	p_c(kPa)	p_z+p_c(kPa)	f(kPa)	深度修正部分的承载力(kPa)	f_z(kPa)	实测沉降		
									最大沉降(mm)	最小沉降(mm)	平均沉降(mm)
1	140	53.8	67.0	102.5	169.5	70	137.6	207.6	10.0	7.0	8.3
2	140	53.2	77.8	73.0	150.8	80	99.75	179.75	—		—
3	220	51.3	146.7	82.8	229.5	150	105.5	255.5	72	63	67.5
4	150	52.8	81.8	87.9	169.7	80	116.25	196.25	8.7	7.0	7.9
5	130	51.9	66.2	81.1	147.3	80	106.25	186.25	4.2	3.5	3.9
6	260	103.2	120.2	151.9	272.1	120	211.75	331.75	–		—
7	140	47.5	85.1	67.0	152.1	90	85.5	175.5	–	—	—

1—山西省机电设计研究院13号住宅楼(6层砖混，砂石加筋)；

2—山西省体委职工住宅楼(6层砖混，灰土加筋)；

3—迎泽房管所住宅楼(9层底框，碎石加筋)；

4—文化苑E-4 号住宅楼(7层砖混，砂石加筋)；

5—文化苑E-5 号住宅楼(6层砖混，砂石加筋)；

6—山西省交通干部学校综合教学楼(13层框剪，砂石加筋)；

7—某机关职工住宅楼(6层砖混，砂石加筋)。

4.2.3　确定垫层宽度时，除应满足应力扩散的要求外，还应考虑侧面土的强度条件，保证垫层应有足够的宽度，防止垫层材料向侧边挤出而增大垫层的竖向变形量。当基础荷载较大，或对沉降要求较高，或垫层侧边土的承载力较差时，垫层宽度应适当加大。

垫层顶面每边超出基础底边应大于 ztanθ，且不得小于300mm，如图1所示。

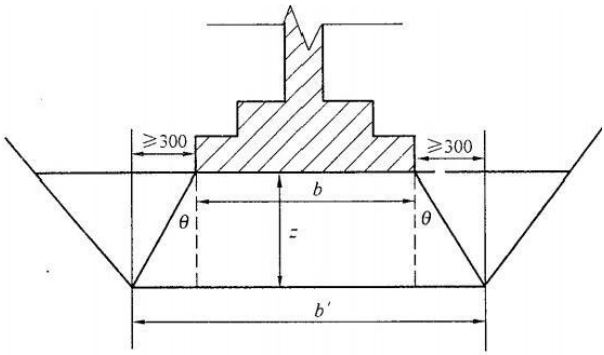


图 1　垫层宽度取值示意

4.2.4　矿渣垫层的压实指标，由于干密度试验难于操作，误差较大。所以其施工的控制标准按目前的经验，在采用8t 以上的平碾或振动碾施工时可按最后两遍压实的压陷差小于2mm控制。

4.2.5　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。对于按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB 50007 设计等级为丙级的建筑物及一般的小型、轻型或对沉降要求不高的工程，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，初步设计时可以参考表6所列的承载力特征值取用。

表 6　垫层的承载力

换填材料	承载力特征值fak(kPa)
碎石、卵石	200～300
砂夹石(其中碎石、卵石占全重的30%～50%)	200～250
土夹石(其中碎石、卵石占全重的30%～50%)	150～200
中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾	150～200
粉质黏土	130～180
石屑	120～150
灰土	200～250
粉煤灰	120～150
矿渣	200～300

注：压实系数小的垫层，承载力特征值取低值，反之取高值；原状矿渣垫层取低值，分级矿渣或混合矿渣垫层取高值。

4.2.6　我国软黏土分布地区的大量建筑物沉降观测及工程经验表明，采用换填垫层进行局部处理后，往往由于软弱下卧层的变形，建筑物地基仍将产生过大的沉降量及差异沉降量。因此，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中的变形计算方法进行建筑物的沉降计算，以保证地基处理效果及建筑物的安全使用 。

4.2.7　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，可参照表7选用。

表 7　垫层模量（MPa）

模 量 垫层材料	压缩模量Es	变形模量Eo
粉煤灰	8～20	—
砂	20～30	—
碎石、卵石	30～50	—
矿渣		35～70

注：压实矿渣的Eo/Es 比值可按1.5～3.0取用。

下卧层顶面承受换填材料本身的压力超过原天然土层压力较多的工程，地基下卧层将产生较大的变形。如工程条件许可，宜尽早换填，以使由此引起的大部分地基变形在上部结构施工之前完成。

4.2.9　加筋线密度为加筋带宽度与加筋带水平间距的比值。

对于土工加筋带端部可采用图2说明的胞腔式固定方法。

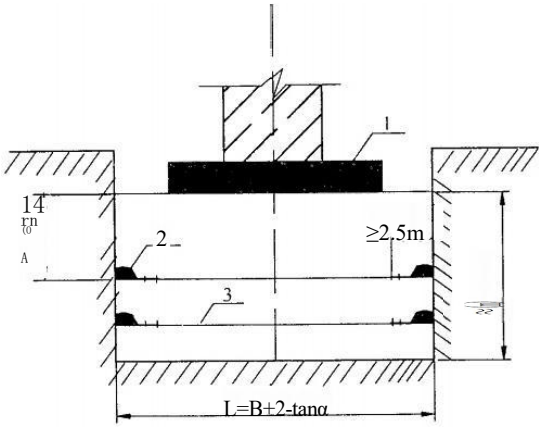


图 2　胞腔式固定方法

1—基础；2—胞腔式砂石袋；3一筋带；z—加筋垫层厚度

工程案例分析：

场地条件：场地土层第一层为杂填土，厚度0.7m～0.8m，在试验时已挖去；第二层为饱和粉土，作为主要受力层，其天然重度为18.9kN/m³，土粒相对密度2.69，含水量31.8%，干重度14.5kN/m³，孔隙比0.881，饱和度96%，液限32.9%，塑限23.7%，塑性指数9.2，液性指数0.88，压缩模量3.93MPa。根据现场原土的静力触探和静载荷试验，结合本地区经验综合确定饱和粉土层的承载力特征值为80kPa。

工程概况：矩形基础，建筑物基础平面尺寸为60.8m×14.9m，基础埋深2.73m。基础底面处的平均压力 pk 取130kPa。基础底部为软弱土层，需进行处理。

处理方法一：采用砂石进行换填，从地面到基础底面土的重度加权平均值取19kN/m³，砂石重度取19.5kN/m³。基础埋深的地基承载力修正系数取1.0。假定 z/B=0.25，如垫层厚度 z 取3.73m，按本规范4.2.2条取压力扩散角20°。计算得基础底面处的自重应力 pe 为51.9kPa，垫层底面处的自重应力 pe 为124.6kPa，则垫层底面处的附加压力值 p，为63.3kPa，垫层底面处的自重应力与附加压力之和为187.9kPa，承载力深度修正值为115.0kPa，垫层底面处土经深度修正后的承载力特征值为195.0kPa，满足式(4.2.2-1)要求。

处理方法二：采用加筋砂石垫层。加筋材料采用TG 玻塑复合筋带(极限抗拉强度 ob=94.3MPa)，筋带宽、厚分别为25mm 和2.5mm。两层加筋，首层加筋间距拟采用0.6m，加筋带层间距拟采用0.4m，加筋线密度拟采用17%。压力扩散角取35°。砂石垫层参数同上。基础底面处的自重应力 pe 为51.9kPa，假定垫层厚度为1.5m，按式(4.2.2-3)计算加筋垫层底面处的附加压力值p_z为66.6kPa，垫层底面处的自重应力pcz为81.2kPa，垫层底面处的自重应力与附加压力之和为147.8kPa，计算得承载力深度修正值为72.7kPa，垫层底面处土经深度修正后的承载力特征值为152.7kPa>147.8kPa，满足式(4.2.2-1)要求。由式(4.2.3)计算可得垫层底面最小宽度为

16.9m, 取17m。该工程竣工验收后，观测到的最终沉降量为3.9mm, 满足变形要求。

两种处理方法进行对比，可知，使用加筋垫层，可使垫层厚度比仅采用砂石换填时减少60%。采用加筋垫层可以降低工程造价，施工更方便。

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，以求获得最佳密实效果。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，又能防止扰动下卧软弱土的结构。

4.3.3　为获得最佳密实效果，宜采用垫层材料的最优含水量wop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7wu±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w%p的一6%～+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/T 50123中轻型击实试验的要求求得。在缺乏试验资料时，也可近似取液限值的60%;或按照经验采用塑限wp±2% 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wo±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。

4.3.4　对垫层底部的下卧层中存在的软硬不均匀点，要根据其对垫层稳定及建筑物安全的影响确定处理方法。对不均匀沉降要求不高的一般性建筑，当下卧层中不均匀点范围小，埋藏很深，处于地基压缩层范围以外，且四周土层稳定时，对该不均匀点可

不做处理。否则，应予挖除并根据与周围土质及密实度均匀一致的原则分层回填并夯压密实，以防止下卧层的不均匀变形对垫层及上部建筑产生危害。

4.3.5　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的保护层，待做好铺填垫层的准备后，对保护层挖一段随即用换填材料铺填一段，直到完成全部垫层，以保护下卧土层的结构不被破坏。按浙江、江苏、天津等地的习惯做法，在软弱下卧层顶面设置厚150mm～300mm 的砂垫层，防止粗粒换填材料挤入下卧层时破坏其结构。

4.3.7　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。

为保证灰土施工控制的含水量不致变化，拌合均匀后的灰土应在当日使用，灰土夯实后，在短时间内水稳性及硬化均较差，易受水浸而膨胀疏松，影响灰土的夯压质量。

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。

4.3.9　在地基土层表面铺设土工合成材料时，保证地基土层顶面平整，防止土工合成材料被刺穿、顶破。

4.4　质 量 检 验

4.4.1　垫层的施工质量检验可利用轻型动力触探或标准贯入试验法检验。必须首先通过现场试验，在达到设计要求压实系数的垫层试验区内，测得标准的贯入深度或击数，然后再以此作为控制施工压实系数的标准，进行施工质量检验。利用传统的贯入试验进行施工质量检验必须在有经验的地区通过对比试验确定检验标准，再在工程中实施。检验砂垫层使用的环刀容积不应小于

200cm³，以减少其偶然误差。在粗粒土垫层中的施工质量检验，可设置纯砂检验点，按环刀取样法检验，或采用灌水法、灌砂法进行检验。

4.4.2 换填垫层的施工必须在每层密实度检验合格后再进行下一工序施工。

4.4.3 垫层施工质量检验点的数量因各地土质条件和经验不同而不同。本条按天津、北京、河南、西北等大部分地区多数单位的做法规定了条基、独立基础和其他基础面积的检验点数量。

4.4.4 竣工验收应采用静载荷试验检验垫层质量，为保证静载荷试验的有效影响深度不小于换填垫层处理的厚度，静载荷试验压板的面积不应小于1.0m²。

5 预压地基

5.1 一般规定

5.1.1 预压处理地基一般分为堆载预压、真空预压和真空～堆载联合预压三类。降水预压和电渗排水预压在工程上应用甚少，暂未列入。堆载预压分塑料排水带或砂井地基堆载预压和天然地基堆载预压。通常，当软土层厚度小于4.0m时，可采用天然地基堆载预压处理，当软土层厚度超过4.0m时，为加速预压过程，应采用塑料排水带、砂井等竖井排水预压处理地基。对真空预压工程，必须在地基内设置排水竖井。

本条提出适用于预压地基处理的土类。对于在持续荷载作用下体积会发生很大压缩，强度会明显增长的土，这种方法特别适用。对超固结土，只有当土层的有效上覆压力与预压荷载所产生的应力水平明显大于土的先期固结压力时，土层才会发生明显的压缩。竖井排水预压对处理泥炭土、有机质土和其他次固结变形占很大比例的土处理后仍有较大的次固结变形，应考虑对工程的影响。当主固结变形与次固结变形相比所占比例较大时效果明显。

5.1.2 当需加固的土层有粉土、粉细砂或中粗砂等透水、透气层时，对加固区采取的密封措施一般有打设黏性土密封墙、开挖换填和垂直铺设密封膜穿过透水透气层等方法。对塑性指数大于25且含水量大于85%的淤泥，采用真空预压处理后的地基土强度有时仍然较低，因此，对具体的场地，需通过现场试验确定真空预压加固的适用性。

5.1.3 通过勘察查明土层的分布、透水层的位置及水源补给等，这对预压工程很重要，如对于黏土夹粉砂薄层的“千层糕”状土层，它本身具有良好的透水性，不必设置排水竖井，仅进行堆载

预压即可取得良好的效果。对真空预压工程，查明处理范围内有无透水层(或透气层)及水源补给情况，关系到真空预压的成败和处理费用。

5.1.4　对重要工程，应预先选择代表性地段进行预压试验，通过试验区获得的竖向变形与时间关系曲线，孔隙水压力与时间关系曲线等推算土的固结系数。固结系数是预压工程地基固结计算的主要参数，可根据前期荷载所推算的固结系数预计后期荷载下地基不同时间的变形并根据实测值进行修正，这样就可以得到更符合实际的固结系数。此外，由变形与时间曲线可推算出预压荷载下地基的最终变形、预压阶段不同时间的固结度等，为卸载时间的确定、预压效果的评价以及指导全场的设计与施工提供主要依据。

5.1.6　对预压工程，什么情况下可以卸载，这是工程上关心的问题，特别是对变形控制严格的工程，更加重要。设计时应根据所计算的建筑物最终沉降量并对照建筑物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，选择排水竖井直径、间距、深度和排列方式、确定预压荷载大小和加载历时，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建筑物允许变形要求。对排水井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。对排水竖井未穿透受压土层的情况，应分别使竖井深度范围土层和竖井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。这样要求的原因是，竖井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，应尽可能加深竖井深度，使竖井底面以下受压土层厚度减小。

5.1.7　当建筑物的荷载超过真空压力且建筑物对地基的承载力和变形有严格要求时，应采用真空-堆载联合预压法。工程实践证明，真空预压和堆载预压效果可以叠加，条件是两种预压必须

同时进行，如某工程47m×54m 面积真空和堆载联合预压试验，实测的平均沉降结果如表8所示。某工程预压前后十字板强度的变化如表9所示。

表 8 实测沉降值

项 目	真空预压	加30kPa堆载	加50kPa堆载
沉降(mm)	480	680	840

表 9 预压前后十字板强度 (kPa)

深度(m)	土 质	预压前	真空预压	真空-堆载预压
2.0～5.8	淤泥夹淤泥质粉质黏土	12	28	40
5.8～10.0	淤泥质黏土夹粉质黏土	15	27	36
10.0～15.0	淤泥	23	28	33

5.1.8 由于预压加固地基的范围一般较大，其沉降对周边有一定影响，应有一定安全距离；距离较近时应采取保护措施。

5.1.9 超载预压可减少处理工期，减少工后沉降量。工程应用时应进行试验性施工，在保证整体稳定条件下实施。

5.2 设 计

I 堆 载 预 压

5.2.1 本条中提出对含较多薄粉砂夹层的软土层，可不设置排水竖井。这种土层通常具有良好的透水性。表10为上海石化总厂天然地基上10000m³ 试验油罐经148d 充水预压的实测和推算结果 。

该罐区的土层分布为：地表约4m 的粉质黏土(“硬壳层”)其下为含粉砂薄层的淤泥质黏土，呈“千层糕”状构造。预计固结较快，地基未作处理，经148d 充水预压后，固结度达90%左右 。

表10 从实测s-t曲线推算的β、se等值

测 点	2号	5号	10号	13号	16个测点平均值.	罐中心
实测沉降s_1(cm)	87.0	87.5	79.5	79.4	84.2	131.9
β(1/d)	0.0166	0.0174	0.0174	0.0151	0.0159	0.0188
最终沉降s(cm)	93.4	93.6	84.9	85.1	91.0	138.9
瞬时沉降sd(cm)	26.4	22.4	23.5	23.7	25.2	38.4
固结度U(%)	90.4	91.4	91.5	88.6	89.7	93.0

土层的平均固结度普遍表达式U 如下：

$$U=1-ae^{-\beta} \qquad (3)$$

式中a、β为和排水条件有关的参数，β值与土的固结系数、排水距离等有关，它综合反映了土层的固结速率。从表10可看出罐区土层的β值较大。对照砂井地基，如台州电厂煤场砂井地基β值为0.0207(1/d)，而上海炼油厂油罐天然地基β值为0.0248(1/d)。 它们的值相近。

5.2.3 对于塑料排水带的当量换算直径dp，虽然许多文献都提供了不同的建议值，但至今还没有结论性的研究成果，式(5.2.3)是著名学者 Hansbo 提出的，国内工程上也普遍采用，故在规范中推荐使用。

5.2.5 竖井间距的选择，应根据地基土的固结特性，预定时间内所要求达到的固结度以及施工影响等通过计算、分析确定。根据我国的工程实践，普通砂井之井径比取6～8,塑料排水带或袋装砂井之井径比取15～22,均取得良好的处理效果。

5.2.6 排水竖井的深度，应根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定。对以变形控制的建筑，竖井宜穿透受压土层。对受压土层深厚，竖井很长的情况，虽然考虑井阻影响后，土层径向排水平均固结度随深度而减小，但井阻影响程度取决于竖井的纵向通水量q.w与天然土层水平向渗透系数kh 的比值大小和竖井深度等。对于竖井深度L=30m， 井径比n=20， 径向排水固

结时间因子 Th=0.86, 不同比值qw/kh时，土层在深度z=1m和30m 处根据Hansbo(1981) 公式计算之径向排水平均固结度U, 如表11所示。

表 1 1 Hansbo(1981) 公式计算之径向排水平均固结度U,

qw/kn(㎡) / z(m)	300	600	1500
1	0.91	0.93	0.95
30	0.45	0.63	0.81

由表可见，在深度30m 处，土层之径向排水平均固结度仍较大，特别是当qw/kn 较大时。因此，对深厚受压土层，在施工能力可能时，应尽可能加深竖井深度，这对加速土层固结，缩短工期是很有利的。

5.2.7 对逐渐加载条件下竖井地基平均固结度的计算，本规范采用的是改进的高木俊介法，该公式理论上是精确解，而且无需先计算瞬时加载条件下的固结度，再根据逐渐加载条件进行修正，而是两者合并计算出修正后的平均固结度，而且公式适用于多种排水条件，可应用于考虑井阻及涂抹作用的径向平均固结度计算 。

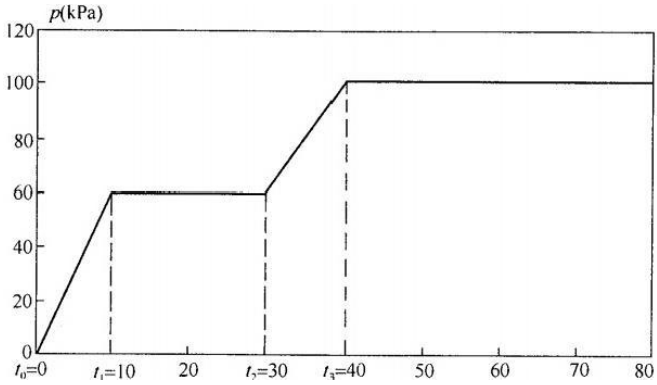
算例 ：

已知：地基为淤泥质黏土层，固结系数 Ch=C、=1.8×10-³cm²/s, 受压土层厚20m, 袋装砂井直径dw=70mm, 袋装砂井为等边三角形排列，间距l=1.4m, 深度H=20m, 砂井底部为不透水层，砂井打穿受压土层。预压荷载总压力 p=100kPa, 分两级等速加载，如图3所示。

求：加荷开始后120d 受压土层之平均固结度(不考虑竖井井阻和涂抹影响)。

计算 ：

受压土层平均固结度包括两部分：径向排水平均固结度和向上竖向排水平均固结度。按公式(5.2.7)计算，其中α 、β 由表



(d)

图3 加载过程

5.2.7知：

$$\alpha = \frac{8}{\pi^2} = 0.81$$

$$\beta = \frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$$

根据砂井的有效排水圆柱体直径d=1.051=1.05×1.4=1.47m

径井比n=de/dw=1.47/0.07=21, 则

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

$$= \frac{21^2}{21^2-1}\ln(21) - \frac{3\times 21^2-1}{4\times 21^2}$$

=2.3

$$\beta = \frac{8\times 1.8\times 10^{-3}}{2.3\times 147^2} + \frac{3.14^2\times 1.8\times 10^{-3}}{4\times 2000^2}$$

=2.908×10-7(1/s)

=0.0251(1/d)

第一级荷载的加荷速率 91 =60/10=6 kPa/d

第二级荷载的加荷速率 q_2=40/10=4kPa/d

固结度计算：

$$\overline{U}_t = \sum \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p}\left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}\,(e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}})\right]$$

$$= \frac{\dot{q}_1}{\sum \Delta p}\left[(t_1 - t_0) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta t_1} - e^{\beta t_0})\right]$$

$$+ \frac{\dot{q}_2}{\sum \Delta p}\left[(t_3 - t_2) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta t_3} - e^{\beta t_2})\right]$$

$$= \frac{6}{100}\left[(10-0) - \frac{0.81}{0.0251}e^{-0.0251\times 120}(e^{0.0251\times 10} - e^{0})\right]$$

$$+ \frac{4}{100}\left[(40-30) - \frac{0.81}{0.0251}e^{-0.0251\times 120}(e^{0.0251\times 40} - e^{0.0251\times 30})\right]$$

=0.93

5.2.8　竖井采用挤土方式施工时，由于井壁涂抹及对周围土的扰动而使土的渗透系数降低，因而影响土层的固结速率，此即为涂抹影响。涂抹对土层固结速率的影响大小取决于涂抹区直径d、和涂抹区土的水平向渗透系数ks 与天然土层水平渗透系数kh的比值。图4反映了这两个因素对土层固结时间因子的影响，图中 Tho(s) 为不考虑井阻仅考虑涂抹影响时，土层径向排水平均固结度U,=0.9　　时之固结时间因子。由图可见，涂抹对土层固结速率影响显著,在固结度计算中，涂抹影响应予考虑。对涂抹区直径d,　有的文献取ds=(2～3)d,　　其中，dm 为竖井施工套管横截面积当量直径。对涂抹区土的渗透系数，由于土被扰动的程度不同，愈靠近竖井，ks 愈小。关于ds 和 ks 大小还有待进一步积累资料。

如不考虑涂抹仅考虑井阻影响，即F=F_n+-F,　　由反映井阻影响的参数F, 的计算式可见，井阻大小取决于竖井深度和竖井纵向通水量qw 与天然土层水平向渗透系数k_1 的比值。如以竖井地基径向平均固结度达到U,=0.9　　为标准，则可求得不同竖井深度，不同井径比和不同qw/kn 比值时，考虑井阻影响(F=F。+F,) 和理想井条件 (F=F。)　　之固结时间因子 Tho(r)　和 Tno(i)。 比值Th9o(r)/Tho(i)　与 qw/kh 的关系曲线见图5。

由图可知，对不同深度的竖井地基，如以Tn₉0(r)/Th(i)

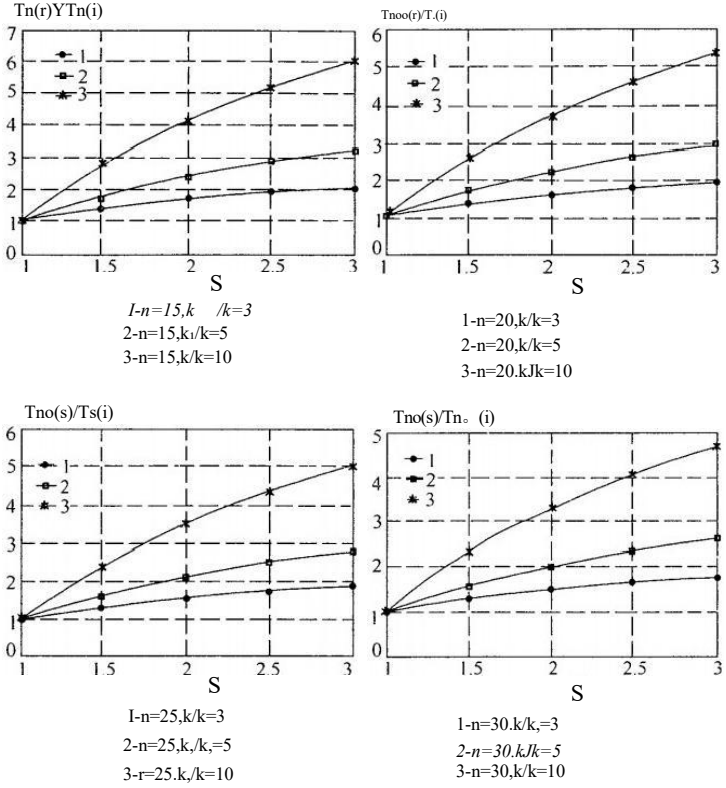


图 4　涂抹对土层固结速率的影响

≤1.1作为可不考虑井阻影响的标准，则可得到相应的 qw/kh 值，因而可得到竖井所需要的通水量qw 理论值，即竖井在实际工作状态下应具有的纵向通水量值。对塑料排水带来说，它不同于实验室按一定实验标准测定的通水量值。工程上所选用的通过实验测定的产品通水量应比理论通水量高。设计中如何选用产品的纵向通水量是工程上所关心而又很复杂的问题，它与排水带深度、天然土层和涂抹后土渗透系数、排水带实际工作状态和工期要求等很多因素有关。同时，在预压过程中，土层的固结速率也是不同的，预压初期土层固结较快，需通过塑料排水带排出的水

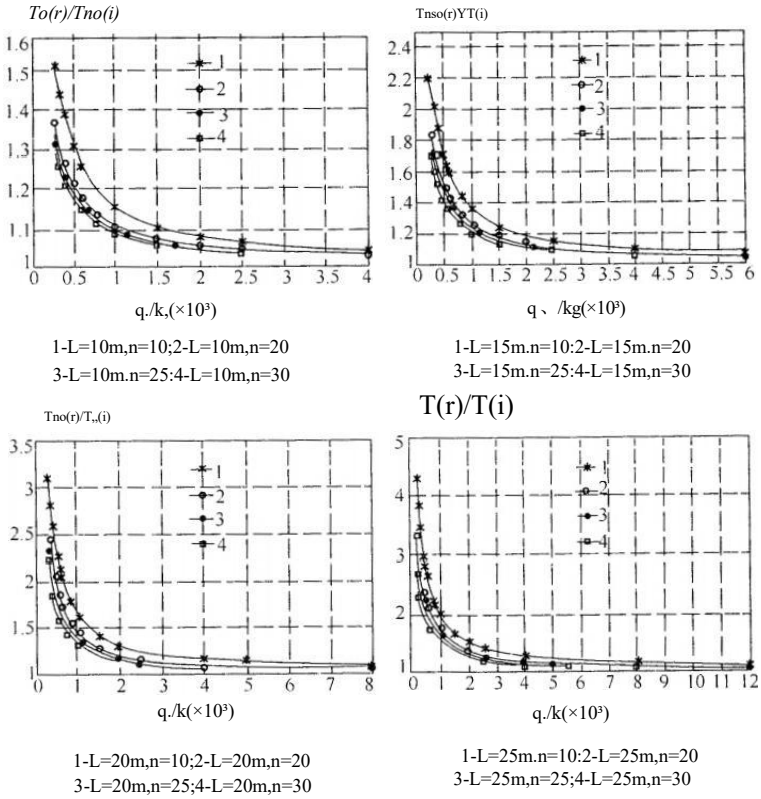


图 5　井阻对土层固结速率的影响

量较大，而塑料排水带的工作状态相对较好。关于塑料排水带的通水量问题还有待进一步研究和在实际工程中积累更多的经验。

对砂井，其纵向通水量可按下式计算：

$$qw=kw\cdot Aw=kw\cdot\pi d^3/4 \tag{4}$$

式中，k 为砂料渗透系数。作为具体算例，取井径比n=20; 袋装砂井直径dw=70mm 和100mm 两种；土层渗透系数kh=1×10^{-6}cm/s、5×10^{-7}cm/s、1×10^{-7}cm/s 和 1 × 1 0⁻ ⁸ cm/s，考虑井阻影响时的时间因子Thao(r) 与理想井时间因子Tno(i) 的比值列于

表 1 2，相 应 的qw/kh 列于表13中。从表的计算结果看，对袋装砂井，宜选用较大的直径和较高的砂料渗透系数。

表12　井阻时间因子Tn₉0(r) 与理想井时间因子Tn₉o(i) 的比值

袋装 袋装砂井直径 土 砂 且径(mm) 料 渗 井		70		100	
透 深 度 系 (m) 数 (cm/s) (cm/s)		10	20	10	20
1×10-2	1×10-6	3.85	12.41	2.40	6.60
	5×10-7	2.43	6.71	1.70	3.80
	1×10-7	1.29	2.14	1.14	1.56
	1×108	1.03	1.11	1.01	1.06
5×10-2	1×10-6	1.57	3.29	1.28	2.12
	5×10-7	1.29	2.14	1.14	1.56
	1×10-7	1.06	1.23	1.03	1.11
	1×10-8	1.01	1.02	1.00	1.01

表13　qw/kh(m²)

袋装砂井直径 (mm) 土层渗透系数 (cm/s) 砂井砂料渗透 系数(cm/s)		70	100
1×10-2	1×10-6	38.5	78.5
	5×10-7	77.0	157.0
	1×10-7	385.0	785.0
	1×10-8	3850.0	7850.0
5×10-2	1×10-6	192.3	392.5
	5×10-7	384.6	785.0
	1×10-7	1923.0	3925.0
	1×108	19230.0	39250.0

算例：

已知：地基为淤泥质黏土层，水平向渗透系数 kh =1×10^{-7}cm/s, Cv=Ch=1.8×10^{-3} cm^2/s, 袋装砂井直径 dw=70mm, 砂料渗透系数kw=2×10^{-2}cm/s, 涂抹区土的渗透系数ks=1/5×kh=0.2×10^{-7}cm/s。 取s=2, 袋装砂井为等边三角形排列，间距l=1.4m, 深度H=20m, 砂井底部为不透水层，砂井打穿受压土层。预压荷载总压力 p=100kPa, 分两级等速加载，如图3所示。

求：加载开始后120d 受压土层之平均固结度。

计算：

袋装砂井纵向通水量

Qw=kw×πd?/4=2×10-²×3.14×72/4=0.769 cm^3/s

F=ln(n)—3/4=In(21)—3/4=2.29

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4}\frac{k_h}{q_w} = \frac{3.14^2 \times 2000^2}{4} \times \frac{1 \times 10^{-7}}{0.769} = 1.28$$

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right)\ln s = \left(\frac{1 \times 10^{-7}}{0.2 \times 10^{-7}} - 1\right)\ln 2 = 2.77$$

F=Fn+F,+F.=2.29+1.28+2.77=6.34

$$\alpha = \frac{8}{\pi^2} = 0.81$$

$$\beta = \frac{8c_h}{Fd_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2} = \frac{8 \times 1.8 \times 10^{-3}}{6.34 \times 147^2} + \frac{3.14^2 \times 1.8 \times 10^{-3}}{4 \times 2000^2}$$

=1.06×10-⁷(1/s)=0.0092(1/d)

$$\overline{U}_t = \frac{\dot{q}_1}{\sum \Delta p}\left[(t_1 - t_0) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta t_1} - e^{\beta t_0})\right]$$

$$+ \frac{\dot{q}_2}{\sum \Delta p}\left[(t_3 - t_2) - \frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta t_3} - e^{\beta t_2})\right]$$

$$= \frac{6}{100}\left[(10 - 0) - \frac{0.81}{0.0092}e^{-0.0092\times 120}(e^{0.0092\times 10} - e^{0})\right]$$

$$+\frac{4}{100}\left[(40-30)-\frac{0.81}{0.0092}e^{-0.0092\times120}\left(e^{0.0092\times40}-e^{0.0092\times30}\right)\right]$$

=0.68

5.2.9　对竖井未穿透受压土层的地基，当竖井底面以下受压土层较厚时，竖井范围土层平均固结度与竖井底面以下土层的平均固结度相差较大，预压期间所完成的固结变形量也因之相差较大，如若将固结度按整个受压土层平均，则与实际固结度沿深度的分布不符，且掩盖了竖井底面以下土层固结缓慢，预压期间完成的固结变形量小，建筑物使用以后剩余沉降持续时间长等实际情况。同时，按整个受压土层平均，使竖井范围土层固结度比实际降低而影响稳定分析结果。因此，竖井范围与竖井底面以下土层的固结度和相应的固结变形应分别计算，不宜按整个受压土层平均计算。

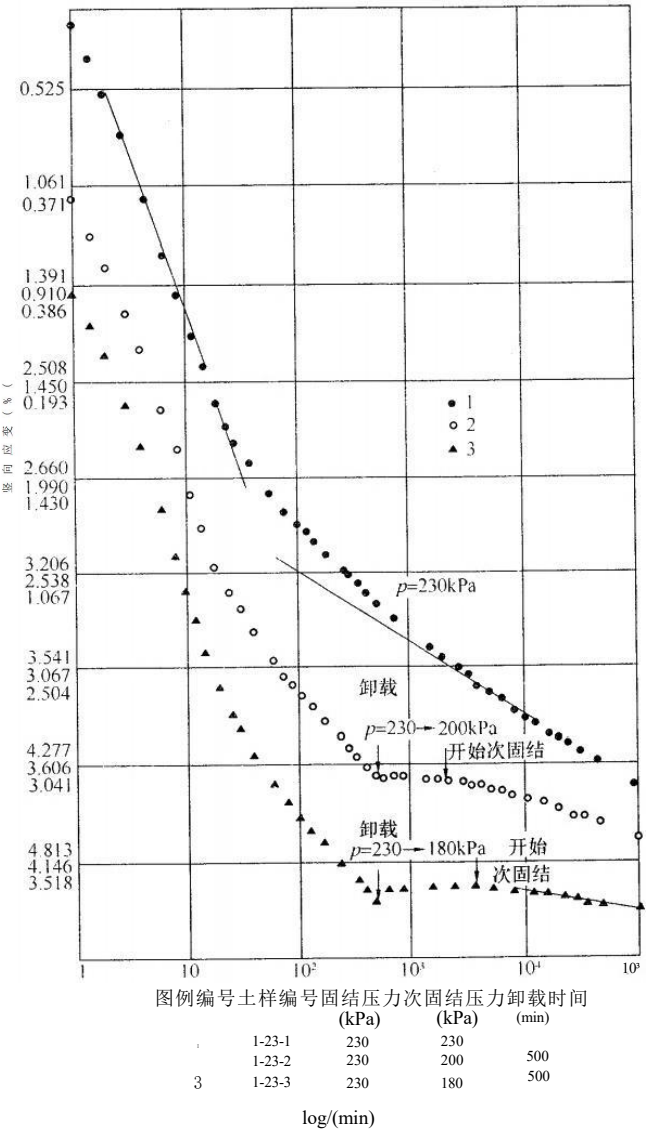
5.2.11　饱和软黏土根据其天然固结状态可分成正常固结土、超固结土和欠固结土。显然，对不同固结状态的土，在预压荷载下其强度增长是不同的，由于超固结土和欠固结土强度增长缺乏实测资料，本规范暂未能提出具体预计方法。

对正常固结饱和黏性土，本规范所采用的强度计算公式已在工程上得到广泛的应用。该法模拟了压应力作用下土体排水固结引起的强度增长，而不模拟剪缩作用引起的强度增长，它可直接用十字板剪切试验结果来检验计算值的准确性。该式可用于竖井地基有效固结压力法稳定分析。

$$Th=Tfo+\triangle oz\cdot U_t\tan \quad qcu \qquad (5)$$

式中 τo 为地基土的天然抗剪强度，由计算点土的自重应力和三轴固结不排水试验指标 Qcu 计算或由原位十字板剪切试验测定。

5.2.12　预压荷载下地基的变形包括瞬时变形、主固结变形和次固结变形三部分。次固结变形大小和土的性质有关。泥炭土、有机质土或高塑性黏性土土层，次固结变形较显著,而其他土则所占比例不大，如忽略次固结变形，则受压土层的总变形由瞬时变



图例编号土样编号固结压力(kPa)次固结压力(kPa)卸载时间(min)

	1-23-1	230	230	
	1-23-2	230	200	500
3	1-23-3	230	180	500

图 6　某工程淤泥质黏土的室内试验结果

形和主固结变形两部分组成。主固结变形工程上通常采用单向压缩分层总和法计算，这只有当荷载面积的宽度或直径大于受压土层的厚度时才较符合计算条件，否则应对变形计算值进行修正以考虑三向压缩的效应。但研究结果表明，对于正常固结或稍超固结土地基，三向修正是不重要的。因此，仍可按单向压缩计算。经验系数ξ考虑了瞬时变形和其他影响因素，根据多项工程实测资料推算，正常固结黏性土地基的ξ值列于表14。

表14正常固结黏性土地基的ξ值

序号	工程名称		固结变形量	最终竖向变形量	经验系数	备　注
			se(cm)	sf(cm)	ξ=sf/Se	
1	宁波试验路堤		150.2	209.2	1.38	砂井地基，sr由实测曲线推算
2	舟山冷库		104.8	132.0	1.32	砂井预压，压力p=110kPa
3	广东某铁路路堤		97.5	113.0	1.16	–
4	宁波栎社机场		102.9	111.0	1.08	袋装砂井预压，此为场道中心点ξ值，道边点ξ=1.11
5	温州机场		110.8	123.6	1.12	袋装砂井预压，此为场道中心点ξ值，道边点ξ=1.07
6	上海金山油罐	罐中心	100.5	138.9	1.38	10000m³油罐p=164.3kPa,天然地基充水预压。罐边缘沉降为16个测点平均值，sr由实测曲线推算
		罐边缘	65.8	91.0	1.38	
7	上海油罐	罐中心	76.2	111.1	1.46	20000m³油罐，p=210kPa,罐边缘沉降为12个测点平均值，sr由实测曲线推算
		罐边缘	63.0	76.3	1.21	
8	帕斯科克拉炼油广油罐		18.3	24.4	1.33	p=210kPa,s为实测值
9	格兰岛油罐		48.3 47.0	53.4 53.4	1.10 1.13	Se、sr均为实测值

5.2.16　预压地基大部分为软土地基，地基变形计算仅考虑固结变形，没有考虑荷载施加后的次固结变形。对于堆载预压工程的卸载时间应从安全性考虑，其固结度不宜少于90%,现场检测的变形速率应有明显变缓趋势才能卸载。

II　真 空 预 压

5.2.17　真空预压处理地基必须设置塑料排水带或砂井，否则难以奏效。交通部第一航务工程局曾在现场做过试验，不设置砂井，抽气两个月，变形仅几个毫米，达不到处理目的。

5.2.19　真空度在砂井内的传递与井料的颗粒组成和渗透性有关。根据天津的资料，当井料的渗透系数$k=1\times10^{-2}$ cm/s 时，10m 长的袋装砂井真空度降低约10%,当砂井深度超过10m 时，为了减小真空度沿深度的损失，对砂井砂料应有更高的要求。

5.2.21　真空预压效果与预压区面积大小及长宽比等有关。表15为天津新港现场预压试验的实测结果。

表15　预压区面积大小影响

预压区面积(㎡)	264	1250	3000
中心点沉降量(mm)	500	570	740～800

此外，在真空预压区边缘，由于真空度会向外部扩散，其加固效果不如中部，为了使预压区加固效果比较均匀，预压区应大于建筑物基础轮廓线，并不小于3.0m。

5.2.22　真空预压的效果和膜内真空度大小关系很大，真空度越大，预压效果越好。如真空度不高，加上砂井井阻影响，处理效果将受到较大影响。根据国内许多工程经验，膜内真空度一般都能达到86.7kPa(650mmHg)　以上。这也是真空预压应达到的基本真空度。

5.2.25　对堆载预压工程，由于地基将产生体积不变的向外的侧

向变形而引起相应的竖向变形，所以，按单向压缩分层总和法计算固结变形后尚应乘1.1～1.4的经验系数ξ以反映地基向外侧向变形的影响。对真空预压工程，在抽真空过程中将产生向内的侧向变形，这是因为抽真空时，孔隙水压力降低，水平方向增加了一个向负压源的压力△3=—△u，考虑到其对变形的减少作用，将堆载预压的经验系数适当减小。根据《真空预压加固软土地基技术规程》 JTS 147-2-2009 推荐的ξ的经验值，取1.0~1.3。

5.2.28 真空预压加固软土地基应进行施工监控和加固效果检测，满足卸载标准时方可卸载。真空预压加固卸载标准可按下列要求确定：

1 沉降-时间曲线达到收敛，实测地面沉降速率连续5d~10d 平均沉降量小于或等于2mm/d;

2 真空预压所需的固结度宜大于85%～90%,沉降要求严格时取高值；

3 加固时间不少于90d;

4 对工后沉降有特殊要求时，卸载时间除需满足以上标准外，还需通过计算剩余沉降量来确定卸载时间。

III 真空和堆载联合预压

5.2.29 真空和堆载联合预压加固，二者的加固效果可以叠加，符合有效应力原理，并经工程试验验证。真空预压是逐渐降低土体的孔隙水压力，不增加总应力条件下增加土体有效应力；而堆载预压是增加土体总应力和孔隙水压力，并随着孔隙水压力的逐渐消散而使有效应力逐渐增加。当采用真空-堆载联合预压时，既抽真空降低孔隙水压力，又通过堆载增加总应力。开始时抽真空使土中孔隙水压力降低有效应力增大，经不长时间(7d~10d) 在土体保持稳定的情况下堆载，使土体产生正孔隙水压力，并与抽真空产生的负孔隙水压力叠加。正负孔隙水压力的叠加，转化的有效应力为消散的正、负孔隙水压力绝对值之和。现

以瞬间加荷为例，对土中任一点m 的应力转化加以说明。 m 点的深度为地面下hm, 地下水位假定与地面齐平，堆载引起m 点的总应力增量为△o₁, 土的有效重度γ，水重度Yw,大气压力pa, 抽真空土中m 点大气压力逐渐降低至pn,t 时间的固结度为U₁, 不同时间土中m 点总应力和有效应力如表16所示。

5.2.34 目前真空-堆载联合预压的工程，经验系数ξ尚缺少资料，故仍按真空预压的参数推算。

表16 土中任意点（m）有效应力-孔隙水压力随时间转换关系

情 况	总应力σ	有效应力σ	孔隙水压力u
t=0 (未抽真空未堆载)	00	on=yhm	uo=Ywhm+pa
0≤I≤∞ (既抽真空又堆载)	0t= oo+△oI	o=yhm+ (pa—Pn)+△σ]U₁	u=yhm+pn+ [(pa一Pn)+△c](1—U₁)
1→C (既抽真空又堆载)	01= oo+△o1	o=y'hm+ (pa一pn)+△o1	u=Ywhm+pa

5.3 施 工

I 堆 载 预 压

5.3.6 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。因此施工所用套管应采用菱形断面或出口段扁矩形断面，不应全长都采用圆形断面。

袋装砂井施工所用套管直径宜略大于砂井直径，主要是为了减小对周围土的扰动范围。

5.3.9 对堆载预压工程，当荷载较大时，应严格控制加载速率，防止地基发生剪切破坏或产生过大的塑性变形。工程上一般根据竖向变形、边桩水平位移和孔隙水压力等监测资料按一定标准控

制。最大竖向变形控制每天不超过10mm～15mm, 对竖井地基取高值，天然地基取低值；边桩水平位移每天不超过5mm。孔隙水压力的控制，目前尚缺少经验。对分级加载的工程(如油罐充水预压),可将测点的观测资料整理成每级荷载下孔隙水压力增量累加值 Σ △u 与相应荷载增量累加值 Σ △p 关系曲线(Σ△u-Σ△p关系曲线)。对连续逐渐加载工程，可将测点孔压 u 与观测时间相应的荷载p 整理成u-p 曲线。当以上曲线斜率出现陡增时，认为该点已发生剪切破坏。

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、荷载大小以及加载速率等。软土地基的失稳通常经历从局部剪切破坏到整体剪切破坏的过程，这个过程要有数天时间。因此，应对孔隙水压力、竖向变形、边桩水平位移等观测资料进行综合分析，密切注意它们的发展趋势，这是十分重要的。对铺设有土工织物的堆载工程，要注意突发性的破坏。

II 真空预压

5.3.11 由于各种原因射流真空泵全部停止工作，膜内真空度随之全部卸除，这将直接影响地基预压效果，并延长预压时间，为避免膜内真空度在停泵后很快降低，在真空管路中应设置止回阀和截门。当预计停泵时间超过24h 时，则应关闭截门。所用止回阀及截门都应符合密封要求。

5.3.12 密封膜铺三层的理由是，最下一层和砂垫层相接触，膜容易被刺破，最上一层膜易受环境影响，如老化、刺破等，而中间一层膜是最安全最起作用的一层膜。膜的密封有多种方法，就效果来说，以膜上全面覆水最好。

III 真空和堆载联合预压

5.3.15～5.3.17 堆载施工应保护真空密封膜，采取必要的保护措施。

5.3.18　堆载施工应在整体稳定的基础上分级进行，控制标准暂按堆载预压的标准控制。

5.4　质 量 检 验

5.4.1　对于以抗滑稳定性控制的重要工程，应在预压区内预留孔位，在堆载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土进行室内土工试验，根据试验结果验算下一级荷载地基的抗滑稳定性，同时也检验地基处理效果。

在预压期间应及时整理竖向变形与时间、孔隙水压力与时间等关系曲线，并推算地基的最终竖向变形、不同时间的固结度以分析地基处理效果，并为确定卸载时间提供依据。工程上往往利用实测变形与时间关系曲线按以下公式推算最终竖向变形量sr 和参数β值：

$$s_f = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_2)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \tag{6}$$

$$\beta = \frac{1}{t_2 - t_1} \ln \frac{s_2 - s_1}{s_3 - s_2} \tag{7}$$

式中si、S2、S_3 为加荷停止后时间t_1、t_2、t3 相应的竖向变形量，并取$t_2—t_1=t_3—t_2$。　　停荷后预压时间延续越长，推算的结果越可靠。有了β值即可计算出受压土层的平均固结系数，也可计算出任意时间的固结度。

利用加载停歇时间的孔隙水压力u 与时间t 的关系曲线按下式可计算出参数β：

$$\frac{u_1}{u_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \tag{8}$$

式中u_1、u_2 为相应时间t;、t2 的实测孔隙水压力值。β值反映了孔隙水压力测点附近土体的固结速率，而按式(7)计算的β值则反映了受压土层的平均固结速率。

5.4.2　本条是预压地基的竣工验收要求。检验预压所完成的竖向变形和平均固结度是否满足设计要求；原位试验检验和室内土工试验预压后的地基强度是否满足设计要求。

6 压实地基和夯实地基

6.1 一 般 规 定

6.1.1 本条对压实地基的适用范围作出规定，浅层软弱地基以及局部不均匀地基换填处理应按照本规范第4章的有关规定执行。

6.1.2 夯实地基包括强夯和强夯置换地基，本条对强夯和强夯置换法的适用范围作出规定。

6.1.3 压实、夯实地基的承载力确定应符合本规范附录A 的要求。

6.2 压 实 地 基

6.2.1 压实填土地基包括压实填土及其下部天然土层两部分，压实填土地基的变形也包括压实填土及其下部天然土层的变形。压实填土需通过设计，按设计要求进行分层压实，对其填料性质和施工质量有严格控制，其承载力和变形需满足地基设计要求。

压实机械包括静力碾压，冲击碾压，振动碾压等。静力碾压压实机械是利用碾轮的重力作用；振动式压路机是通过振动作用使被压土层产生永久变形而密实。碾压和冲击作用的冲击式压路机其碾轮分为：光碾、槽碾、羊足碾和轮胎碾等。光碾压路机压实的表面平整光滑，使用最广，适用于各种路面、垫层、飞机场道面和广场等工程的压实。槽碾、羊足碾单位压力较大，压实层厚，适用于路基、堤坝的压实。轮胎式压路机轮胎气压可调节，可增减压重，单位压力可变，压实过程有揉搓作用，使压实土层均匀密实，且不伤路面，适用于道路、广场等垫层的压实。

近年来，开山填谷、炸山填海、围海造田、人造景观等大面积填土工程越来越多，填土边坡最大高度已经达到100多米，大

面积填方压实地基的工程案例很多，但工程事故也不少，应引起足够的重视。包括填方下的原天然地基的承载力、变形和稳定性要经过验算并满足设计要求后才可以进行填土的填筑和压实。 一般情况下应进行基底处理。同时，应重视大面积填方工程的排水设计和半挖半填地基上建筑物的不均匀变形问题。

6.2.2 本条为压实填土地基的设计要求。

1 利用当地的土、石或性能稳定的工业废渣作为压实填土的填料，既经济，又省工省时，符合因地制宜、就地取材和保护环境、节约资源的建设原则。

工业废渣粘结力小，易于流失，露天填筑时宜采用黏性土包边护坡，填筑顶面宜用0.3m～0.5m 厚的粗粒土封闭。以粉质黏土、粉土作填料时，其含水量宜为最优含水量，最优含水量的经验参数值为20%～22%,可通过击实试验确定。

2 对于一般的黏性土，可用8t～10t 的平碾或12t 的羊足碾，每层铺土厚度300mm 左右，碾压8遍～12遍。对饱和黏土进行表面压实，可考虑适当的排水措施以加快土体固结。对于淤泥及淤泥质土，一般应予挖除或者结合碾压进行挤淤充填，先堆土、块石和片石等，然后用机械压入置换和挤出淤泥，堆积碾压分层进行，直到把淤泥挤出、置换完毕为止。

采用粉质黏土和黏粒含量pc≥10% 的粉土作填料时，填料的含水量至关重要。在一定的压实功下，填料在最优含水量时，干密度可达最大值，压实效果最好。填料的含水量太大，容易压成“橡皮土”,应将其适当晾干后再分层夯实；填料的含水量太小，土颗粒之间的阻力大，则不易压实。当填料含水量小于12%时，应将其适当增湿。压实填土施工前，应在现场选取有代表性的填料进行击实试验，测定其最优含水量，用以指导施工。

粗颗粒的砂、石等材料具透水性，而湿陷性黄土和膨胀土遇水反应敏感，前者引起湿陷，后者引起膨胀，二者对建筑物都会产生有害变形。为此，在湿陷性黄土场地和膨胀土场地进行压实填土的施工，不得使用粗颗粒的透水性材料作填料。对主要由炉

渣、碎砖、瓦块组成的建筑垃圾，每层的压实遍数一般不少于8遍。对含炉灰等细颗粒的填土，每层的压实遍数一般不少于10遍。

3　填土粗骨料含量高时，如果其不均匀系数小(例如小于5)时，压实效果较差，应选用压实功大的压实设备。

4　有些中小型工程或偏远地区，由于缺乏击实试验设备，或由于工期和其他原因，确无条件进行击实试验，在这种情况下，允许按本条公式(6.2.2-1)计算压实填土的最大干密度，计算结果与击实试验数值不一定完全一致，但可按当地经验作比较。

土的最大干密度试验有室内试验和现场试验两种，室内试验应严格按照现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T　50123的有关规定，轻型和重型击实设备应严格限定其使用范围。以细颗粒土作填料的压实填土，一般采用环刀取样检验其质量。而以粗颗粒砂石作填料的压实填土，当室内试验结果不能正确评价现场土料的最大干密度时，不能按照检验细颗粒土的方法采用环刀取样，应在现场对土料作不同击实功下的击实试验(根据土料性质取不同含水量),采用灌水法和灌砂法测定其密度，并按其最大干密度作为控制干密度。

6　压实填土边坡设计应控制坡高和坡比，而边坡的坡比与其高度密切相关，如土性指标相同，边坡越高，坡角越大，坡体的滑动势就越大。为了提高其稳定性，通常将坡比放缓，但坡比太缓，压实的土方量则大，不一定经济合理。因此，坡比不宜太缓，也不宜太陡，坡高和坡比应有一合适的关系。本条表6.2.2-3的规定吸收了铁路、公路等部门的有关资料和经验，是比较成熟的。

7　压实填土由于其填料性质及其厚度不同，它们的边坡坡度允许值也有所不同。以碎石等为填料的压实填土，在抗剪强度和变形方面要好于以粉质黏土为填料的压实填土，前者，颗粒表面粗糙，阻力较大，变形稳定快，且不易产生滑移，边坡坡度允

许值相对较大；后者，阻力较小，变形稳定慢，边坡坡度允许值相对较小。

8　冲击碾压技术源于20世纪中期，我国于1995年由南非引入。目前我国国产的冲击压路机数量已达数百台。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的密实度不断增加，受冲压土体逐渐接近于弹性状态，是大面积土石方工程压实技术的新发展。与一般压路机相比，考虑上料、摊铺、平整的工序等因素其压实土石的效率提高(3～4)倍。

9　压实填土的承载力是设计的重要参数，也是检验压实填土质量的主要指标之一。在现场通常采用静载荷试验或其他原位测试进行评价。

10　压实填土的变形包括压实填土层变形和下卧土层变形。

6.2.3　本条为压实填土的施工要求。

1　大面积压实填土的施工，在有条件的场地或工程，应首先考虑采用一次施工，即将基础底面以下和以上的压实填土一次施工完毕后，再开挖基坑及基槽。对无条件一次施工的场地或工程，当基础超出±0.00标高后，也宜将基础底面以上的压实填土施工完毕，避免在主体工程完工后，再施工基础底面以上的压实填土。

2　压实填土层底面下卧层的土质，对压实填土地基的变形有直接影响，为消除隐患，铺填料前，首先应查明并清除场地内填土层底面以下耕土和软弱土层。压实设备选定后，应在现场通过试验确定分层填料的虚铺厚度和分层压实的遍数，取得必要的施工参数后，再进行压实填土的施工，以确保压实填土的施工质量。压实设备施工对下卧层的饱和土体易产生扰动时可在填土底部设置碎石盲沟。

冲击碾压施工应考虑对居民、建(构)筑物等周围环境可能带来的影响。可采取以下两种减振隔振措施：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。

在斜坡上进行压实填土，应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能，并应根据天然地面的实际坡度验算其稳定性。当天然地面坡度大于20%时，填料前，宜将斜坡的坡面挖出若干台阶，使压实填土与斜坡坡面紧密接触，形成整体，防止压实填土向下滑动。此外，还应将斜坡顶面以上的雨水有组织地引向远处，防止雨水流向压实的填土内。

3　在建设期间，压实填土场地阻碍原地表水的畅通排泄往往很难避免，但遇到此种情况时，应根据当地地形及时修筑雨水截水沟、排水盲沟等，疏通排水系统，使雨水或地下水顺利排走。对填土高度较大的边坡应重视排水对边坡稳定性的影响。

设置在压实填土场地的上、下水管道，由于材料及施工等原因，管道渗漏的可能性很大，应采取必要的防渗漏措施。

6　压实填土的施工缝各层应错开搭接，不宜在相同部位留施工缝。在施工缝处应适当增加压实遍数。此外，还应避免在工程的主要部位或主要承重部位留施工缝。

7　振动监测：当场地周围有对振动敏感的精密仪器、设备、建筑物等或有其他需要时宜进行振动监测。测点布置应根据监测目的和现场情况确定，一般可在振动强度较大区域内的建筑物基础或地面上布设观测点，并对其振动速度峰值和主振频率进行监测，具体控制标准及监测方法可参照现行国家标准《爆破安全规程》GB6722　执行。对于居民区、工业集中区等受振动可能影响人居环境时可参照现行国家标准《城市区域环境振动标准》 GB 10070和《城市区域环境振动测量方法》 GB/T　10071要求执行。

噪声监测：在噪声保护要求较高区域内可进行噪声监测。噪声的控制标准和监测方法可按现行国家标准《建筑施工场界环境噪声排放标准》GB　12523 执行。

8　压实填土施工结束后，当不能及时施工基础和主体工程时，应采取必要的保护措施，防止压实填土表层直接日晒或受雨

水浸泡。

6.2.4　压实填土地基竣工验收应采用静载荷试验检验填土地基承载力，静载荷试验点宜选择通过静力触探试验或轻便触探等原位试验确定的薄弱点。当采用静载荷试验检验压实填土的承载力时，应考虑压板尺寸与压实填土厚度的关系。压实填土厚度大，承压板尺寸也要相应增大，或采取分层检验。否则，检验结果只能反映上层或某一深度范围内压实填土的承载力。为保证静载荷试验的有效性，静载荷试验承压板的边长或直径不应小于压实地基检验厚度的1/3,且不应小于1.0m。当需要检验压实填土的湿陷性时，应采用现场浸水载荷试验。

6.2.5　压实填土的施工必须在上道工序满足设计要求后再进行下道工序施工。

6.3　夯 实 地 基

6.3.1　强夯法是反复将夯锤(质量一般为10t～60t)　提到一定高度使其自由落下(落距一般为10m～40m),　给地基以冲击和振动能量，从而提高地基的承载力并降低其压缩性，改善地基性能。强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料，用夯锤连续夯击形成强夯置换墩。

由于强夯法具有加固效果显著、适用土类广、设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料、施工文明和施工费用低等优点，我国自20世纪70年代引进此法后迅速在全国推广应用。大量工程实例证明，强夯法用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，一般均能取得较好的效果。对于软土地基，如果未采取辅助措施，一般来说处理效果不好。强夯置换法是20世纪80年代后期开发的方法，适用于高饱和度的粉土与软塑～流塑的黏性土等地基上对变形控制要求不严的工程。

强夯法已在工程中得到广泛的应用，有关强夯机理的研究也在不断深入，并取得了一批研究成果。目前，国内强夯工程应用

夯击能已经达到18000kN·m，　在软土地区开发的降水低能级强夯和在湿陷性黄土地区普遍采用的增湿强夯，解决了工程中地基处理问题，同时拓宽了强夯法应用范围，但还没有一套成熟的设计计算方法。因此，规定强夯施工前，应在施工现场有代表性的场地上进行试夯或试验性施工。

6.3.2　强夯置换法具有加固效果显著、施工期短、施工费用低等优点，目前已用于堆场、公路、机场、房屋建筑和油罐等工程，一般效果良好。但个别工程因设计、施工不当，加固后出现下沉较大或墩体与墩间土下沉不等的情况。因此，特别强调采用强夯置换法前，必须通过现场试验确定其适用性和处理效果，否则不得采用。

6.3.3　强夯地基处理设计应符合下列规定：

1　强夯法的有效加固深度既是反映处理效果的重要参数，又是选择地基处理方案的重要依据。强夯法创始人梅那 (Menard) 曾提出下式来估算影响深度H(m):

$$H\approx\sqrt{Mh} \tag{9}$$

式中：M—— 夯锤质量 (t);

h——落距 (m)。

国内外大量试验研究和工程实测资料表明，采用上述梅那公式估算有效加固深度将会得出偏大的结果。从梅那公式中可以看出，其影响深度仅与夯锤重和落距有关。而实际上影响有效加固深度的因素很多，除了夯锤重和落距以外，夯击次数、锤底单位压力、地基土性质、不同土层的厚度和埋藏顺序以及地下水位等都与加固深度有着密切的关系。鉴于有效加固深度问题的复杂性，以及目前尚无适用的计算式，所以本款规定有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。

考虑到设计人员选择地基处理方法的需要，有必要提出有效加固深度的预估方法。由于梅那公式估算值较实测值大，国内外相继发表了一些文章，建议对梅那公式进行修正，修正系数范围值大致为0.34～0.80,根据不同土类选用不同修正系数。虽然

经过修正的梅那公式与未修正的梅那公式相比较有了改进，但是大量工程实践表明，对于同一类土，采用不同能量夯击时，其修正系数并不相同。单击夯击能越大时，修正系数越小。对于同一类土，采用一个修正系数，并不能得到满意的结果。因此，本规范不采用修正后的梅那公式，继续保持列表的形式。表6.3.3-1中将土类分成碎石土、砂土等粗颗粒土和粉土、黏性土、湿陷性黄土等细颗粒土两类，便于使用。上版规范单击夯击能范围为1000kN·m～8000kN·m，近年来，沿海和内陆高填土场地地基采用10000kN·m以上能级强夯法的工程越来越多，积累了一定实测资料，本次修订，将单击夯击能范围扩展为1000kN·m～12000kN·m，可满足当前绝大多数工程的需要。8000kN·m以上各能级对应的有效加固深度，是在工程实测资料的基础上，结合工程经验制定。单击夯击能大于12000kN·m的有效加固深度，工程实测资料较少，待积累一定量数据后，再总结推荐。

2　夯击次数是强夯设计中的一个重要参数，对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数应通过现场试夯确定，常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和有效夯沉量关系曲线确定，有效夯沉量是指夯沉量与隆起量的差值，其与夯沉量的比值为有效夯实系数。通常有效夯实系数不宜小于0.75。但要满足最后两击的平均夯沉量不大于本款的有关规定。同时夯坑周围地面不发生过大的隆起。因为隆起量太大，有效夯实系数变小，说明夯击效率降低，则夯击次数要适当减少，不能为了达到最后两击平均夯沉量控制值，而在夯坑周围1/2夯点间距内出现太大隆起量的情况下，继续夯击。此外，还要考虑施工方便，不能因夯坑过深而发生起锤困难的情况。

3　夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些。反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据我国工程实

践，对于大多数工程采用夯击遍数2遍～4遍，最后再以低能量满夯2遍， 一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性弱的细颗粒土地基，可适当增加夯击遍数。

必须指出，由于表层土是基础的主要持力层，如处理不好，将会增加建筑物的沉降和不均匀沉降。因此，必须重视满夯的夯实效果，除了采用2遍满夯、每遍(2～3)击外，还可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接等措施。

4　两遍夯击之间应有一定的时间间隔，以利于土中超静孔隙水压力的消散。所以间隔时间取决于超静孔隙水压力的消散时间。但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。有条件时在试夯前埋设孔隙水压力传感器，通过试夯确定超静孔隙水压力的消散时间，从而决定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时，间隔时间可根据地基土的渗透性按本条规定采用。

5　夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置。对于某些基础面积较大的建筑物或构筑物，为便于施工，可按等边三角形或正方形布置夯点；对于办公楼、住宅建筑等，可根据承重墙位置布置夯点， 一般可采用等腰三角形布点，这样保证了横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下均有夯击点；对于工业厂房来说也可按柱网来设置夯击点。

夯击点间距的确定， 一般根据地基土的性质和要求处理的深度而定。对于细颗粒土，为便于超静孔隙水压力的消散，夯点间距不宜过小。当要求处理深度较大时，第一遍的夯点间距更不宜过小，以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。此外，若各夯点之间的距离太小，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，夯锤歪斜或倾倒，而影响夯实效果。

6　由于基础的应力扩散作用和抗震设防需要，强夯处理范围应大于建筑物基础范围，具体放大范围可根据建筑结构类型和

重要性等因素考虑确定。对于一般建筑物，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的1/2～2/3,并不宜小于3m 。对可液化地基，根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》 GB 50011的规定，扩大范围应超过基础底面下处理深度的1/2,并不应小于5m; 对湿陷性黄土地基，尚应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025有关规定。

7　根据上述初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯，并通过测试，与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，并确定工程采用的各项强夯参数，若不符合使用要求，则应改变设计参数。在进行试夯时也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。

8　在确定工程采用的各项强夯参数后，还应根据试夯所测得的夯沉量、夯坑回填方式、夯前夯后场地标高变化，结合基础埋深，确定起夯标高。夯前场地标高宜高出基础底标高0.3m～1.0m。

9　强夯地基承载力特征值的检测除了现场静载试验外，也可根据地基土性质，选择静力触探、动力触探、标准贯入试验等原位测试方法和室内土工试验结果结合静载试验结果综合确定。

6.3.4　本条是强夯处理地基的施工要求：

1　根据要求处理的深度和起重机的起重能力选择强夯锤质量。我国至今采用的最大夯锤质量已超过60t, 常用的夯锤质量为15t～40t 。夯锤底面形式是否合理，在一定程度上也会影响夯击效果。正方形锤具有制作简单的优点，但在使用时也存在一些缺点，主要是起吊时由于夯锤旋转，不能保证前后几次夯击的夯坑重合，故常出现锤角与夯坑侧壁相接触的现象，因而使一部分夯击能消耗在坑壁上，影响了夯击效果。根据工程实践，圆形锤或多边形锤不存在此缺点，效果较好。锤底面积可按土的性质确定，锤底静接地压力值可取25kPa～80kPa, 锤底静接地压力值应与夯击能相匹配，单击夯击能高时取大值，单击夯击能低时取小值。对粗颗粒土和饱和度低的细颗粒土，锤底静接地压力取值

大时，有利于提高有效加固深度；对于饱和细颗粒土宜取较小值。为了提高夯击效果，锤底应对称设置不少于4个与其顶面贯通的排气孔，以利于夯锤着地时坑底空气迅速排出和起锤时减小坑底的吸力。排气孔的孔径一般为300mm～400mm。

2　当最后两击夯沉量尚未达到控制标准，地面无明显隆起，而因为夯坑过深出现起夯困难时，说明地基土的压缩性仍较高，还可以继续夯击。但由于夯锤与夯坑壁的摩擦阻力加大和锤底接触面出现负压的原因，继续夯击，需要频繁挖锤，施工效率降低，处理不当会引起安全事故。遇到此种情况时，应将夯坑回填后继续夯击，直至达到控制标准。

6.3.5　强夯置换处理地基设计应符合下列规定：

1　将上版规范规定的置换深度不宜超过7m，修改为不宜超过 1 0m，是根据国内置换夯击能从5000kN·m　以下，提高到10000kN·m，　甚至更高，在工程实测基础上确定的。国外置换深度有达到12m，锤的质量超过40t 的工程实例。

对淤泥、泥炭等黏性软弱土层，置换墩应穿透软土层，着底在较好土层上，因墩底竖向应力较墩间土高，如果墩底仍在软弱土中，墩底较高竖向应力而产生较多下沉。

对深厚饱和粉土、粉砂，墩身可不穿透该层，因墩下土在施工中密度变大，强度提高有保证，故可允许不穿透该层。

强夯置换的加固原理为下列三者之和：

强夯置换=强夯(加密)十碎石墩十特大直径排水井

因此，墩间和墩下的粉土或黏性土通过排水与加密，其密度及状态可以改善。由此可知，强夯置换的加固深度由两部分组成，即置换墩长度和墩下加密范围。墩下加密范围，因资料有限目前尚难确定，应通过现场试验逐步积累资料。

2　单击夯击能应根据现场试验决定，但在可行性研究或初步设计时可按图7中的实线(平均值)与虚线(下限)所代表的公式估计。

较适宜的夯击能 $E=940(H_1-2.1)$　　(10)

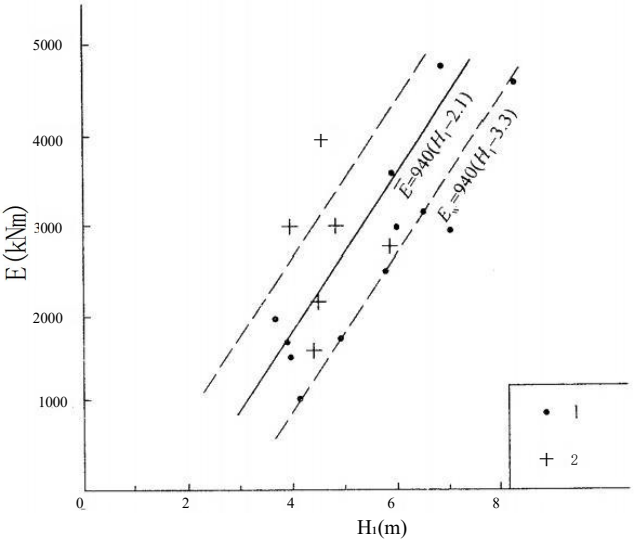


图 7　夯击能与实测置换深度的关系

1—软土；2—黏土、砂

夯击能最低值　$E_w=940(H_1-3.3)$　　(11)

式中：H_1—— 置换墩深度 (m)。

初选夯击能宜在E 与 Ew 之间选取，高于E 则可能浪费，低于 Ew 则可能达不到所需的置换深度。图7是国内外18个工程的实际置换墩深度汇总而来，由图中看不出土性的明显影响，估计是因强夯置换的土类多限于粉土与淤泥质土，而这类土在施工中因液化或触变，抗剪强度都很低之故。

强夯置换宜选取同一夯击能中锤底静压力较高的锤施工，图7中两根虚线间的水平距离反映出在同一夯击能下，置换深度却有不同，这一点可能多少反映了锤底静压力的影响。

3　墩体材料级配不良或块石过多过大，均易在墩中留下大孔，在后续墩施工或建筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙，下沉增加，因此本条强调了级配和大于300mm 的块石总量不超出填料总重的30%。

4　累计夯沉量指单个夯点在每一击下夯沉量的总和，累计夯沉量为设计墩长的(1.5～2)倍以上，主要是保证夯墩的密实度与着底，实际是充盈系数的概念，此处以长度比代替体积比。

9　强夯置换时地面不可避免要抬高，特别在饱和黏性土中，根据现有资料，隆起的体积可达填入体积的大半，这主要是因为黏性土在强夯置换中密度改变较粉土少，虽有部分软土挤入置换墩孔隙中，或因填料吸水而降低一些含水量，但隆起的体积还是可观的，应在试夯时仔细记录，做出合理的估计。

11　规定强夯置换后的地基承载力对粉土中的置换地基按复合地基考虑，对淤泥或流塑的黏性土中的置换墩则不考虑墩间土的承载力，按单墩静载荷试验的承载力除以单墩加固面积取为加固后的地基承载力，主要是考虑：

1)淤泥或流塑软土中强夯置换国内有个别不成功的先例，为安全起见，须等有足够工程经验后再行修正，以利于此法的推广应用。

2)某些国内工程因单墩承载力已够，而不再考虑墩间土的承载力。

3)强夯置换法在国外亦称为“动力置换与混合”法(Dynamic replacement and mixing method)，因为墩体填料为碎石或砂砾时，置换墩形成过程中大量填料与墩间土混合，越浅处混合的越多，因而墩间土已非原来的土而是一种混合土，含水量与密实度改善很多，可与墩体共同组成复合地基，但目前由于对填料要求与施工操作尚未规范化，填料中块石过多，混合作用不强，墩间的淤泥等软土性质改善不够，因此不考虑墩间土的承载力较为稳妥。

12　强夯置换处理后的地基情况比较复杂。不考虑墩间土作用地基变形计算时，如果采用的单墩静载荷试验的载荷板尺寸与夯锤直径相同时，其地基的主要变形发生在加固区，下卧土层的变形较小，但墩的长度较小时应计算下卧土层的变形。强夯置换

处理地基的建筑物沉降观测资料较少，各地应根据地区经验确定变形计算参数。

6.3.6　本条是强夯置换处理地基的施工要求：

1　强夯置换夯锤可选用圆柱形，锤底静接地压力值可取80kPa～200kPa。

2　当表土松软时应铺设一层厚为1.0m～2.0m 的砂石施工垫层以利施工机具运转。随着置换墩的加深，被挤出的软土渐多，夯点周围地面渐高，先铺的施工垫层在向夯坑中填料时往往被推入坑中成了填料，施工层越来越薄，因此，施工中须不断地在夯点周围加厚施工垫层，避免地面松软。

6.3.7　本条是对夯实法施工所用起重设备的要求。国内用于夯实法地基处理施工的起重机械以改装后的履带式起重机为主，施工时一般在臂杆端部设置门字形或三角形支架，提高起重能力和稳定性，降低起落夯锤时机架倾覆的安全事故发生的风险，实践证明，这是一种行之有效的办法。但同时也出现改装后的起重机实际起重量超过设备出厂额定最大起重量的情况，这种情况不利于施工安全，因此，应予以限制。

6.3.8　当场地表土软弱或地下水位高的情况，宜采用人工降低地下水位，或在表层铺填一定厚度的松散性材料。这样做的目的是在地表形成硬层，确保机械设备通行和施工，又可加大地下水和地表面的距离，防止夯击时夯坑积水。当砂土、湿陷性黄土的含水量低，夯击时，表层松散层较厚，形成的夯坑很浅，以致影响有效加固深度时，可采取表面洒水、钻孔注水等人工增湿措施。对回填地基，当可采用夯实法处理时，如果具备分层回填条件 ，应该选择采用分层回填方式进行回填，回填厚度尽可能控制在强夯法相应能级所对应的有效加固深度范围之内。

6.3.10　对振动有特殊要求的建筑物，或精密仪器设备等，当强夯产生的振动和挤压有可能对其产生有害影响时，应采取隔振或防振措施。施工时，在作业区一定范围设置安全警戒，防止非作业人员、车辆误入作业区而受到伤害。

6.3.11　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少，落距未达设计要求，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，量测每击的夯沉量，检查每个夯点的夯击起止时间，防止出现少夯或漏夯，对强夯置换尚应检查置换墩长度。

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。

6.3.12　基础施工必须在土层休止期满后才能进行，对黏性土地基和新近人工填土地基，休止期更显重要。

6.3.13　强夯处理后的地基竣工验收时，承载力的检验除了静载试验外，对细颗粒土尚应选择标准贯入试验、静力触探试验等原位检测方法和室内土工试验进行综合检测评价；对粗颗粒土尚应选择标准贯入试验、动力触探试验等原位检测方法进行综合检测评价。

强夯置换处理后的地基竣工验收时，承载力的检验除了单墩静载试验或单墩复合地基静载试验外，尚应采用重型或超重型动力触探、钻探检测置换墩的墩长、着底情况、密度随深度的变化情况，达到综合评价目的。对饱和粉土地基，尚应检测墩间土的物理力学指标。

6.3.14　本条是夯实地基竣工验收检验的要求。

1　夯实地基的质量检验，包括施工过程中的质量监测及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，若不符合设计要求时，应补夯或采取其他有效措施。

2　经强夯和强夯置换处理的地基，其强度是随着时间增长而逐步恢复和提高的，因此，竣工验收质量检验应在施工结束间隔一定时间后方能进行。其间隔时间可根据土的性质而定。

3、4　夯实地基静载荷试验和其他原位测试、室内土工试验检验点的数量，主要根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。考虑到场地土的不均匀性和测试方法可能出现的误差，本条规定了最少检验点数。对强夯地基，应考虑夯间土和夯击点土的差异。当需要检验夯实地基的湿陷性时，应采用现场浸水载荷试验。

国内夯实地基采用波速法检测，评价夯后地基土的均匀性，积累了许多工程资料。作为一种辅助检测评价手段，应进一步总结，与动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验等原位测试结果验证后使用。

7 复 合 地 基

7.1 一 般 规 定

7.1.1 复合地基强调由地基土和增强体共同承担荷载，对于地基土为欠固结土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土，必须选用适当的增强体和施工工艺，消除欠固结性、湿陷性、液化性等，才能形成复合地基。复合地基处理的设计、施工参数有很强的地区性，因此强调在没有地区经验时应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以确定设计参数和处理效果。

混凝土灌注桩、预制桩复合地基可参照本节内容使用。

7.1.2 本条是对复合地基施工后增强体的检验要求。增强体是保证复合地基工作、提高地基承载力、减少变形的必要条件，其施工质量必须得到保证。

7.1.3 本条是对复合地基承载力设计和工程验收的检验要求。

复合地基承载力的确定方法，应采用复合地基静载荷试验的方法。桩体强度较高的增强体，可以将荷载传递到桩端土层。当桩长较长时，由于静载荷试验的载荷板宽度较小，不能全面反映复合地基的承载特性。因此单纯采用单桩复合地基静载荷试验的结果确定复合地基承载力特征值，可能会由于试验的载荷板面积或由于褥垫层厚度对复合地基静载荷试验结果产生影响。对有粘结强度增强体复合地基的增强体进行单桩静载荷试验，保证增强体桩身质量和承载力，是保证复合地基满足建筑物地基承载力要求的必要条件。

7.1.4 本条是复合地基增强体施工桩位允许偏差和垂直度的要求。

7.1.5 复合地基承载力的计算表达式对不同的增强体大致可分

为两种：散体材料桩复合地基和有粘结强度增强体复合地基。本次修订分别给出其估算时的设计表达式。对散体材料桩复合地基计算时桩土应力比n 应按试验取值或按地区经验取值。但应指出，由于地基土的固结条件不同，在长期荷载作用下的桩土应力比与试验条件时的结果有一定差异，设计时应充分考虑。处理后的桩间土承载力特征值与原土强度、类型、施工工艺密切相关，对于可挤密的松散砂土、粉土，处理后的桩间土承载力会比原土承载力有一定幅度的提高；而对于黏性土特别是饱和黏性土，施工后有一定时间的休止恢复期，过后桩间土承载力特征值可达到原土承载力；对于高灵敏性的土，由于休止期较长，设计时桩间土承载力特征值宜采用小于原土承载力特征值的设计参数。对有粘结强度增强体复合地基，本次修订根据试验结果增加了增强体单桩承载力发挥系数和桩间土承载力发挥系数，其基本依据是，在复合地基静载荷试验中取s/b或 s/d 等于0.01确定复合地基承载力时，地基土和单桩承载力发挥系数的试验结果。 一般情况下，复合地基设计有褥垫层时，地基土承载力的发挥是比较充分的。

应该指出，复合地基承载力设计时取得的设计参数可靠性对设计的安全度有很大影响。当有充分试验资料作依据时，可直接按试验的综合分析结果进行设计。对刚度较大的增强体，在复合地基静载荷试验取s/b 或s/d 等于0.01确定复合地基承载力以及增强体单桩静载荷试验确定单桩承载力特征值的情况下，增强体单桩承载力发挥系数为0.7～0.9,而地基土承载力发挥系数为1.0～1.1。对于工程设计的大部分情况，采用初步设计的估算值进行施工，并要求施工结束后达到设计要求，设计人员的地区工程经验非常重要。首先，复合地基承载力设计中增强体单桩承载力发挥和桩间土承载力发挥与桩、土相对刚度有关，相同褥垫层厚度条件下，相对刚度差值越大，刚度大的增强体在加荷初始发挥较小，后期发挥较大；其次，由于采用勘察报告提供的参数，其对单桩承载力和天然地基承载力在相同变形条件下的富余程度

不同，使得复合地基工作时增强体单桩承载力发挥和桩间土承载力发挥存在不同的情况，当提供的单桩承载力和天然地基承载力存在较大的富余值，增强体单桩承载力发挥系数和桩间土承载力发挥系数均可达到1.0,复合地基承载力载荷试验检验结果也能满足设计要求。同时复合地基承载力载荷试验是短期荷载作用，应考虑长期荷载作用的影响。总之，复合地基设计要根据工程的具体情况，采用相对安全的设计。初步设计时，增强体单桩承载力发挥系数和桩间土承载力发挥系数的取值范围在0.8～1.0之间，增强体单桩承载力发挥系数取高值时桩间土承载力发挥系数应取低值，反之，增强体单桩承载力发挥系数取低值时桩间土承载力发挥系数应取高值。所以，没有充分的地区经验时应通过试验确定设计参数。

桩端端阻力发挥系数αp与增强体的荷载传递性质、增强体长度以及桩土相对刚度密切相关。桩长过长影响桩端承载力发挥时应取较低值；水泥土搅拌桩其荷载传递受搅拌土的性质影响应取0.4～0.6;其他情况可取1.0。

7.1.6　复合地基增强体的强度是保证复合地基工作的必要条件，必须保证其安全度。在有关标准材料的可靠度设计理论基础上，本次修订适当提高了增强体材料强度的设计要求。对具有粘结强度的复合地基增强体应按建筑物基础底面作用在增强体上的压力进行验算，当复合地基承载力验算需要进行基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度验算应按基底压力验算。本次修订给出了验算方法。

7.1.7　复合地基沉降计算目前仍以经验方法为主。本次修订综合各种复合地基的工程经验，提出以分层总和法为基础的计算方法。各地可根据地区土的工程特性、工法试验结果以及工程经验，采用适宜的方法，以积累工程经验。

7.1.8　由于采用复合地基的建筑物沉降观测资料较少，　一直沿用天然地基的沉降计算经验系数。各地使用对复合土层模量较低时符合性较好，对于承载力提高幅度较大的刚性桩复合地基出现

计算值小于实测值的现象。现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007修订组通过对收集到的全国31个CFG 桩复合地基工程沉降观测资料分析，得出地基的沉降计算经验系数与沉降计算深度范围内压缩模量当量值的关系。

7.2 振冲碎石桩和沉管砂石桩复合地基

7.2.1 振冲碎石桩对不同性质的土层分别具有置换、挤密和振动密实等作用。对粘性土主要起到置换作用，对砂土和粉土除置换作用外还有振实挤密作用。在以上各种土中都要在振冲孔内加填碎石回填料，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，变形减少，并可消除土层的液化。在中、粗砂层中振冲，由于周围砂料能自行塌入孔内，也可以采用不加填料进行原地振冲加密的方法。这种方法适用于较纯净的中、粗砂层，施工简便，加密效果好。

沉管砂石桩是指采用振动或锤击沉管等方式在软弱地基中成孔后，再将砂、碎石或砂石混合料通过桩管挤压入已成的孔中，在成桩过程中逐层挤密、振密，形成大直径的砂石体所构成的密实桩体。沉管砂石桩用于处理松散砂土、粉土、可挤密的素填土及杂填土地基，主要靠桩的挤密和施工中的振动作用使桩周围土的密度增大，从而使地基的承载能力提高，压缩性降低。

国内外的实际工程经验证明，不管是采用振冲碎石桩、还是沉管砂石桩，其处理砂土及填土地基的挤密、振密效果都比较显著,均已得到广泛应用。

振冲碎石桩和沉管砂石桩用于处理软土地基，国内外也有较多的工程实例。但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，其主要作用是通过置换与黏性土形成复合地基，同时形成排水通道加速软土的排水固结。碎(砂)石桩单桩承载力主要取决于桩周土的侧限压力。由于软黏土抗剪强度低，且在成桩过程土中桩周土体产生的超孔隙水压力不能迅速消

散，天然结构受到扰动将导致其抗剪强度进一步降低，造成桩周土对碎(砂)石桩产生的侧限压力较小，碎(砂)石桩的单桩承载力较低，如置换率不高，其提高承载力的幅度较小，很难获得可靠的处理效果。此外，如不经过预压，处理后地基仍将发生较大的沉降，难以满足建(构)筑物的沉降允许值。工程中常用预压措施(如油罐充水)解决部分工后沉降。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，宜通过现场试验后再确定是否采用。据此本条指出，在饱和黏土地基上对变形控制要求不严的工程才可采用砂石桩置换处理。

对于塑性指数较高的硬黏性土、密实砂土不宜采用碎(砂)石桩复合地基。如北京某电厂工程，天然地基承载力 fak=200kPa，基底土层为粉质黏土，采用振冲碎石桩，加固后桩土应力比n=0.9，承载力没有提高(见图8)。

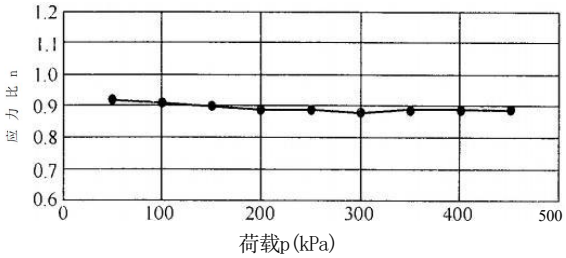


图 8　北京某工程桩土应力比随荷载的变化

对大型的、重要的或场地地层复杂的工程以及采用振冲法处理不排水强度不小于20kPa 的饱和黏性土和饱和黄土地基，在正式施工前应通过现场试验确定其适用性是必要的。不加填料振冲挤密处理砂土地基的方法应进行现场试验确定其适用性，可参照本节规定进行施工和检验。

振冲碎石桩、沉管砂石桩广泛应用于处理可液化地基，其承载力和变形计算采用复合地基计算方法，可按本节内容设计和施工。

7.2.2　本条是振冲碎石桩、沉管砂石桩复合地基设计的规定。

1　本款规定振冲碎石桩、沉管砂石桩处理地基要超出基础一定宽度，这是基于基础的压力向基础外扩散，需要侧向约束条件保证。另外，考虑到基础下靠外边的(2～3)排桩挤密效果较差，应加宽(1～3)排桩。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽更多。

振冲碎石桩、沉管砂石桩法用于处理液化地基，必须确保建筑物的安全使用。基础外的处理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。另由于基础压力的影响，使地基土的有效压力增加，抗液化能力增大。根据日本用挤密桩处理的地基经过地震检验的结果，说明需处理的宽度也比处理深度的2/3小，据此定出每边放宽不宜小于处理深度的1/2。同时不应小于5m。

2　振冲碎石桩、沉管砂石桩的平面布置多采用等边三角形或正方形。对于砂土地基，因靠挤密桩周土提高密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀。考虑基础形式和上部结构的荷载分布等因素，工程中还可根据建筑物承载力和变形要求采用矩形、等腰三角形等布桩形式。

3　采用振冲法施工的碎石桩直径通常为0.8m～1.2m，　与振冲器的功率和地基土条件有关，　一般振冲器功率大、地基土松散时，成桩直径大，砂石桩直径可按每根桩所用填料量计算。

振动沉管法成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。目前使用的桩管直径一般为300㎜～800㎜，　但也有小于300mm 或大于800mm 的。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力，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砂石料多，不易使桩周土挤密均匀。沉管法施工时，设计成桩直径与套管直径比不宜大于1.5。另外，成桩时间长，效率低给施工也会带来困难。

4　振冲碎石桩、沉管砂石桩的间距应根据复合地基承载力

和变形要求以及对原地基土要达到的挤密要求确定。

5　关于振冲碎石桩、沉管砂石桩的长度，通常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，桩长宜超过整个松软土层。标准贯人和静力触探沿深度的变化特性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，则应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB　50011有关规定确定。

由于振冲碎石桩、沉管砂石桩在地面下1m～2m　深度的土层处理效果较差，碎(砂)石桩的设计长度应大于主要受荷深度且不宜小于4m。

当建筑物荷载不均匀或地基主要压缩层不均匀，建筑物的沉降存在一个沉降差，当差异沉降过大，则会使建筑物受到损坏。为了减少其差异沉降，可分区采用不同桩长进行加固，用以调整差异沉降。

7　振冲碎石桩、沉管砂石桩桩身材料是散体材料，由于施工的影响，施工后的表层土需挖除或密实处理，所以碎(砂)石桩复合地基设置垫层是有益的。同时垫层起水平排水的作用，有利于施工后加快土层固结；对独立基础等小基础碎石垫层还可以起到明显的应力扩散作用，降低碎(砂)石桩和桩周围土的附加应力，减少桩体的侧向变形，从而提高复合地基承载力，减少地基变形量。

垫层铺设后需压实，可分层进行，夯填度(夯实后的垫层厚度与虚铺厚度的比值)不得大于0.9。

8　对砂土和粉土采用碎(砂)石桩复合地基，由于成桩过程对桩间土的振密或挤密，使桩间土承载力比天然地基承载力有较大幅度的提高，为此可用桩间土承载力调整系数来表达。对国内采用振冲碎石桩44个工程桩间土承载力调整系数进行统计见图9。从图中可以看出，桩间土承载力调整系数在1.07～3.60，有两个工程小于1.2。桩间土承载力调整系数与原土天然地基承

载力相关，天然地基承载力低时桩间土承载力调整系数大。在初步设计估算松散粉土、砂土复合地基承载力时，桩间土承载力调整系数可取1.2～1.5，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

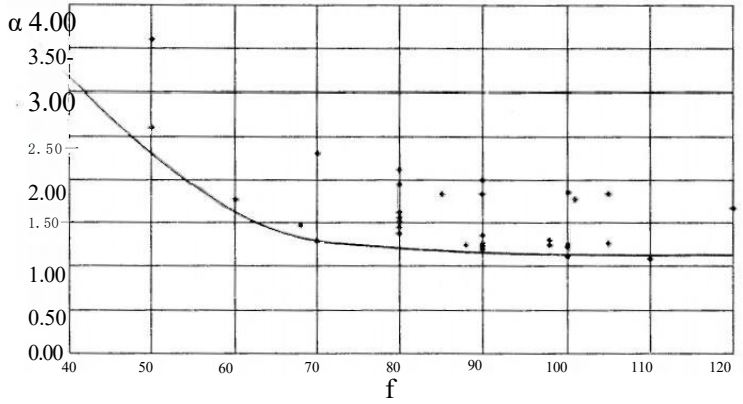


图 9　桩间土承载力调整系数α与原土承载力fak关系统计图

9　由于碎(砂)石桩向深层传递荷载的能力有限，当桩长较大时，复合地基的变形计算，不宜全桩长范围加固土层压缩模量采用统一的放大系数。桩长超过12d以上的加固土层压缩模量的提高，对于砂土粉土宜按挤密后桩间土的模量取值；对于黏性土不宜考虑挤密效果，但有经验时可按排水固结后经检验的桩间土的模量取值。

7.2.3　本条为振冲碎石桩施工的要求。

1　振冲施工选用振冲器要考虑设计荷载、工期、工地电源容量及地基土天然强度等因素。30kW功率的振冲器每台机组约需电源容量75kW，其制成的碎石桩径约0.8m，桩长不宜超过8m，因其振动力小，桩长超过8m加密效果明显降低；75kW振冲器每台机组需要电源电量100kW，桩径可达0.9m～1.5m，振冲深度可达20m。

在邻近有已建建筑物时，为减小振动对建筑物的影响，宜用

功率较小的振冲器。

为保证施工质量，电压、加密电流、留振时间要符合要求。如电源电压低于350V 则应停止施工。使用30kW 振冲器密实电流一般为45A～55A;55kW　振冲器密实电流一般为75A～85A;75kW 振冲器密实电流为80A～95A。

2　升降振冲器的机具一般常用8t～25t　汽车吊，可振冲5m～20m 桩长。

3　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指标。

首先，要控制加料振密过程中的密实电流。在成桩时，不能把振冲器刚接触填料的一瞬间的电流值作为密实电流。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量可占整根桩总填料量的1/4～1/3。这是因为开始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，从而使孔底填料量剧增。第三个原因是孔底遇到了事先不知的局部软弱土层，这也能使填料数量超过正常用量。

4　振冲施工有泥水从孔内返出。砂石类土返泥水较少，黏土层返泥水量大，这些泥水不能漫流在基坑内，也不能直接排入到地下排污管和河道中，以免引起对环境的有害影响，为此在场地上必须事先开设排泥水沟系统和做好沉淀池。施工时用泥浆泵将返出的泥水集中抽入池内，在城市施工，当泥水量不大时可

外运。

5 为了保证桩顶部的密实，振冲前开挖基坑时应在桩顶高程以上预留一定厚度的土层。一般30kW振冲器应留0.7m~1.0m,75kW应留1.0m～1.5m。当基槽不深时可振冲后开挖。

6 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。如广东新沙港水中吹填的中砂，振前标贯击数为(3～7)击，设计要求振冲后不小于15击，采用正三角形布孔，桩距2.54m，加密电流100A，经振冲后达到大于20击，14m厚的砂层完成一孔约需20min。又如拉各都坝基，水中回填中、粗砂，振前N_{10}为10击，相对密实度D.为0.11,振后N_{10}大于80击，D.=0.9，孔距2.0m，孔深7m，全孔振冲时间4min～6min。

7.2.4 本条为沉管砂石桩施工的要求。

1 沉管法施工，应选用与处理深度相适应的机械。可用的施工机械类型很多，除专用机械外还可利用一般的打桩机改装。目前所用机械主要可分为两类，即振动沉管桩机和锤击沉管桩机。

用垂直上下振动的机械施工的称为振动沉管成桩法，用锤击式机械施工成桩的称为锤击沉管成桩法，锤击沉管成桩法的处理深度可达10m。桩机通常包括桩机架、桩管及桩尖、提升装置、挤密装置(振动锤或冲击锤)、上料设备及检测装置等部分。为了使桩管容易打入，高能量的振动沉管桩机配有高压空气或水的喷射装置，同时配有自动记录桩管贯入深度、提升量、压入量、管内砂石位置及变化(灌砂石及排砂石量),以及电机电流变化等检测装置。有的设备还装有计算机，根据地层阻力的变化自动控制灌砂石量并保证沿深度均匀挤密并达到设计标准。

2 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。常遇到设计与实际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标准，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列每排每列各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。

3　振动沉管法施工，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砂石料(根据施工试验的经验，为了提高施工效率，装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(下砂石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砂石密实；

6)重复4)、5)两工序，桩管上下运动，砂石料不断补充，砂石桩不断增高；

7)桩管提至地面，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果。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，必须予以重视，有关记录是质量检验的重要资料。

4　对于黏性土地基，当采用活瓣桩靴时宜选用平底型，以便于施工时顺利出料。

5　锤击沉管法施工有单管法和双管法两种，但单管法难以发挥挤密作用，故一般宜用双管法。

双管法的施工根据具体条件选定施工设备，其施工成桩过程

如下：

1)将内外管安放在预定的桩位上，将用作桩塞的砂石投入外管底部；

2)以内管做锤冲击砂石塞，靠摩擦力将外管打入预定深度；

3)固定外管将砂石塞压入土中；

4)提内管并向外管内投入砂石料；

5)边提外管边用内管将管内砂石冲出挤压土层；

6)重复4)、5)步骤；

7)待外管拔出地面，砂石桩完成。

此法优点是砂石的压入量可随意调节，施工灵活。

其他施工控制和检测记录参照振动沉管法施工的有关规定。

6　砂石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定。考虑到挤密砂石桩沿深度不会完全均匀，实践证明砂石桩施工挤密程度较高时地面要隆起，另外施工中还有损耗等，因而实际设计灌砂石量要比计算砂石量增加一些。根据地层及施工条件的不同增加量约为计算量的20%～40%。

当设计或施工的砂石桩投砂石量不足时，地面会下沉；当投料过多时，地面会隆起，同时表层0.5m～1.0m 常呈松软状态。如遇到地面隆起过高，也说明填砂石量不适当。实际观测资料证明，砂石在达到密实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；灌砂石量预定数量与实际数量；桩管提升和挤压的全过程(提升、挤压、砂桩高度的形成随时间的变化)等。有自动检测记录仪器的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土层的松软变化随时掌握投料数量。

7　以挤密为主的砂石桩施工时，应间隔(跳打)进行，并宜由外侧向中间推进；对黏性土地基，砂石桩主要起置换作用，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(构)筑物邻近施工时，为了减少对邻近既有建(构)筑物的振动影响，应背离建(构)筑物方向进行。

9　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，施工后应加以处理(挖除或碾压)。

7.2.5　本条为碎石桩、砂石桩复合地基的检验要求。

1　检查振冲施工各项施工记录，如有遗漏或不符合规定要求的桩或振冲点，应补做或采取有效的补救措施。

振动沉管砂石桩应在施工期间及施工结束后，检查砂石桩的施工记录，包括检查套管往复挤压振动次数与时间、套管升降幅度和速度、每次填砂石料量等项施工记录。砂石桩施工的沉管时间、各深度段的填砂石量、提升及挤压时间等是施工控制的重要手段，这些资料可以作为评估施工质量的重要依据，再结合抽检便可以较好地作出质量评价。

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土不宜小于28d, 粉质黏土不宜小于21d, 粉土、砂土和杂填土可适当减少。

3　碎(砂)石桩处理地基最终是要满足承载力、变形或抗液化的要求，标准贯入、静力触探以及动力触探可直接反映施工质量并提供检测资料，所以本条规定可用这些测试方法检测碎(砂)石桩及其周围土的挤密效果。

应在桩位布置的等边三角形或正方形中心进行碎(砂)石桩处理效果检测，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)石桩处理后的地基实测标准贯入击数大于临界贯入击数。这种液化判别方法只考虑了桩间土的抗液化能力，而未考虑碎(砂)石桩的作用，因而在设计上是偏于安全的。碎(砂)石桩处理后的地基液化评价方法应进一步研究。

7.3 水泥土搅拌桩复合地基

7.3.1 水泥土搅拌法是利用水泥等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械，就地将软土和固化剂(浆液或粉体)强制搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土，从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同，它可分为浆液搅拌和粉体喷射搅拌两种。前者是用浆液和地基土搅拌，后者是用粉体和地基土搅拌。

水泥土搅拌法加固软土技术具有其独特优点：1)最大限度地利用了原土；2)搅拌时无振动、无噪声和无污染，对周围原有建筑物及地下沟管影响很小；3)根据上部结构的需要，可灵活地采用柱状、壁状、格栅状和块状等加固形式。

水泥固化剂一般适用于正常固结的淤泥与淤泥质土、黏性土、粉土、素填土(包括冲填土)、饱和黄土、粉砂以及中粗砂、砂砾(当加固粗粒土时，应注意有无明显的流动地下水)等地基加固。

根据室内试验，一般认为用水泥作加固料，对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等黏土矿物的软土加固效果较好；而对含有伊利石、氯化物和水铝石英等矿物的黏性土以及有机质含量高，pH 值较低的酸性土加固效果较差。

掺合料可以添加粉煤灰等。当黏土的塑性指数 Ip 大于25时，容易在搅拌头叶片上形成泥团，无法完成水泥土的拌和。当地基土的天然含水量小于30%时，由于不能保证水泥充分水化，

故不宜采用干法。

在某些地区的地下水中含有大量硫酸盐(海水渗入地区)，因硫酸盐与水泥发生反应时，对水泥土具有结晶性侵蚀，会出现开裂、崩解而丧失强度。为此应选用抗硫酸盐水泥，使水泥土中产生的结晶膨胀物质控制在一定的数量范围内，以提高水泥土的抗侵蚀性能。

在我国北纬40°以南的冬季负温条件下，冰冻对水泥土的结构损害甚微。在负温时，由于水泥与黏土矿物的各种反应减弱，水泥土的强度增长缓慢(甚至停止);但正温后，随着水泥水化等反应的继续深入，水泥土的强度可接近标准养护强度。

随着水泥土搅拌机械的研发与进步，水泥土搅拌法的应用范围不断扩展。特别是20世纪80年代末期引进日本 SMW 法以来，多头搅拌工艺推广迅速，大功率的多头搅拌机可以穿透中密粉土及粉细砂、稍密中粗砂和砾砂，加固深度可达35m 。大量用于基坑截水帷幕、被动区加固、格栅状帷幕解决液化、插芯形成新的增强体等。对于硬塑、坚硬的黏性土，含孤石及大块建筑垃圾的土层，机械能力仍然受到限制，不能使用水泥土搅拌法。

当拟加固的软弱地基为成层土时，应选择最弱的一层土进行室内配比试验。

采用水泥作为固化剂材料，在其他条件相同时，在同一土层中水泥掺入比不同时，水泥土强度将不同。由于块状加固对于水泥土的强度要求不高，因此为了节约水泥，降低成本，根据工程需要可选用32.5级水泥，7%～12%的水泥掺量。水泥掺入比大于10%时，水泥土强度可达0.3MPa～2MPa 以上。一般水泥掺入比 α w 采用12%～20%,对于型钢水泥土搅拌桩(墙),由于其水灰比较大(1.5～2.0)为保证水泥土的强度，应选用不低于42.5级的水泥，且掺量不少于20%。水泥土的抗压强度随其相应的水泥掺入比的增加而增大，但因场地土质与施工条件的差异，掺入比的提高与水泥土增加的百分比是不完全一致的。

水泥强度直接影响水泥土的强度，水泥强度等级提高

10MPa, 水泥土强度fcu 约增大20%～30%。

外掺剂对水泥土强度有着不同的影响。木质素磺酸钙对水泥土强度的增长影响不大，主要起减水作用；三乙醇胺、氯化钙、碳酸钠、水玻璃和石膏等材料对水泥土强度有增强作用，其效果对不同土质和不同水泥掺入比又有所不同。当掺入与水泥等量的粉煤灰后，水泥土强度可提高10%左右。故在加固软土时掺入粉煤灰不仅可消耗工业废料，水泥土强度还可有所提高。

水泥土搅拌桩用于竖向承载时，很多工程未设置褥垫层，考虑到褥垫层有利于发挥桩间土的作用，在有条件时仍以设置褥垫层为好。

水泥土搅拌形成水泥土加固体，用于基坑工程围护挡墙、被动区加固、防渗帷幕等的设计、施工和检测等可参照本节规定。

7.3.2 对于泥炭土、有机质含量大于5%或pH 值小于4的酸性土，如前述水泥在上述土层有可能不凝固或发生后期崩解。因此，必须进行现场和室内试验确定其适用性。

7.3.3 本条是对水泥土搅拌桩复合地基设计的规定。

1 对软土地区，地基处理的任务主要是解决地基的变形问题，即地基设计是在满足强度的基础上以变形控制的，因此，水泥土搅拌桩的桩长应通过变形计算来确定。实践证明，若水泥土搅拌桩能穿透软弱土层到达强度相对较高的持力层，则沉降量是很小的。

对某一场地的水泥土桩，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，从减少地基的变形量方面考虑，桩长应穿透软弱土层到达下卧强度较高之土层，在深厚淤泥及淤泥质土层中应避免采用“悬浮”桩型。

2 在采用式(7.1.5-2)估算水泥土搅拌桩复合地基承载力时，桩间土承载力折减系数β的取值，本次修订中作了一些改动，当基础下加固土层为淤泥、淤泥质土和流塑状软土时，考虑到上述土层固结程度差，桩间土难以发挥承载作用，所以β取

0.1～0.4,固结程度好或设置褥垫层时可取高值。其他土层可取0.4～0.8,加固土层强度高或设置褥垫层时取高值，桩端持力层土层强度高时取低值。确定β值时还应考虑建筑物对沉降的要求以及桩端持力层土层性质，当桩端持力层强度高或建筑物对沉降要求严时，β应取低值。

桩周第i层土的侧阻力特征值 q;(kPa),对淤泥可取4kPa~7kPa; 对淤泥质土可取6kPa～12kPa; 对软塑状态的黏性土可取10kPa～15kPa; 对可塑状态的黏性土可以取12kPa～18kPa; 对稍密砂类土可取15kPa～20kPa; 对中密砂类土可取20kPa～25kPa。

桩端地基土未经修正的承载力特征值qp(kPa)， 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB 50007 的有关规定确定。

桩端天然地基土的承载力折减系数 αp， 可取0.4～0.6,天然地基承载力高时取低值。

3 式(7.3.3-1)中，桩身强度折减系数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。拟建工程性质包括工程地质条件、上部结构对地基的要求以及工程的重要性等。参考日本的取值情况以及我国的经验，干法施工时η取0.2～0.25,湿法施工时η取0.25。

由于水泥土强度有限，当水泥土强度为2MPa 时，一根直径500mm 的搅拌桩，其单桩承载力特征值仅为120kN 左右，因此复合地基承载力受水泥土强度的控制，当桩中心距为1m 时，其特征值不宜超过200kPa， 否则需要加大置换率，不一定经济合理。

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，为了降低造价，对承重搅拌桩试块国内外都取90d 龄期为标准龄期。对起支挡作用承受水平荷载的搅拌桩，考虑开挖工期影响，水泥土强度标准可取28d 龄期为标准龄期。从抗压强度试验得知，在其他条件相同时，不同龄期的水泥土抗压

强度间关系大致呈线性关系，其经验关系式如下：

$$feu_7=(0.47\sim0.63)feu28$$

$$fcul_4=(0.62\sim0.80)fcu28$$

$$fcu_{6o}=(1.15\sim1.46)fcu28$$

$$feuso=(1.43\sim1.80)feu_28$$

$$fcu_{9o}=(2.37\sim3.73)feu_7$$

$$feu9o=(1.73\sim2.82)fcul_4$$

上式中feu_7、fcul4、fcu_28、fcu_{6o}、fcu_{90}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。

4 采用桩上部或全长复搅以及桩上部增加水泥用量的变掺量设计，有益于提高单桩承载力，也可节省造价。

5 路基、堆场下应通过验算在需要的范围内布桩。柱状加固可采用正方形、等边三角形等形式布桩。

7 水泥土搅拌桩复合地基的变形计算，本次修订作了较大修改，采用了第7.1.7条规定的计算方法，计算结果与实测值符合较好。

7.3.4 国产水泥土搅拌机配备的泥浆泵工作压力一般小于2.0MPa，上海生产的三轴搅拌设备配备的泥浆泵的额定压力为5.0MPa，其成桩质量较好。用于建筑物地基处理，在某些地层条件下，深层土的处理效果不好(例如深度大于10.0m)，处理后地基变形较大，限制了水泥土搅拌桩在建筑工程地基处理中的应用。从设备能力评价水泥土成桩质量，主要有三个因素决定：搅拌次数、喷浆压力、喷浆量。国产水泥土搅拌机的转速低，搅拌次数靠降低提升速度或复搅解决，而对于喷浆压力、喷浆量两个因素对成桩质量的影响有相关性，当喷浆压力一定时，喷浆量大的成桩质量好；当喷浆量一定时，喷浆压力大的成桩质量好。所以提高国产水泥土搅拌机配备能力，是保证水泥土搅拌桩成桩质量的重要条件。本次修订对建筑工程地基处理采用的水泥土搅

拌机配备能力提出了最低要求。为了满足这个条件，水泥土搅拌机配备的泥浆泵工作压力不宜小于5.0MPa。

干法施工，日本生产的DJM 粉体喷射搅拌机械，空气压缩机容量为10.5m³/min, 喷粉空压机工作压力一般为0.7MPa。我国自行生产的粉喷桩施工机械，空气压缩机容量较小，喷粉空压机工作压力均小于等于0.5MPa。

所以，适当提高国产水泥土搅拌机械的设备能力，保证搅拌桩的施工质量，对于建筑地基处理非常重要。

7.3.5 国产水泥土搅拌机的搅拌头大都采用双层(多层)十字杆形或叶片螺旋形。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强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，施工时应予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。如遇有明浜、池塘及洼地时应抽水和清淤，回填土料并予以压实，不得回填生活垃圾。

搅拌桩施工时，搅拌次数越多，则拌和越为均匀，水泥土强度也越高，但施工效率就降低。试验证明，当加固范围内土体任一点的水泥土每遍经过20次的拌合，其强度即可达到较高值。每遍搅拌次数N 由下式计算：

$$N = \frac{h\cos\beta\Sigma Z}{V}n \tag{12}$$

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(°);

ΣZ—— 搅拌叶片的总枚数;

n——搅拌头的回转数 (rev/min);

V—— 搅拌头的提升速度 (m/min)。

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桩顶标高再高出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。根据现场实践表明，当搅拌桩作为承重桩进行基坑开挖时，桩身水泥土已有一定的强度，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。

水泥土搅拌桩施工前应进行工艺性试成桩，提供提钻速度、喷灰(浆)量等参数，验证搅拌均匀程度及成桩直径，同时了解下钻及提升的阻力情况、工作效率等。

湿法施工应注意以下事项：

1) 每个水泥土搅拌桩的施工现场，由于土质有差异、水泥的品种和标号不同、因而搅拌加固质量有较大的差别。所以在正式搅拌桩施工前，均应按施工组织设计确定的搅拌施工工艺制作数根试桩，再最后确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和复搅深度等参数。

制桩质量的优劣直接关系到地基处理的效果。其中的关键是注浆量、水泥浆与软土搅拌的均匀程度。因此，施工中应严格控制喷浆提升速度V, 可按下式计算：

$$V = \frac{\gamma_d Q}{F\gamma\alpha_w(1+\alpha_c)} \tag{13}$$

式 中：V——搅拌头喷浆提升速度 (m/min);

Ya、γ——分别为水泥浆和土的重度 (kN/m³);

Q—— 灰浆泵的排量 (m³/min);

aw—— 水泥掺入比；

ac-- 水泥浆水灰比；

F—— 搅拌桩截面积 (m²)。

2) 由于搅拌机械通常采用定量泵输送水泥浆，转速大多又是恒定的，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。采用自动记

录是为了降低人为干扰施工质量，目前市售的记录仪必须有国家计量部门的认证。严禁采用由施工单位自制的记录仪。

由于**固化剂从灰浆泵到达搅拌机出浆口需通过较长的输浆**管，必须考虑水泥浆到达桩端的泵送时间。 一般可通过试打桩确定其输送时间。

3) 凡成桩过程中，由于电压过低或其他原因造成停机使成桩工艺中断时，应将搅拌机下沉至停浆点以下0.5m, 等恢复供浆时再喷浆提升继续制桩；凡中途停止输浆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。

4) 壁状或块状加固宜采用湿法，水泥土的终凝时间约为24h, 所以需要相邻单桩搭接施工的时间间隔不宜超过12h。

5) 搅拌机预搅下沉时不宜冲水，当遇到硬土层下沉太慢时，方可适量冲水，但应考虑冲水对桩身强度的影响。

6) 壁状加固时，相邻桩的施工时间间隔不宜超过12h。如间隔时间太长，与相邻桩无法搭接时，应采取局部补桩或注浆等补强措施。

干法施工应注意以下事项：

1) 每个场地开工前的成桩工艺试验必不可少，由于制桩喷灰量与土性、孔深、气流量等多种因素有关，故应根据设计要求逐步调试，确定施工有关参数(如土层的可钻性、提升速度等),以便正式施工时能顺利进行。施工经验表明送粉管路长度超过60m 后，送粉阻力明显增大，送粉量也不易稳定。

2) 由于干法喷粉搅拌不易严格控制，所以要认真操作粉体自动计量装置，严格控制固化剂的喷入量，满足设计要求。

3) 合格的粉喷桩机一般均已考虑提升速度与搅拌头转速

的匹配，钻头均约每搅拌一圈提升15mm，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。

4) 定时检查成桩直径及搅拌的均匀程度。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。

5) 固化剂从料罐到喷灰口有一定的时间延迟，严禁在没有喷粉的情况进行钻机提升作业。

7.3.6 喷粉量是保证成桩质量的重要因素，必须进行有效测量。

7.3.7 本条是对水泥土搅拌桩施工质量检验的要求。

1 国内的水泥土搅拌桩大多采用国产的轻型机械施工，这些机械的质量控制装置较为简陋，施工质量的保证很大程度上取决于机组人员的素质和责任心。因此，加强全过程的施工监理，严格检查施工记录和计量记录是控制施工质量的重要手段，检查重点为水泥用量、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。

3 水泥土搅拌桩复合地基承载力的检验应进行单桩或多桩复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验。检测分两个阶段，第一阶段为施工前为设计提供依据的承载力检测，试验数量每单项工程不少于3根，如单项工程中地质情况不均匀，应加大试验数量。第二阶段为施工完成后的验收检验，数量为总桩数的1%，每单项工程不少于3根。上述两个阶段的检验均不可少，应严格执行。对重要的工程，对变形要求严格时宜进行多桩复合地基静载荷试验。

4 对重要的、变形要求严格的工程或经触探和静载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时，应在成桩28d 后，采用双管单动取样器钻取芯样作水泥土抗压强度检验。水泥搅拌桩的桩身质量检验目前尚无成熟的方法，特别是对常用的直径500mm 干法桩遇

到的困难更大，采用钻芯法检测时应采用双管单动取样器，避免过大扰动芯样使检验失真。当钻芯困难时，可采用单桩竖向抗压静载荷试验的方法检测桩身质量，加载量宜为(2.5～3.0)倍单桩承载力特征值，卸载后挖开桩头，检查桩头是否破坏。

7.4 旋喷桩复合地基

7.4.1 由于旋喷注浆使用的压力大，因而喷射流的能量大、速度快。当它连续和集中地作用在土体上，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，均有很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，该法对淤泥、淤泥质土、流塑或软塑黏性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基都有良好的处理效果。但对于硬黏性土，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，切削范围小或影响处理效果。而对于含有过多有机质的土层，则其处理效果取决于固结体的化学稳定性。鉴于上述几种土的组成复杂、差异悬殊，旋喷桩处理的效果差别较大，不能一概而论，故应根据现场试验结果确定其适用程度。对于湿陷性黄土地基，因当前试验资料和施工实例较少，亦应预先进行现场试验。旋喷注浆处理深度较大，我国建筑地基旋喷注浆处理深度目前已达30m 以上。

高压喷射有旋喷(固结体为圆柱状)、定喷(固结体为壁状)、和摆喷(固结体为扇状)等3种基本形状，它们均可用下列方法实现。

1)单管法：喷射高压水泥浆液一种介质；

2)双管法：喷射高压水泥浆液和压缩空气两种介质；

3)三管法：喷射高压水流、压缩空气及水泥浆液等三种介质。

由于上述3种喷射流的结构和喷射的介质不同，有效处理范围也不同，以三管法最大，双管法次之，单管法最小。定喷和摆

喷注浆常用双管法和三管法。

在制定旋喷注浆方案时，应搜集和掌握各种基本资料。主要是：岩土工程勘察(土层和基岩的性状，标准贯入击数，土的物理力学性质，地下水的埋藏条件、渗透性和水质成分等)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；地下管道和其他埋设物资料及类似土层条件下使用的工程经验等。

旋喷注浆有强化地基和防漏的作用，可用于既有建筑和新建工程的地基处理、地下工程及堤坝的截水、基坑封底、被动区加固、基坑侧壁防止漏水或减小基坑位移等。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，并应通过现场试验确定其适用性。

7.4.2　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验证之外，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，初步设计时，其设计直径可参考表17选用。当无现场试验资料时，可参照相似土质条件的工程经验进行初步设计。

表17　旋喷桩的设计直径 (m)

土质＼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：表中N为标准贯入击数。

7.4.3　旋喷桩复合地基承载力应通过现场静载荷试验确定。通过公式计算时，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。对于承载力较低时β取低值，是出于减小变形的考虑。

7.4.8 本条为旋喷桩的施工要求。

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。

2 旋喷桩的施工参数应根据土质条件、加固要求通过试验或根据工程经验确定，加固土体每立方的水泥掺入量不宜少于300kg。旋喷注浆的压力大，处理地基的效果好。根据国内实际工程中应用实例，单管法、双管法及三管法的高压水泥浆液流或高压水射流的压力应大于20MPa, 流量大于30L/min, 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，提升速度可取0.1m/min～0.2m/min, 旋转速度宜取20r/min 。 表18列出建议的旋喷桩的施工参数，供参考。

表18 旋喷桩的施工参数一览表

旋喷施工方法			单管法	双管法	三管法
适用土质			砂土、黏性土、黄土、杂填土、小粒径砂砾		
浆液材料及配方			以水泥为主材，加入不同的外加剂后具有速凝、早强、抗腐蚀、防冻等特性，常用水灰比1:1,也可适用化学材料		
旋喷施工参数	水	压力(MPa)		—	25
		流量(L/min)	—	—	80～120
		喷嘴孔径(mm)及个数	—	—	2～3(1～2)
	空气	压力(MPa)	—	0.7	0.7
		流量(m³/min)	—	1～2	1～2
		喷嘴间隙(mm)及个数	—	1～2(1～2)	1～2(1～2)
	浆液	压力(MPa)	25	25	25
		流量(L/min)	80～120	80～120	80～150
		喷嘴孔径(mm)及个数	2～3(2)	2～3(1～2)	10～2(1~2)
	灌浆管外径(mm)		φ42或φ45	φ42, φ50, φ75	φ75或φ90
	提升速度(cm/min)		15～25	7～20	5～20
	旋转速度(r/min)		16～20	5～16	5～16

近年来旋喷注浆技术得到了很大的发展，利用超高压水泵(泵压大于50MPa) 和超高压水泥浆泵(水泥浆压力大于35MPa)， 辅以低压空气，大大提高了旋喷桩的处理能力。在软土中的切割直径可超过2.0m, 注浆体的强度可达5.0MPa, 有效加固深度可达60m。所以对于重要的工程以及对变形要求严格的工程，应选择较强设备能力进行施工，以保证工程质量。

3 旋喷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42.5级及以上普通硅酸盐水泥。根据需要，可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。旋喷注浆的材料还可选用化学浆液。因费用昂贵，只有少数工程应用。

4 水泥浆液的水灰比越小，旋喷注浆处理地基的承载力越高。在施工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0.8～1.2,生产实践中常用0.9。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，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。

6 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软管的长度，使高压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。实际孔位、孔深和每个钻孔内的地下障碍物、洞穴、涌水、漏水及与岩土工程勘察报告不符等情况均应详细记录。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更喷射参数，达到良好的处理效果。

7　旋喷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100㎜，以保证固结体的整体性。

8　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，能加大有效加固范围和提高固结体强度。复喷的方法根据工程要求决定。在实际工作中，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　当旋喷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，应检查各部位的泄漏情况，并应拔出注浆管，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凝固后重新注浆。

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，则可能系喷嘴堵塞。应拔管疏通喷嘴。

10　当旋喷注浆完毕后，或在喷射注浆过程中因故中断，短时间(小于或等于浆液初凝时间)内不能继续喷浆时，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)、冒浆回灌或第二次注浆等措施。

11　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，做到有计划地堆放或废浆及时排出现场，保持场地

文 明 。

12　应在专门的记录表格上做好自检，如实记录施工的各项参数和详细描述喷射注浆时的各种现象，以便判断加固效果并为质量检验提供资料。

7.4.9　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。开挖检查法简单易行，通常在浅层进行，但难以对整个固结体的质量作全面检查。钻孔取芯是检验单孔固结体质量的常用方法，选用时需以不破坏固结体和有代表性为前提，可以在28d后取芯。标准贯入和静力触探在有经验的情况下也可以应用。静载荷试验是建筑地基处理后检验地基承载力的方法。压水试验通常在工程有防渗漏要求时采用。

检验点的位置应重点布置在有代表性的加固区，对旋喷注浆时出现过异常现象和地质复杂的地段亦应进行检验。

每个建筑工程旋喷注浆处理后，不论其大小，均应进行检验。检验量为施工孔数的2%,并且不应少于6点。

旋喷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。

7.5　灰土挤密桩和土挤密桩复合地基

7.5.1　灰土挤密桩、土挤密桩复合地基在黄土地区广泛采用。用灰土或土分层夯实的桩体，形成增强体，与挤密的桩间土一起组成复合地基，共同承受基础的上部荷载。当以消除地基土的湿陷性为主要目的时，桩孔填料可选用素土；当以提高地基土的承载力为主要目的时，桩孔填料应采用灰土。

大量的试验研究资料和工程实践表明，灰土挤密桩、土挤密桩复合地基用于处理地下水位以上的粉土、黏性土、素填土、杂填土等地基，不论是消除土的湿陷性还是提高承载力都是有效的。

基底下3m内的素填土、杂填土，通常采用土(或灰土)垫

层或强夯等方法处理；大于15m 的土层，由于成孔设备限制，一般采用其他方法处理，本条规定可处理地基的厚度为3m~15m，基本上符合目前陕西、甘肃和山西等省的情况。

当地基土的含水量大于24%、饱和度大于65%时，在成孔和拔管过程中，桩孔及其周边土容易缩颈和隆起，挤密效果差，应通过试验确定其适用性。

7.5.2 本条是灰土挤密桩、土挤密桩复合地基的设计要求。

1 局部处理地基的宽度超出基础底面边缘一定范围，主要在于保证应力扩散，增强地基的稳定性，防止基底下被处理的土层在基础荷载作用下受水浸湿时产生侧向挤出，并使处理与未处理接触面的土体保持稳定。

整片处理的范围大，既可以保证应力扩散，又可防止水从侧向渗入未处理的下部土层引起湿陷，故整片处理兼有防渗隔水作用。

2 处理的厚度应根据现场土质情况、工程要求和成孔设备等因素综合确定。当以降低土的压缩性、提高地基承载力为主要目的时，宜对基底下压缩层范围内压缩系数 α_{1-2} 大于 $0.40MPa^{-1}$ 或压缩模量小于6MPa 的土层进行处理。

3 根据我国湿陷性黄土地区的现有成孔设备和成孔方法，成孔的桩孔直径可为300mm～600mm。桩孔之间的中心距离通常为桩孔直径的2.0倍～3.0倍，保证对土体挤密和消除湿陷性的要求。

4 湿陷性黄土为天然结构，处理湿陷性黄土与处理填土有所不同，故检验桩间土的质量用平均挤密系数元。控制，而不用压实系数控制。平均挤密系数是在成孔挤密深度内，通过取土样测定桩间土的平均干密度与其最大干密度的比值而获得，平均干密度的取样自桩顶向下0.5m 起，每1m 不应少于2点(1组)，即：桩孔外100mm 处1点，桩孔之间的中心距(1/2处)1点。当桩长大于6m 时，全部深度内取样点不应少于12点(6组)；当桩长小于6m 时，全部深度内的取样点不应少于10点(5组)。

6 为防止填入桩孔内的灰土吸水后产生膨胀，不得使用生石灰与土拌合，而应用消解后的石灰与黄土或其他黏性土拌合，石灰富含钙离子，与土混合后产生离子交换作用，在较短时间内便成为凝硬材料，因此拌合后的灰土放置时间不可太长，并宜于当日使用完毕。

7 由于桩体是用松散状态的素土(黏性土或黏质粉土)、灰土经夯实而成，桩体的夯实质量可用土的干密度表示，土的干密度大，说明夯实质量好，反之，则差。桩体的夯实质量一般通过测定全部深度内土的干密度确定，然后将其换算为平均压实系数进行评定。桩体土的干密度取样：自桩顶向下0.5m起，每1m不应少于2点(1组)，即桩孔内距桩孔边缘50mm处1点，桩孔中心(即1/2)处1点，当桩长大于6m时，全部深度内的取样点不应少于12点(6组)，当桩长不足6m时，全部深度内的取样点不应少于10点(5组)。桩体土的平均压实系数λ。，是根据桩孔全部深度内的平均干密度与室内击实试验求得填料(素土或灰土)在最优含水量状态下的最大干密度的比值，即λc=pd/Pdimex,式中Pdo为桩孔全部深度内的填料(素土或灰土)，经分层夯实的平均干密度(t/m³);Padmax为桩孔内的填料(素土或灰土)，通过击实试验求得最优含水量状态下的最大干密度(t/m³)。

原规范规定桩孔内填料的平均压实系数入。均不应小于0.96，本次修订改为填料的平均压实系数λ。均不应小于0.97，与现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》 GB 50025的要求一致。工程实践表明只要填料的含水量和夯锤锤重合适，是完全可以达到这个要求的。

8 桩孔回填夯实结束后，在桩顶标高以上应设置300mm~600mm 厚的垫层， 一方面可使桩顶和桩间土找平，另一方面保证应力扩散，调整桩土的应力比，并对减小桩身应力集中也有良好作用。

9 为确定灰土挤密桩、土挤密桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定，或通过灰土桩或土桩的静载

荷试验结果和桩周土的承载力特征值根据经验确定。

7.5.3 本条是灰土挤密桩、土挤密桩复合地基的施工要求。

1 现有成孔方法包括沉管(锤击、振动)和冲击等方法，但都有一定的局限性，在城市或居民较集中的地区往往限制使用，如锤击沉管成孔，通常允许在新建场地使用，故选用上述方法时，应综合考虑设计要求、成孔设备或成孔方法、现场土质和对周围环境的影响等因素。

2 施工灰土挤密桩时，在成孔或拔管过程中，对桩孔(或桩顶)上部土层有一定的松动作用，因此施工前应根据选用的成孔设备和施工方法，在基底标高以上预留一定厚度的土层，待成孔和桩孔回填夯实结束后，将其挖除或按设计规定进行处理。

3 拟处理地基土的含水量对成孔施工与桩间土的挤密至关重要。工程实践表明，当天然土的含水量小于12%时，土呈坚硬状态、成孔挤密困难，且设备容易损坏；当天然土的含水量等于或大于24%,饱和度大于65%时，桩孔可能缩颈，桩孔周围的土容易隆起，挤密效果差；当天然土的含水量接近最优(或塑限)含水量时，成孔施工速度快，桩间土的挤密效果好。因此，在成孔过程中，应掌握好拟处理地基土的含水量。最优含水量是成孔挤密施工的理想含水量，而现场土质往往并非恰好是最优含水量，如只允许在最优含水量状态下进行成孔施工，小于最优含水量的土便需要加水增湿，大于最优含水量的土则要采取晾干等措施，这样施工很麻烦，而且不易掌握准确和加水均匀。因此，当拟处理地基土的含水量低于12%时，宜按公式(7.5.3)计算的加水量进行增湿。对含水量介于12%～24%的土，只要成孔施工顺利、桩孔不出现缩颈，桩间土的挤密效果符合设计要求，不一定要采取增湿或晾干措施。

5 成孔和孔内回填夯实的施工顺序，习惯做法是从外向里间隔(1～2)孔进行，但施工到中间部位，桩孔往往打不下去或桩孔周围地面明显隆起。为此本条定为对整片处理，宜从里(或中间)向外间隔(1～2)孔进行。对大型工程可采取分段施工，

对局部处理，宜从外向里间隔(1～2)孔进行。局部处理的范围小，且多为独立基础及条形基础，从外向里对桩间土的挤密有好处，也不致出现类似整片处理桩孔打不下去的情况。

6　施工过程的振动会引起地表土层的松动，基础施工后应对松动土层进行处理。

7　施工记录是验收的原始依据。必须强调施工记录的真实性和准确性，且不得任意涂改。为此应选择有一定业务素质的相关人员担任施工记录，这样才能确保做好施工记录。桩孔的直径与成孔设备或成孔方法有关，成孔设备或成孔方法如已选定，桩孔直径基本上固定不变，桩孔深度按设计规定，为防止施工出现偏差，在施工过程中应加强监督，采取随机抽样的方法进行检查。

8　土料和灰土受雨水淋湿或冻结，容易出现“橡皮土”,且不易夯实。当雨期或冬期选择灰土挤密桩处理地基时，应采取防雨或防冻措施，保护灰土不受雨水淋湿或冻结，以确保施工质量。

7.5.4　本条为灰土挤密桩、土挤密桩复合地基的施工质量检验要求：

1　为保证灰土桩复合地基的质量，在施工过程中应抽样检验施工质量，对检验结果应进行综合分析或综合评价。

2、3　桩孔夯填质量检验，是灰土挤密桩、土挤密桩复合地基质量检验的主要项目。宜采用开挖探井取样法检测。规范对抽样检验的数量作了规定。由于挖探井取土样对桩体和桩间土均有一定程度的扰动及破坏，因此选点应具有代表性，并保证检验数据的可靠性。对灰土桩桩身强度有疑义时，可对灰土取样进行含灰比的检测。取样结束后，其探井应分层回填夯实，压实系数不应小于0.94。

4　对需消除湿陷性的重要工程，应按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》 GB 50025 的方法进行现场浸水静载荷试验。

5　关于检测灰土桩复合地基承载力静载荷试验的时间，本规范规定应在成桩后(14～28) d, 主要考虑桩体强度的恢复与发展需要一定的时间。

7.6　夯实水泥土桩复合地基

7.6.1　由于场地条件的限制，需要一种施工周期短、造价低、施工文明、质量容易控制的地基处理方法。中国建筑科学研究院地基所在北京等地旧城区危改小区工程中开发的夯实水泥土桩地基处理技术，经过大量室内、原位试验和工程实践，已在北京、河北等地多层房屋地基处理工程中广泛应用，产生了巨大的社会经济效益，节省了大量建筑资金。

目前，由于施工机械的限制，夯实水泥土桩适用于地下水位以上的粉土、素填土、杂填土和黏性土等地基。采用人工洛阳铲成孔时，处理深度宜小于6m, 主要是由于施工工艺决定。

7.6.2　本条是夯实水泥土桩复合地基设计的要求。

1　夯实水泥土桩复合地基主要用于多层房屋地基处理，　一般情况可仅在基础内布桩，地质条件较差或工程有特殊要求时，可在基础外设置护桩。

2　对相对硬土层埋藏较深地基，桩的长度应按建筑物地基的变形允许值确定，主要是强调采用夯实水泥土桩法处理的地基，如存在软弱下卧层时，应验算其变形，按允许变形控制设计。

3　常用的桩径为300mm～600mm。可根据所选用的成孔设备或成孔方法确定。选用的夯锤应与桩径相适应。

4　夯实水泥土强度主要由土的性质，水泥品种、水泥强度等级、龄期、养护条件等控制。特别规定夯实水泥土设计强度应采用现场土料和施工采用的水泥品种、标号进行混合料配比设计使桩体强度满足本规范第7.1.6条的要求。

夯实水泥土配比强度试验应符合下列规定：

1)试验采用的击实试模和击锤如图10所示，尺寸应

符合表19规定。

表19　击实试验主要部件规格

锤质量(kg)	锤底直径(mm)	落高(mm)	击实试模(mm)
4.5	51	457	150×150×150

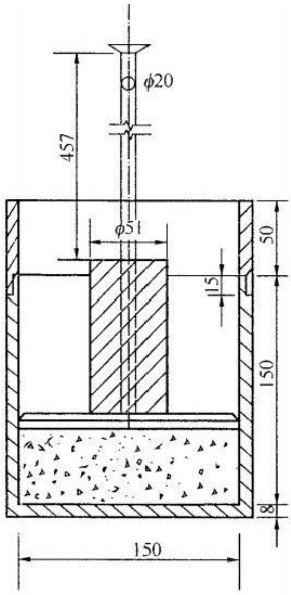


图10　击实试验
主要部件示意

2) 试样的制备应符合现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定。水泥和过筛土料应按土料最优含水量拌合均匀。

3) 击实试验应按下列步骤进行：

在击实试模内壁均匀涂一薄层润滑油，称量一定量的试样，倒入试模内，分四层击实，每层击数由击实密度控制。每层高度相等，两层交界处的土面应刨毛。击实完成时，超出击实试模顶的试样用刮刀削平。称重并计算试样成型后的干密度。

4) 试块脱模时间为24h，脱模后必须在标准养护条件下养护28d，按标准试验方法作立方体强度试验。

6　夯实水泥土的变形模量远大于土的变形模量。设置褥垫层，主要是为了调整基底压力分布，使荷载通过垫层传到桩和桩间土上，保证桩间土承载力的发挥。

7　采用夯实水泥土桩法处理地基的复合地基承载力应按现场复合地基静载荷试验确定，强调现场试验对复合地基设计的重要性。

8　本条提出的计算方法已有数幢建筑的沉降观测资料验证是可靠的。

7.6.3　本条是夯实水泥土桩施工的要求：

1　在旧城危改工程中，由于场地环境条件的限制，多采用人工洛阳铲、螺旋钻机成孔方法，当土质较松软时采用沉管、冲击等方法挤土成孔，可收到良好的效果。

3　混合料含水量是决定桩体夯实密度的重要因素，在现场实施时应严格控制。用机械夯实时，因锤重，夯实功大，宜采用土料最佳含水量 wp—(1%～2%)，　人工夯实时宜采用土料最佳含水量wop+(1%～2%)，　均应由现场试验确定。各种成孔工艺均可能使孔底存在部分扰动和虚土，因此夯填混合料前应将孔底土夯实，有利于发挥桩端阻力，提高复合地基承载力。为保证桩顶的桩体强度，现场施工时均要求桩体夯填高度大于桩顶设计标高200mm～300mm。

4　褥垫层铺设要求夯填度小于0.90,主要是为了减少施工期地基的变形量。

5　夯实水泥土桩处理地基的优点之一是在成孔时可以逐孔检验土层情况是否与勘察资料相符合，不符合时可及时调整设计，保证地基处理的质量。

7.6.4　对一般工程，主要应检查施工记录、检测处理深度内桩体的干密度。目前检验干密度的手段一般采用取土和轻便触探等手段。如检验不合格，应视工程情况处理并采取有效的补救措施。

7.6.5　本条强调工程的竣工验收检验。

7.7　水泥粉煤灰碎石桩复合地基

7.7.1　水泥粉煤灰碎石桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的高粘结强度桩(简称CFG 桩),桩、桩间土和褥垫层一起构成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩复合地基具有承载力提高幅度大，地基变形小等特点，适用范围较大。就基础形式而言，既可适用于条形

基础、独立基础，也可适用于箱基、筏基；在工业厂房、民用建筑中均有大量应用。就土性而言，适用于处理黏性土、粉土、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土应通过现场试验确定其适用性。

水泥粉煤灰碎石桩不仅用于承载力较低的地基，对承载力较高(如承载力fak=200kPa)　但变形不能满足要求的地基，也可采用水泥粉煤灰碎石桩处理，以减少地基变形。

目前已积累的工程实例，用水泥粉煤灰碎石桩处理承载力较低的地基多用于多层住宅和工业厂房。比如南京浦镇车辆厂厂南生活区24幢6层住宅楼，原地基土承载力特征值为60kPa 的淤泥质土，经处理后复合地基承载力特征值达240kPa, 基础形式为条基，建筑物最终沉降多在40mm 左右。

对一般黏性土、粉土或砂土，桩端具有好的持力层，经水泥粉煤灰碎石桩处理后可作为高层建筑地基，如北京华亭嘉园35层住宅楼，天然地基承载力特征值fak为200kPa, 采用水泥粉煤灰碎石桩处理后建筑物沉降在50mm 以内。成都某建筑40层、41层，高度为119.90m, 强风化泥岩的承载力特征值 fak 为320kPa, 采用水泥粉煤灰碎石桩处理后，承载力和变形均满足设计和规范要求，并且经受住了汶川“5 · 12”大地震的考验。

近些年来，随着其在高层建筑地基处理广泛应用，桩体材料组成和早期相比有所变化，主要由水泥、碎石、砂、粉煤灰和水组成，其中粉煤灰为Ⅱ~Ⅲ级细灰，在桩体混合料中主要提高混合料的可泵性。

混凝土灌注桩、预制桩作为复合地基增强体，其工作性状与水泥粉煤灰碎石桩复合地基接近，可参照本节规定进行设计、施工和检测。对预应力管桩桩顶可采取设置混凝土桩帽或采用高于增强体强度等级的混凝土灌芯的技术措施，减少桩顶的刺入变形。

7.7.2　水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计应符合下列规定：

1　桩端持力层的选择

水泥粉煤灰碎石桩应选择承载力和压缩模量相对较高的土层作为桩端持力层。水泥粉煤灰碎石桩具有较强的置换作用，其他参数相同，桩越长、桩的荷载分担比(桩承担的荷载占总荷载的百分比)越高。设计时须将桩端落在承载力和压缩模量相对高的土层上，这样可以很好地发挥桩的端阻力，也可避免场地岩性变化大可能造成建筑物的不均匀沉降。桩端持力层承载力和压缩模量越高，建筑物沉降稳定也越快。

2　桩径

桩径与选用施工工艺有关，长螺旋钻中心压灌、干成孔和振动沉管成桩宜取350mm～600mm;　泥浆护壁钻孔灌注素混凝土成桩宜取600mm～800mm;　钢筋混凝土预制桩宜取300mm~600mm。

其他条件相同，桩径越小桩的比表面积越大，单方混合料提供的承载力高。

3　桩距

桩距应根据设计要求的复合地基承载力、建筑物控制沉降量、土性、施工工艺等综合考虑确定。

设计的桩距首先要满足承载力和变形量的要求。从施工角度考虑，尽量选用较大的桩距，以防止新打桩对已打桩的不良影响。

就土的挤(振)密性而言，可将土分为：

1)挤(振)密效果好的土，如松散粉细砂、粉土、人工填土等;

2)可挤(振)密土，如不太密实的粉质黏土;

3)不可挤(振)密土，如饱和软黏土或密实度很高的黏性土，砂土等。

施工工艺可分为两大类：　一是对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺，如振动沉管打桩机成孔制桩，属挤土成桩工艺。二是对桩间土不产生扰动或挤密的施工工艺，如长螺旋钻灌注成桩，属非挤土(或部分挤土)成桩工艺。

对不可挤密土和挤土成桩工艺宜采用较大的桩距。

在满足承载力和变形要求的前提下，可以通过改变桩长来调整桩距。采用非挤土、部分挤土成桩工艺施工(如泥浆护壁钻孔灌注桩、长螺旋钻灌注桩),桩距宜取(3～5)倍桩径；采用挤土成桩工艺施工(如预制桩和振动沉管打桩机施工)和墙下条基单排布桩桩距可适当加大，宜取(3～6)倍桩径。桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层，为防止施工发生窜孔、缩颈、断桩，减少新打桩对已打桩的不良影响，宜采用较大桩距。

4　褥垫层

桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层在复合地基中具有如下的作用：

1)保证桩、土共同承担荷载，它是水泥粉煤灰碎石桩形成复合地基的重要条件。

2)通过改变褥垫厚度，调整桩垂直荷载的分担，通常褥垫越薄桩承担的荷载占总荷载的百分比越高。

3)减少基础底面的应力集中。

4)调整桩、土水平荷载的分担，褥垫层越厚，土分担的水平荷载占总荷载的百分比越大，桩分担的水平荷载占总荷载的百分比越小。对抗震设防区，不宜采用厚度过薄的褥垫层设计。

5)褥垫层的设置，可使桩间土承载力充分发挥，作用在桩间土表面的荷载在桩侧的土单元体产生竖向和水平向附加应力，水平向附加应力作用在桩表面具有增大侧阻的作用，在桩端产生的竖向附加应力对提高单桩承载力是有益的。

5　水泥粉煤灰碎石桩可只在基础内布桩，应根据建筑物荷载分布、基础形式、地基土性状，合理确定布桩参数：

1)对框架核心筒结构形式，核心筒和外框柱宜采用不同布桩参数，核心筒部位荷载水平高，宜强化核心筒荷

载影响部位布桩，相对弱化外框柱荷载影响部位布桩；通常核心筒外扩一倍板厚范围，为防止筏板发生冲切破坏需足够的净反力，宜减小桩距或增大桩径，当桩端持力层较厚时最好加大桩长，提高复合地基承载力和复合土层模量；对设有沉降缝或防震缝的建筑物，宜在沉降缝或防震缝部位，采用减小桩距、增加桩长或加大桩径布桩，以防止建筑物发生较大相向变形。

2) 对于独立基础地基处理，可按变形控制进行复合地基设计。比如，天然地基承载力100kPa，设计要求经处理后复合地基承载力特征值不小于300kPa。每个独立基础下的承载力相同，都是300kPa。当两个相邻柱荷载水平相差较大的独立基础，复合地基承载力相等时，荷载水平高的基础面积大，影响深度深，基础沉降大；荷载水平低的基础面积小，影响深度浅，基础沉降小；柱间沉降差有可能不满足设计要求。柱荷载水平差异较大时应按变形控制进行复合地基设计。由于水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力提高幅度大，柱荷载水平高的宜采用较高承载力要求确定布桩参数；可以有效地减少基础面积、降低造价，更重要的是基础间沉降差容易控制在规范限值之内。

3) 国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007中对于地基反力计算，当满足下列条件时可按线性分布：

①当地基土比较均匀；

②上部结构刚度比较好；

③梁板式筏基梁的高跨比或平板式筏基板的厚跨比不小于1/6；

④相邻柱荷载及柱间距的变化不超过20%。

地基反力满足线性分布假定时，可在整个基础范围均匀布桩。

若筏板厚度与跨距之比小于1/6,梁板式基础，梁的

高跨比大于1/6且板的厚跨比(筏板厚度与梁的中心距之比)小于1/6时，基底压力不满足线性分布假定，不宜采用均匀布桩，应主要在柱边(平板式筏基)和梁边(梁板式筏基)外扩2.5倍板厚的面积范围布桩。需要注意的是，此时的设计基底压力应按布桩区的面积重新计算。

4)与散体桩和水泥土搅拌桩不同，水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力提高幅度大，条形基础下复合地基设计，当荷载水平不高时，可采用墙下单排布桩。此时，水泥粉煤灰碎石桩施工对桩位在垂直于轴线方向的偏差应严格控制，防止过大的基础偏心受力状态。

6　水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值，应按第7.1.5条规定确定。初步设计时也可按本规范式(7.1.5-2)、式(7.1.5-3)估算。桩身强度应符合第7.1.6条的规定。

《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2002规定，初步设计时复合地基承载力按下式估算：

$$f_{spk} = m\frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \tag{14}$$

即假定单桩承载力发挥系数为1.0。根据中国建筑科学研究院地基所多年研究，采用本规范式(7.1.5-2)更为符合实际情况，式中λ按当地经验取值，无经验时可取0.8～0.9,褥垫层的厚径比小时取大值；β按当地经验取值，无经验时可取0.9~1.0,厚径比大时取大值。

单桩竖向承载力特征值应通过现场静载荷试验确定。初步设计时也可按本规范式(7.1.5-3)估算， q、;应按地区经验确定；qp可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定确定；桩端阻力发挥系数αp可取1.0。

当承载力考虑基础埋深的深度修正时，增强体桩身强度还应满足本规范式(7.1.6-2)的规定。这次修订考虑了如下几个因素：

1)与桩基不同，复合地基承载力可以作深度修正，基础两侧的超载越大(基础埋深越大),深度修正的数量也越大，桩承受的竖向荷载越大，设计的桩体强度应越高。

2)刚性桩复合地基，由于设置了褥垫层，从加荷一开始，就存在一个负摩擦区，因此，桩的最大轴力作用点不在桩顶，而是在中性点处，即中性点处的轴力大于桩顶的受力。

综合以上因素，对《建筑地基处理技术规范》JGJ 79-2002中桩体试块(边长15cm 立方体)标准养护28d 抗压强度平均值不小于3R 。/A,(R。为单桩承载力特征值，A, 为桩的截面面积)的规定进行了调整，桩身强度适当提高，保证桩体不发生破坏。

7　水泥粉煤灰碎石桩复合地基的变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》 GB50007　的有关规定执行。但有两点需作说明：

1)复合地基的分层与天然地基分层相同，当荷载接近或达到复合地基承载力时，各复合土层的压缩模量可按该层天然地基压缩模量的ζ倍计算。工程中应由现场试验测定的fspk, 和基础底面下天然地基承载力fk 确定。若无试验资料时，初步设计可由地质报告提供的地基承载力特征值fak, 以及计算得到的满足设计承载力和变形要求的复合地基承载力特征值 fspk, 按式(7.1.7-1)计算ζ。

2)变形计算经验系数ψ,对不同地区可根据沉降观测资料统计确定，无地区经验时可按表7.1.8取值，表7.1.8根据工程实测沉降资料统计进行了调整，调整了当量模量大于15.0MPa 的变形计算经验系数。

3)复合地基变形计算过程中，在复合土层范围内，压缩模量很高时，满足下式要求后：

$$\Delta s'_n \leqslant 0.025 \sum_{i=1}^{n} \Delta s'_i \tag{15}$$

若计算到此为止，桩端以下土层的变形量没有考虑，因此，计算深度必须大于复合土层厚度，才能满足现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

7.7.3 本条是对施工的要求：

1 水泥粉煤灰碎石桩的施工，应根据设计要求和现场地基土的性质、地下水埋深、场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选择施工工艺。这里给出了四种常用的施工工艺：

1)长螺旋钻干成孔灌注成桩，适用于地下水位以上的黏性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土以及对噪声或泥浆污染要求严格的场地。

2)长螺旋钻中心压灌灌注成桩，适用于黏性土、粉土、砂土；对含有卵石夹层场地，宜通过现场试验确定其适用性。北京某工程卵石粒径不大于60mm, 卵石层厚度不大于4m, 卵石含量不大于30%,采用长螺旋钻施工工艺取得了成功。目前城区施工对噪声或泥浆污染要求严格，可优先选用该工法。

3)振动沉管灌注成桩，适用于粉土、黏性土及素填土地基及对振动和噪声污染要求不严格的场地。

4)泥浆护壁成孔灌注成桩，适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层。

若地基土是松散的饱和粉土、粉细砂，以消除液化和提高地基承载力为目的，此时应选择振动沉管桩机施工；振动沉管灌注成桩属挤土成桩工艺，对桩间土具有挤(振)密效应。但振动沉管灌注成桩工艺难以穿透厚的硬土层、砂层和卵石层等。在饱和黏性土中成桩，会造成地表隆起，已打桩被挤断，且振动和噪声污染严重，在城中居民区施工受到限制。在夹有硬的黏性土时，可采用长螺旋钻机引孔，再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻千成孔灌注成桩适用于地下水位以上的黏性土、粉

土、素填土、中等密实以上的砂土，属非挤土(或部分挤土)成桩工艺，该工艺具有穿透能力强，无振动、低噪声、无泥浆污染等特点，但要求桩长范围内无地下水，以保证成孔时不塌孔。

长螺旋钻中心压灌成桩工艺，是国内近几年来使用比较广泛的一种工艺，属非挤土(或部分挤土)成桩工艺，具有穿透能力强、无泥皮、无沉渣、低噪声、无振动、无泥浆污染、施工效率高及质量容易控制等特点。

长螺旋钻孔灌注成桩和长螺旋钻中心压灌成桩工艺，在城市居民区施工，对周围居民和环境的影响较小。

对桩长范围和桩端有承压水的土层，应选用泥浆护壁成孔灌注成桩工艺。当桩端具有高水头承压水采用长螺旋钻中心压灌成桩或振动沉管灌注成桩，承压水沿着桩体渗流，把水泥和细骨料带走，桩体强度严重降低，导致发生施工质量事故。泥浆护壁成孔灌注成桩，成孔过程消除了发生渗流的水力条件，成桩质量容易保障。

2　振动沉管灌注成桩和长螺旋钻中心压灌成桩施工除应执行国家现行有关规定外，尚应符合下列要求：

1)振动沉管施工应控制拔管速度，拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩。

为考察拔管速度对成桩桩径的影响，在南京浦镇车辆厂工地做了三种拔管速度的试验：拔管速度为1.2m/min 时，成桩后开挖测桩径为380mm (沉管为Φ377管);拔管速度为2.5m/min, 沉管拔出地面后，约0.2m³ 的混合料被带到地表，开挖后测桩径为360mm; 拔管速度为0.8m/min 时，成桩后发现桩顶浮浆较多。经大量工程实践认为，拔管速率控制在1．2m/min~1.5m/min　是适宜的。

2)长螺旋钻中心压灌成桩施工

长螺旋钻中心压灌成桩施工，选用的钻机钻杆顶部必须有排气装置，当桩端土为饱和粉土、砂土、卵石且水头较高时宜选用下开式钻头。基础埋深较大时，宜在基坑开挖后的工作面上施工，工作面宜高出设计桩顶标高300mm～500mm, 工作面土较

软时应采取相应施工措施(铺碎石、垫钢板等),保证桩机正常施工。基坑较浅在地表打桩或部分开挖空孔打桩时，应加大保护桩长，并严格控制桩位偏差和垂直度；每方混合料中粉煤灰掺量宜为70kg～90kg, 坍落度应控制在160mm～200mm, 保证施工中混合料的顺利输送。如坍落度太大，易产生泌水、离析，泵压作用下，骨料与砂浆分离，导致堵管。坍落度太小，混合料流动性差，也容易造成堵管。

应杜绝在泵送混合料前提拔钻杆，以免造成桩端处存在虚土或桩端混合料离析、端阻力减小。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成混合料离析、桩身缩径和断桩。

桩长范围有饱和粉土、粉细砂和淤泥、淤泥质土，当桩距较小时，新打桩钻进时长螺旋叶片对已打桩周边土剪切扰动，使土结构强度破坏，桩周土侧向约束力降低，处于流动状态的桩体侧向溢出、桩顶下沉，亦即发生所谓窜孔现象。施工时须对已打桩桩顶标高进行监控，发现已打桩桩顶下沉时，正在施工的桩提钻至窜孔土部位停止提钻继续压料，待已打桩混合料上升至桩顶时，在施桩继续泵料提钻至设计标高。为防止窜孔发生，除设计采用大桩长大桩距外，可采用隔桩跳打措施。

3)施工中桩顶标高应高出设计桩顶标高，留有保护桩长。

4)成桩过程中，抽样做混合料试块，每台机械一天应做一组(3块)试块(边长为150mm的立方体),标准养护，测定其28d立方体抗压强度。

3 冬期施工时，应采取措施避免混合料在初凝前受冻，保证混合料入孔温度大于5℃,根据材料加热难易程度， 一般优先加热拌合水，其次是加热砂和石混合料，但温度不宜过高，以免造成混合料假凝无法正常泵送，泵送管路也应采取保温措施。施工完清除保护土层和桩头后，应立即对桩间土和桩头采用草帘等保温材料进行覆盖，防止桩间土冻胀而造成桩体拉断。

4 长螺旋钻中心压灌成桩施工中存在钻孔弃土。对弃土和

保护土层采用机械、人工联合清运时，应避免机械设备超挖，并应预留至少200mm用人工清除，防止造成桩头断裂和扰动桩间土层。对软土地区，为防止发生断桩，也可根据地区经验在桩顶一定范围配置适量钢筋。

5　褥垫层材料可为粗砂、中砂、级配砂石或碎石，碎石粒径宜为5mm~16mm，　不宜选用卵石。当基础底面桩间土含水量较大时，应避免采用动力夯实法，以防扰动桩间土。对基底土为较干燥的砂石时，虚铺后可适当洒水再行碾压或夯实。

电梯井和集水坑斜面部位的桩，桩顶须设置褥垫层，不得直接和基础的混凝土相连，防止桩顶承受较大水平荷载。工程中一般做法见图11。

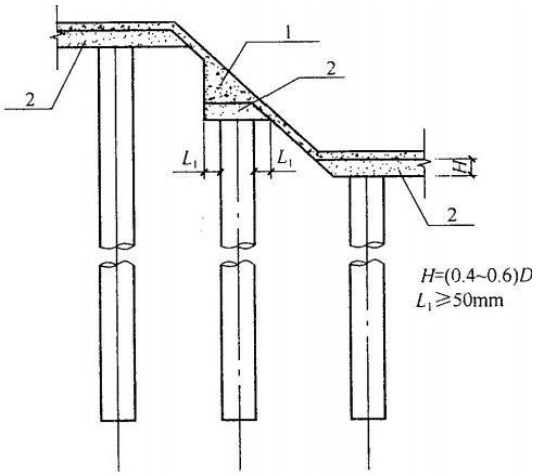


图11　井坑斜面部位褥垫层做法示意图
1—素混凝土垫层；2—褥垫层

7.7.4　本条是对水泥粉煤灰碎石桩复合地基质量检验的规定。

7.8　柱锤冲扩桩复合地基

7.8.1　柱锤冲扩桩复合地基的加固机理主要有以下四点：

1　成孔及成桩过程中对原土的动力挤密作用；

2　对原地基土的动力固结作用；

3　冲扩桩充填置换作用(包括桩身及挤入桩间土的骨料)；

4　碎砖三合土填料生石灰的水化和胶凝作用(化学置换)。

上述作用依不同土类而有明显区别。对地下水位以上杂填土、素填土、粉土及可塑状态黏性土、黄土等，在冲孔过程中成孔质量较好，无塌孔及缩颈现象，孔内无积水，成桩过程中地面不隆起甚至下沉，经检测孔底及桩间土在成孔及成桩过程中得到挤密，试验表明挤密土影响范围约为(2～3)倍桩径。而对地下水位以下饱和土层冲孔时塌孔严重，有时甚至无法成孔，在成桩过程中地面隆起严重，经检测桩底及桩间土挤密效果不明显，桩身质量也较难保证，因此对上述土层应慎用。

7.8.2　近年来，随着施工设备能力的提高，处理深度已超过6m, 但不宜大于10m, 否则处理效果不理想。对于湿陷性黄土地区，其地基处理深度及复合地基承载力特征值，可按当地经验确定。

7.8.3　柱锤冲扩桩复合地基，多用于中、低层房屋或工业厂房。因此对大型、重要的工程以及场地条件复杂的工程，在正式施工前应进行成桩试验及试验性施工。根据现场试验取得的资料进行设计，制定施工方案。

7.8.4　本条是柱锤冲扩桩复合地基的设计要求：

1　地基处理的宽度应超过基础边缘一定范围，主要作用在于增强地基的稳定性，防止基底下被处理土层在附加应力作用下产生侧向变形，因此原天然土层越软，加宽的范围应越大。通常按压力扩散角θ=30°来确定加固范围的宽度，并不少于(1～3)排桩。

用柱锤冲扩桩法处理可液化地基应适当加大处理宽度。对于上部荷载较小的室内非承重墙及单层砖房可仅在基础范围内布桩。

2　对于可塑状态黏性土、黄土等，因靠冲扩桩的挤密来提高桩间土的密实度，所以采用等边三角形布桩有利，可使地基挤

密均匀。对于软黏土地基，主要靠置换。考虑到施工方便，以正方形或等边三角形的布桩形式最为常用。

桩间距与设计要求的复合地基承载力、原地基土的性质有关，根据经验，桩距一般可取1.2m～2.5m 或取桩径的(2～3)倍。

3　柱锤冲扩桩桩径设计应考虑下列因素：

1) 柱锤直径：现已经形成系列，常用直径为300mm~500mm, 如φ377公称锤，就是377mm 直径的柱锤。

2)冲孔直径：它是冲孔达到设计深度时，地基被冲击成孔的直径，对于可塑状态黏性土其成孔直径往往比锤直径要大。

3)桩径：它是桩身填料夯实后的平均直径，比冲孔直径大，如φ377 柱锤夯实后形成的桩径可达600mm~800mm。因此，桩径不是一个常数，当土层松软时，桩径就大，当土层较密时，桩径就小。

设计时一般先根据经验假设桩径，假设时应考虑柱锤规格、土质情况及复合地基的设计要求，　一般常用 d=500mm~800mm, 经试成桩后再确定设计桩径。

4　地基处理深度的确定应考虑：1)软弱土层厚度；2)可液化土层厚度；3)地基变形等因素。限于设备条件，柱锤冲扩桩法适用于10m 以内的地基处理，因此当软弱土层较厚时应进行地基变形和下卧层地基承载力验算。

5　柱锤冲扩桩法是从地下向地表进行加固，由于地表侧向约束小，加之成桩过程中桩间土隆起造成桩顶及槽底土质松动，因此为保证地基处理效果及扩散基底压力，对低于槽底的松散桩头及松软桩间土应予以清除，换填砂石垫层，采用振动压路机或其他设备压实。

6　桩体材料推荐采用以拆房为主组成的碎砖三合土，主要是为了降低工程造价，减少杂土丢弃对环境的污染。有条件时也可以采用级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等。当采用其他材料缺少足够的工程经验时，应经试验确定其适用性和配合比等有

关参数。

碎砖三合土的配合比(体积比)除设计有特殊要求外，一般可采用1:2:4(生石灰：碎砖：黏性土)对地下水位以下流塑状态松软土层，宜适当加大碎砖及生石灰用量。碎砖三合土中的石灰宜采用块状生石灰，CaO 含量应在80%以上。碎砖三合土中的土料，尽量选用就地基坑开挖出的黏性土料，不应含有机物料(如油毡、苇草、木片等),不应使用淤泥质土、盐渍土和冻土。土料含水量对桩身密实度影响较大，因此应采用最佳含水量进行施工，考虑实际施工时土料来源及成分复杂，根据大量工程实践经验，采用目力鉴别即手握成团、落地开花即可。

为了保证桩身均匀及触探试验的可靠性，碎砖粒径不宜大于120mm，如条件容许碎砖粒径控制在60mm 左右最佳，成桩过程中严禁使用粒径大于240mm 砖料及混凝土块。

7 柱锤冲扩三合土，桩身密实度及承载力因受桩间土影响而较离散，因此规范规定应按复合地基静载荷试验确定其承载力。初步设计时也可按本规范式(7.1.5-1)进行估算，该式是根据桩和桩间土通过刚性基础共同承担上部荷载而推导出来的。式中桩土应力比n 是根据部分静载荷试验资料而实测出来的，在无实测资料时可取2～4,桩间土承载力低时取大值。加固后桩间土承载力fk 应根据土质条件及设计要求确定，当天然地基承载力特征值 fak≥80kPa 时，可取加固前天然地基承载力进行估算；对于新填沟坑、杂填土等松软土层，可按当地经验或经现场试验根据重型动力触探平均击数N63.5参考表20确定。

表 2 0 桩间土N63.5和 f 关系表

N63.5	2	3	4	5	6	7
fsk(kPa)	80	110	130	140	150	160

注：1 计算 N63.5时应去掉10%的极大值和极小值，当触探深度大于4m 时，N63.5应乘以0.9折减系数；

2 杂填土及饱和松软土层，表中fsk应乘以0.9折减系数。

8　加固后桩间土压缩模量可按当地经验或根据加固后桩间土重型动力触探平均击数N63.5参考表21选用。

表21　桩间土Es 和N63.5关系表

N63.5	2	3	4	5	6
E(kPa)	4.0	6.0	7.0	7.5	8.0

7.8.5　本条是柱锤冲扩桩复合地基的施工要求：

1　目前采用的系列柱锤如表22所示：

表22　柱锤明细表

序　号	规　格			锤底形状
	直径(mm)	长度(m)	质量(t)	
1	325	2～6	1.0～4.0	凹形底
2	377	2～6	1.5～5.0	凹形底
3	500	2～6	3.0～9.0	凹形底

注：封顶或拍底时，可采用质量2t～10t的扁平重锤进行。

柱锤可用钢材制作或用钢板为外壳内部浇筑混凝土制成，也可用钢管外壳内部浇铸铁制成。

为了适应不同工程的要求，钢制柱锤可制成装配式，由组合块和锤顶两部分组成，使用时用螺栓连成整体，调整组合块数(一般0.5t/ 块),即可按工程需要组合成不同质量和长度的柱锤。

锤型选择应按土质软硬、处理深度及成桩直径经试成桩后确定 。

2　升降柱锤的设备可选用10t～30t自行杆式起重机和多功能冲扩桩机或其他专用设备，采用自动脱钩装置，起重能力应通过计算(按锤质量及成孔时土层对柱锤的吸附力)或现场试验确定，一般不应小于锤质量的(3～5)倍。

3　场地平整、清除障碍物是机械作业的基本条件。当加固深度较深，柱锤长度不够时，也可采取先挖出一部分土，然后再进行冲扩施工。

柱锤冲扩桩法成孔方式有如下三种：

1）冲击成孔：最基本的成孔工艺，条件是冲孔时孔内无明水、孔壁直立、不塌孔、不缩颈。

2）填料冲击成孔：当冲击成孔出现塌孔或缩颈时，采用本法。这时的填料与成桩填料不同，主要目的是吸收孔壁附近地基中的水分，密实孔壁，使孔壁直立、不塌孔、不缩颈。碎砖及生石灰能够显著降低土壤中的水分，提高桩间土承载力，因此填料冲击成孔时应采用碎砖及生石灰块。

3）二次复打成孔：当采用填料冲击成孔施工工艺也不能保证孔壁直立、不塌孔、不缩颈时，应采用本方案。在每一次冲扩时，填料以碎砖、生石灰为主，根据土质不同采用不同配比，其目的是吸收土壤中水分，改善原土性状，第二次复打成孔后要求孔壁直立、不塌孔，然后边填料边夯实形成桩体。

套管成孔可解决塌孔及缩颈问题，但其施工工艺较复杂，因此只在特殊情况下使用。

桩体施工的关键是分层填料量、分层夯实厚度及总填料量。

施工前应根据试成桩及设计要求的桩径和桩长进行确定。填料充盈系数不宜小于1.5。

每根桩的施工记录是工程质量管理的重要环节，所以必须设专门技术人员负责记录工作。

要求夯填至桩顶设计标高以上，主要是为了保证桩顶密实度。当不能满足上述要求时，应进行面层夯实或采用局部换填处理。

7.8.6 柱锤冲扩桩法夯击能量较大，易发生地面隆起，造成表层桩和桩间土出现松动，从而降低处理效果，因此成孔及填料夯实的施工顺序宜间隔进行。

7.8.7 本条是柱锤冲扩桩复合地基的质量检验要求：

1 柱锤冲扩桩质量检验程序：施工中自检、竣工后质检部门抽检、基槽开挖后验槽三个环节。对质量有怀疑的工程桩，应

采用重型动力触探进行自检。实践证明这是行之有效的，其中施工单位自检尤为重要。

2　采用柱锤冲扩桩处理的地基，其承载力是随着时间增长而逐步提高的，因此要求在施工结束后休止14d 再进行检验，实践证明这样方便施工也是偏于安全的，对非饱和土和粉土休止时间可适当缩短。

桩身及桩间土密实度检验宜采用重型动力触探进行。检验点应随机抽样并经设计或监理认定，检测点不少于总桩数的2%且不少于6组(即同一检测点桩身及桩间土分别进行检验)。当土质条件复杂时，应加大检验数量。

柱锤冲扩桩复合地基质量评定主要包括地基承载力及均匀程度。复合地基承载力与桩身及桩间土动力触探击数的相关关系应经对比试验按当地经验确定。

6　基槽开挖检验的重点是桩顶密实度及槽底土质情况。由于柱锤冲扩桩施工工艺的特点是冲孔后自下而上成桩，即由下往上对地基进行加固处理，由于顶部上覆压力小，容易造成桩顶及槽底土质松动，而这部分又是直接持力层，因此应加强对桩顶特别是槽底以下1m 厚范围内土质的检验，检验方法根据土质情况可采用轻便触探或动力触探进行。桩位偏差不宜大于1/2桩径。

7.9　多桩型复合地基

7.9.1　本节涉及的多桩型复合地基内容仅对由两种桩型处理形成的复合地基进行了规定，两种以上桩型的复合地基设计、施工与检测应通过试验确定其适用性和设计、施工参数。

7.9.2　本条为多桩型复合地基的设计原则。采用多桩型复合地基处理，一般情况下场地土具有特殊性，采用一种增强体处理后达不到设计要求的承载力或变形要求，而采用一种增强体处理特殊性土，减少其特殊性的工程危害，再采用另一种增强体处理使之达到设计要求。

多桩型复合地基的工作特性，是在等变形条件下的增强体和地

基土共同承担荷载，必须通过现场试验确定设计参数和施工工艺。

7.9.3 工程中曾出现采用水泥粉煤灰碎石桩和静压高强预应力管桩组合的多桩型复合地基，采用了先施工挤土的静压高强预应力管桩，后施工排土的水泥粉煤灰碎石桩的施工方案，但通过检测发现预制桩单桩承载力与理论计算值存在较大差异，分析原因，系桩端阻力与同场地高强预应力管桩相比有明显下降所致，水泥粉煤灰碎石桩的施工对已施工的高强预应力管桩桩端上下一定范围灵敏度相对较高的粉土及桩端粉砂产生了扰动。因此，对类似情况，应充分考虑后施工桩对已施工增强体或桩体承载力的影响。无地区经验时，应通过试验确定方案的适用性。

7.9.4 本条为建筑工程采用多桩型复合地基处理的布桩原则。处理特殊土，原则上应扩大处理面积，保证处理地基的长期稳定性。

7.9.5 根据近年来复合地基理论研究的成果，复合地基的垫层厚度与增强体直径、间距、桩间土承载力发挥度和复合地基变形控制等有关，褥垫层过厚会形成较深的负摩阻区，影响复合地基增强体承载力的发挥；褥垫层过薄复合地基增强体水平受力过大，容易损坏，同时影响复合地基桩间土承载力的发挥。

7.9.6 多桩型复合地基承载力特征值应采用多桩复合地基承载力静载荷试验确定，初步设计时的设计参数应根据地区经验取用，无地区经验时，应通过试验确定。

7.9.7 面积置换率的计算，当基础面积较大时，实际的布置桩距对理论计算采用的置换率的影响很小，因此当基础面积较大或条形基础较长时，可以单元面积置换率替代。

7.9.8 多桩型复合地基变形计算在理论上可将复合地基的变形分为复合土层变形与下卧土层变形，分别计算后相加得到，其中复合土层的变形计算采用的方法有假想实体法、桩身压缩法、应力扩散法、有限元法等，下卧土层的变形计算一般采用分层总和法。理论研究与实测表明，大多数复合地基的变形计算的精度取决于下卧土层的变形计算精度，在沉降计算经验系数确定后，复合土层底面附加应力的计算取值是关键。该附加应力随上述复合

地基沉降计算的方法不同而存在较大的差异，即使采用应力扩散一种方法，也因应力扩散角的取值不同计算结果不同。对多桩型复合地基，复合土层变形及下卧土层顶面附加应力的计算将更加复杂。

工程实践中，本条涉及的多桩复合地基承载力特征值 fspk可由多桩复合地基静载荷试验确定，但由其中的一种桩处理形成的复合地基承载力特征值fspk1的试验，对已施工完成的多桩型复合地基而言，具有一定的难度，有经验时可采用单桩载荷试验结果结合桩间土的承载力特征值计算确定。

多桩型复合地基承载力、变形计算工程实例：

1　工程概况

某工程高层住宅22栋，地下车库与主楼地下室基本连通。2号住宅楼为地下2层地上33层的剪力墙结构，裙房采用框架结构，筏形基础，主楼地基采用多桩型复合地基。

2　地质情况

基底地基土层分层情况及设计参数如表23。

表23　地基土层分布及其参数

层号	类别	层底深度(m)	平均厚度(m)	承载力特征值(kPa)	压缩模量(MPa)	压缩性评价
6	粉土	—9.3	2.1	180	13.3	中
7	粉质黏土	-10.9	1.5	120	4.6	高
7-1	粉土	-11.9	1.2	120	7.1	中
8	粉土	-13.8	2.5	230	16.0	低
9	粉砂	-16.1	3.2	280	24.0	低
10	粉砂	—19.4	3.3	300	26.0	低
11	粉土	—24.0	4.5	280	20.0	低
12	细砂	-29.6	5.6	310	28.0	低
13	粉质黏土	—39.5	9.9	310	12.4	中
14	粉质黏土	—48.4	9.0	320	12.7	中
15	粉质黏土	—53.5	5.1	340	13.5	中
16	粉质黏土	—60.5	6.9	330	13.1	中
17	粉质黏土	—67.7	7.0	350	13.9	中

考虑到工程经济性及水泥粉煤灰碎石桩施工可能造成对周边建筑物的影响，采用多桩型长短桩复合地基。长桩选择第12层细砂为持力层，采用直径400mm 的水泥粉煤灰碎石桩，混合料强度等级C25，桩长16.5m，设计单桩竖向受压承载力特征值为Ra=690kN；短桩选择第10层细砂为持力层，采用直径500mm泥浆护壁素凝土钻孔灌注桩，桩身混凝土强度等级 C25，桩长12m，设计单桩竖向承载力特征值为Ra=600kN；采用正方形布桩，桩间距1.25m。

要求处理后的复合地基承载力特征值fak≥480kPa，复合地基桩平面布置如图12。

3　复合地基承载力计算

1)单桩承载力

水泥粉煤灰碎石桩、素混凝土灌注桩单桩承载力计算参数见表24。

表24　水泥粉煤灰碎石桩钻孔灌注桩侧阻力和端阻力特征值一览表

层 号	3	4	5	6	7	7-1	8	9	10	11	12	13
qGsin(kPa)	30	18	28	23	18	28	27	32	36	32	38	33
q(kPa)									450	450	500	480

水泥粉煤灰碎石桩单桩承载力特征值计算结果R_1=690kN，钻孔灌注桩单桩承载力计算结果R_2=600kN。

2)复合地基承载力

$$f_{spk}=m_1\frac{\lambda_1 R_{a1}}{A_{p1}}+m_2\frac{\lambda_2 R_{a2}}{A_{p2}}+\beta(1-m_1-m_2)f_{sk} \qquad (16)$$

式中：m=0.04;m_2=0.064

λ1=λ2=0.9;

Ra_1=690kN、Ra=600kN;

Ap_1=0.1256、Ar_2=0.20;

β=1.0;

fsk=fak=180kPa　(第6层粉土)。

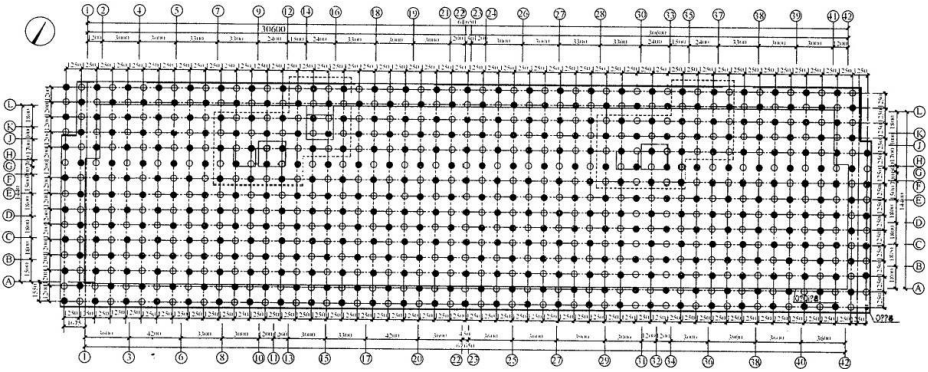


图12　多桩型复合地基平面布置

复合地基承载力特征值计算结果为fspk=536.17kPa，复合地基承载力满足设计要求。

4　复合地基变形计算

已知，复合地基承载力特征值fspk=536.17kPa，计算复合土层模量系数还需计算单独由水泥粉煤灰碎石桩(长桩)加固形成的复合地基承载力特征值。

$$fspk_1=0.04\times0.9\times690/0.1256+1.0\times(1—0.04)\times180=371kN \tag{17}$$

复合土层上部由长、短桩与桩间土层组成，土层模量提高系数为：

$$\zeta_1=\frac{f_{spk}}{f_{ak}}=536.17/180=2.98 \tag{18}$$

复合土层下部由长桩（CFG　桩)与桩间土层组成，土层模量提高系数为：

$$\zeta_2=\frac{f_{spk1}}{f_{ak}}=371/180=2.07 \tag{19}$$

复合地基沉降计算深度，按建筑地基基础设计规范方法确定，本工程计算深度：自然地面以下67.0m，计算参数如表25。

表25　复合地基沉降计算参数

计算层号	土类名称	层底标高(m)	层厚(m)	压缩模量(MPa)	计算压缩模量值(MPa)	模量提高系数(ζ)
6	粉土	—9.3	2.1	13.3	35.9	2.98
7	粉质黏土	—10.9	1.5	4.6	12.4	2.98
7-1	粉土	-11.9	1.2	7.1	19.2	2.98
8	粉土	-13.8	2.5	16.0	43.2	2.98
9	粉砂	-16.1	3.2	24.0	64.8	2.98

续表25

计算层号	土类名称	层底标高(m)	层厚(m)	压缩模量(MPa)	计算压缩模量值(MPa)	模量提高系数(ζ;)
10	粉砂	-19.4	3.3	26.0	70.2	2.98
11	粉土	—24.0	4.5	20.0	54.0	2.07
12	细砂	-29.6	5.6	28.0	58.8	2.07
13	粉质黏土	—39.5	9.9	12.4	12.4	1.0
14	粉质黏土	—48.40	9.0	12.7	12.7	1.0
15	粉质黏土	—53.5	5.1	13.5	13.5	1.0
16	粉质黏土	—60.5	6.9	13.1	13.1	1.0
17	粉质黏土	-67.7	7.0	13.9	13.9	1.0

按本规范复合地基沉降计算方法计算的总沉降量值：s=185.54mm

取地区经验系数 ψs=0.2

沉降量预测值： s=37.08mm

5　复合地基承载力检验

1)四桩复合地基静载荷试验

采用2.5m×2.5m　方形钢制承压板，压板下铺中砂找平层，试验结果见表26。

表26　四桩复合地基静载荷试验结果汇总表

编号	最大加载量(kPa)	对应沉降量(mm)	承载力特征值(kPa)	对应沉降量(mm)
第1组(f1)	960	28.12	480	8.15
第2组(f2)	960	18.54	480	6.35
第3组(f3)	960	27.75	480	9.46

2)单桩静载荷试验

采用堆载配重方法进行，结果见表27。

表27　单桩静载荷试验结果汇总表

桩型	编号	最大加载量(kN)	对应沉降量(mm)	极限承载力(kN)	特征值对应的沉降量(mm)
CFG桩	d1	1380	5.72	1380	5.05
	d2	1380	10.20	1380	2.45
	d3	1380	14.37	1380	3.70
素混凝土灌注桩	d4	1200	8.31	1200	3.05
	d5	1200	9.95	1200	2.41
	d6	1200	9.39	1200	3.28

三根水泥粉煤灰碎石桩的桩竖向极限承载力统计值为1380kN，单桩竖向承载力特征值为690kN。三根素混凝土灌注桩的单桩竖向承载力统计值为1200kN，单桩竖向承载力特征值为600kN。

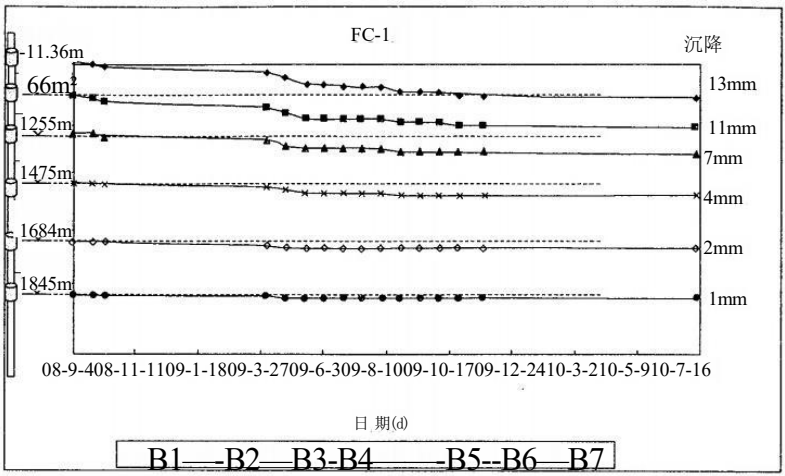
表26中复合地基试验承载力特征值对应的沉降量均较小，平均仅为8mm，远小于本规范按相对变形法对应的沉降量0.008×2000=16mm，表明复合地基承载力尚没有得到充分发挥。这一结果将导致沉降计算时，复合土层模量系数被低估，实测结果小于预测结果。

表27中可知，单桩承载力达到承载力特征值2倍时，沉降量一般小于10mm，说明桩承载力尚有较大的富裕，单桩承载力特征值并未得到准确体现，这与复合地基上述结果相对应。

6　地基沉降量监测结果

图13为采用分层沉降标监测方法测得的复合地基沉降结果，基准沉降标位于自然地面以下40m。由于结构封顶后停止降水，水位回升导致沉降标失灵，未能继续进行分层沉降监测。

“沉降-时间曲线”显示沉降发展平稳，结构主体封顶时的复合土层沉降量约为12mm～15mm，假定此时已完成最终沉降量的50%～60%，按此结果推算最终沉降量应为20mm~30mm，小于沉降量预测值37.08mm。



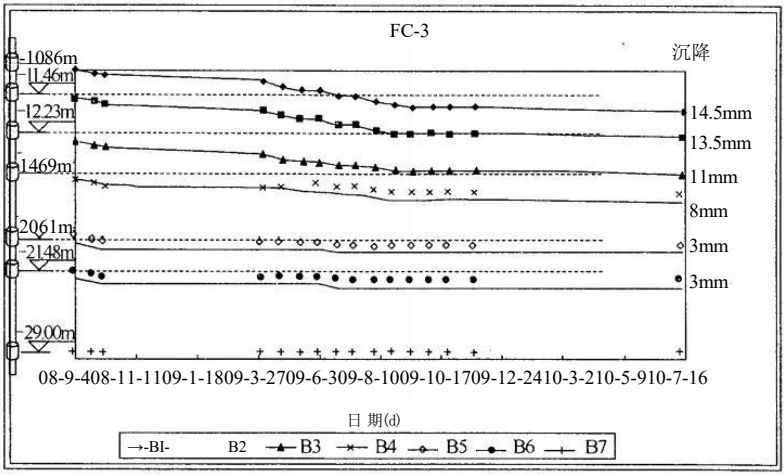


图13　分层沉降变形曲线

7.9.11　多桩型复合地基的载荷板尺寸原则上应与计算单元的几何尺寸相等。

8 注 浆 加 固

8.1 一 般 规 定

8.1.1 注浆加固包括静压注浆加固、水泥搅拌注浆加固和高压旋喷注浆加固等。水泥搅拌注浆加固和高压旋喷注浆加固可参照本规范第7.3节、第7.4节。

对建筑地基，选用的浆液主要为水泥浆液、硅化浆液和碱液。注浆加固过程中，流动的浆液具有一定的压力，对地基土有一定的渗透力和劈裂作用，其适用的土层较广。

8.1.2 由于地质条件的复杂性，要针对注浆加固目的，在注浆加固设计前进行室内浆液配比试验和现场注浆试验是十分必要的。浆液配比的选择也应结合现场注浆试验，试验阶段可选择不同浆液配比。现场注浆试验包括注浆方案的可行性试验、注浆孔布置方式试验和注浆工艺试验三方面。可行性试验是当地基条件复杂，难以借助类似工程经验决定采用注浆方案的可行性时进行的试验。一般为保证注浆效果，尚需通过试验寻求以较少的注浆量，最佳注浆方法和最优注浆参数，即在可行性试验基础上进行、注浆孔布置方式试验和注浆工艺试验。只有在经验丰富的地区可参考类似工程确定设计参数。

8.1.3、8.1.4 对建筑地基，地基加固目的就是地基土满足强度和变形的要求，注浆加固也如此，满足渗透性要求应根据设计要求而定。

对于既有建筑地基基础加固以及地下工程施工超前预加固采用注浆加固时，可按本节规定进行。在工程实践中，注浆加固地基的实例虽然很多，但大多数应用在坝基工程和地下开挖工程中，在建筑地基处理工程中注浆加固主要作为一种辅助措施和既有建筑物加固措施，当其他地基处理方法难以实施时才予以考

虑。所以，工程使用时应进行必要的试验，保证注浆的均匀性，满足工程设计要求。

8.2 设　　计

8.2.1　水泥为主剂的浆液主要包括水泥浆、水泥砂浆和水泥水玻璃浆。

水泥浆液是地基治理、基础加固工程中常用的一种胶结性好、结石强度高的注浆材料，一般施工要求水泥浆的初凝时间既能满足浆液设计的扩散要求，又不至于被地下水冲走，对渗透系数大的地基还需尽可能缩短初、终凝时间。

地层中有较大裂隙、溶洞，耗浆量很大或有地下水活动时，宜采用水泥砂浆，水泥砂浆由水灰比不大于1.0的水泥浆掺砂配成，与水泥浆相比有稳定性好、抗渗能力强和析水率低的优点，但流动性小，对设备要求较高。

水泥水玻璃浆广泛用于地基、大坝、隧道、桥墩、矿井等建筑工程，其性能取决于水泥浆水灰比、水玻璃浓度和加入量、浆液养护条件。

对填土地基，由于其各向异性，对注浆量和方向不好控制，应采用多次注浆施工，才能保证工程质量。

8.2.2　硅化注浆加固的设计要求如下：

1　硅化加固法适用于各类砂土、黄土及一般黏性土。通常将水玻璃及氯化钙先后用下部具有细孔的钢管压入土中，两种溶液在土中相遇后起化学反应，形成硅酸胶填充在孔隙中，并胶结土粒。对渗透系数k=(0.10～2.00)m/d　　的湿陷性黄土，因土中含有硫酸钙或碳酸钙，只需用单液硅化法，但通常加氯化钠溶液作为催化剂。

单液硅化法加固湿陷性黄土地基的灌注工艺有两种。一是压力灌注，二是溶液自渗(无压)。压力灌注溶液的速度快，扩散范围大，灌注溶液过程中，溶液与土接触初期，尚未产生化学反应，在自重湿陷性严重的场地，采用此法加固既有建筑物地基，

附加沉降可达300mm 以上，对既有建筑物显然是不允许的。故本条规定，压力灌注可用于加固自重湿陷性场地上拟建的设备基础和构筑物的地基，也可用于加固非自重湿陷性黄土场地上既有建筑物和设备基础的地基。因为非自重湿陷性黄土有一定的湿陷起始压力，基底附加应力不大于湿陷起始压力或虽大于湿陷起始压力但数值不大时，不致出现附加沉降，并已为大量工程实践和试验研究资料所证明。

压力灌注需要用加压设备(如空压机)和金属灌注管等，成本相对较高，其优点是加固范围较大，不只是可加固基础侧向，而且可加固既有建筑物基础底面以下的部分土层。

溶液自渗的速度慢，扩散范围小，溶液与土接触初期，对既有建筑物和设备基础的附加沉降很小(10mm～20mm)，不超过建筑物地基的允许变形值。

此工艺是在20世纪80年代初发展起来的，在现场通过大量的试验研究，采用溶液自渗加固了大厚度自重湿陷性黄土场地上既有建筑物和设备基础的地基，控制了建筑物的不均匀沉降及裂缝继续发展，并恢复了建筑物的使用功能。

溶液自渗的灌注孔可用钻机或洛阳铲成孔，不需要用灌注管和加压等设备，成本相对较低，含水量不大于20%、饱和度不大于60%的地基土，采用溶液自渗较合适。

2　水玻璃的模数值是二氧化硅与氧化钠(百分率)之比，水玻璃的模数值愈大，意味着水玻璃中含 SiO_2 的成分愈多。因为硅化加固主要是由 SiO_2 对土的胶结作用，所以水玻璃模数值的大小直接影响加固土的强度。试验研究表明，模数值 $\frac{SiO_2\%}{Na_2O\%}$ 小时，偏硅酸钠溶液加固土的强度很小，完全不适合加固土的要求，模数值在2.5～3.0范围内的水玻璃溶液，加固土的强度可达最大值，模数值超过3.3以上时，随着模数值的增大，加固土的强度反而降低，说明 SiO_2 过多对土的强度有不良影响，因此本条规定采用单液硅化加固湿陷性黄土地基，水玻璃的模数值宜

为2.5～3.3。湿陷性黄土的天然含水量较小，孔隙中一般无自由水，采用浓度(10%～15%)低的硅酸钠(俗称水玻璃)溶液注入土中，不致被孔隙中的水稀释，此外，溶液的浓度低，黏滞度小，可灌性好，渗透范围较大，加固土的无侧限抗压强度可达300kPa 以上，并对降低加固土的成本有利。

3　单液硅化加固湿陷性黄土的主要材料为液体水玻璃(即硅酸钠溶液),其颜色多为透明或稍许混浊，不溶于水的杂质含量不得超过规定值。

6　加固湿陷性黄土的溶液用量，按公式(8.2.2-1)进行估算，并可控制工程总预算及硅酸钠溶液的总消耗量，溶液填充孔隙的系数是根据已加固的工程经验得出的。

7　从工厂购进的水玻璃溶液，其浓度通常大于加固湿陷性黄土所要求的浓度，相对密度多为1.45或大于1.45,注入土中时的浓度宜为10%～15%,相对密度为1. 13～1. 15,故需要按式(8.2.2-2)计算加水量，对浓度高的水玻璃溶液进行稀释。

8　加固既有建(构)筑物和设备基础的地基，不可能直接在基础底面下布置灌注孔，而只能在基础侧向(或周边)布置灌注孔，因此基础底面下的土层难以达到加固要求，对基础侧向地基土进行加固，可以防止侧向挤出，减小地基的竖向变形，每侧布置一排灌注孔加固土体很难连成整体，故本条规定每侧布置灌注孔不宜少于2排。

当基础底面宽度大于3m 时，除在基础每侧布置2排灌注孔外，是否需要布置斜向基础底面的灌注孔，可根据工程具体情况确定。

8.2.3　碱液注浆加固的设计要求如下：

1　为提高地基承载力在自重湿陷性黄土地区单独采用注浆加固的较少，而且加固深度不足5m 。为防止采用碱液加固施工期间既有建筑物地基产生附加沉降，本条规定，在自重湿陷性黄土场地，当采用碱液法加固时，应通过试验确定其可行性，待取得经验后再逐步扩大其应用范围。

2 室内外试验表明，当100g 干土中可溶性和交换性钙镁离子含量不少于10mg·eq 时，灌入氢氧化钠溶液都可得到较好的加固效果。

氢氧化钠溶液注入土中后，土粒表层会逐渐发生膨胀和软化，进而发生表面的相互溶合和胶结(钠铝硅酸盐类胶结)，但这种溶合胶结是非水稳性的，只有在土粒周围存在有$Ca(OH)_2$和$Mg(OH)_2$的条件下，才能使这种胶结构成为强度高且具有水硬性的钙铝硅酸盐络合物。这些络合物的生成将使土粒牢固胶结，强度大大提高，并且具有充分的水稳性。

由于黄土中钙、镁离子含量一般都较高(属于钙、镁离子饱和土)，故采用单液加固已足够。如钙、镁离子含量较低，则需考虑采用碱液与氯化钙溶液的双液法加固。为了提高碱液加固黄土的早期强度，也可适当注入一定量的氯化钙溶液。

3 碱液加固深度的确定，关系到加固效果和工程造价，要保证加固效果良好而造价又低，就需要确定一个合理的加固深度。碱液加固法适宜于浅层加固，加固深度不宜超过4m～5m 。过深除增加施工难度外，造价也较高。当加固深度超过5m 时，应与其他加固方法进行技术经济比较后，再行决定。

位于湿陷性黄土地基上的基础，浸水后产生的湿陷量可分为由附加压力引起的湿陷以及由饱和自重压力引起的湿陷，前者一般称为外荷湿陷，后者称为自重湿陷。

有关浸水载荷试验资料表明，外荷湿陷与自重湿陷影响深度是不同的。对非自重湿陷性黄土地基只存在外荷湿陷。当其基底压力不超过200kPa 时，外荷湿陷影响深度约为基础宽度的(1.0～2.4)倍，但80%～90%的外荷湿陷量集中在基底下1.0b~1.5b 的深度范围内，其下所占的比例很小。对自重湿陷性黄土地基，外荷湿陷影响深度则为2.0b～2.5b, 在湿陷影响深度下限处土的附加压力与饱和自重压力的比值为0.25～0.36,其值较一般确定压缩层下限标准0.2(对一般土)或0.1(对软土)要大得多，故外荷湿陷影响深度小于压缩层深度。

位于黄土地基上的中小型工业与民用建筑物，其基础宽度多为 1m~2m。 当基础宽度为2m 或 2m 以上时，其外荷湿陷影响深度将超过4m， 为避免加固深度过大，当基础较宽，也即外荷湿陷影响深度较大时，加固深度可减少到1.5b～2.0b， 这时可消除80%～90%的外荷湿陷量，从而大大减轻湿陷的危害。

对自重湿陷性黄土地基，试验研究表明，当地基属于自重湿陷不敏感或不很敏感类型时，如浸水范围小，外荷湿陷将占到总湿陷的87%～100%,自重湿陷将不产生或产生的不充分。当基底压力不超过200kPa 时，其外荷湿陷影响深度为2.0b～2.56,故本规范建议，对于这类地基，加固深度为2.0b～3.0b， 这样可基本消除地基的全部外荷湿陷。

4 试验表明，碱液灌注过程中，溶液除向四周渗透外，还向灌注孔上下各外渗一部分，其范围约相当于有效加固半径r。但灌注孔以上的渗出范围，由于溶液温度高，浓度也相对较大，故土体硬化快，强度高；而灌注孔以下部分，则因溶液温度和浓度部已降低，故强度较低。因此，在加固厚度计算时，可将孔下部渗出范围略去，而取h=l+r， 偏于安全。

5 每一灌注孔加固后形成的加固土体可近似看做一圆柱体，这圆柱体的平均半径即为有效加固半径。灌液过程中，水分渗透距离远较加固范围大。在灌注孔四周，溶液温度高，浓度也相对较大；溶液往四周渗透中，溶液的浓度和温度都逐渐降低，故加固体强度也相应由高到低。试验结果表明，无侧限抗压强度一距离关系曲线近似为一抛物线，在加固柱体外缘，由于土的含水量增高，其强度比未加固的天然土还低。灌液试验中一般可取加固后无侧限抗压强度高于天然土无侧限抗压强度平均值50%以上的土体为有效加固体，其值大约在100kPa～150kPa 之间。有效加固体的平均半径即为有效加固半径。

从理论上讲，有效加固半径随溶液灌注量的增大而增大，但实际上，当溶液灌注超过某一定数量后，加固体积并不与灌注量成正比，这是因为外渗范围过大时，外围碱液浓度大大降低，起

不到加固作用。因此存在一个较经济合理的加固半径。试验表明，这一合理半径一般为0.40m～0.50m。

6　碱液加固一般采用直孔，很少采用斜孔。如灌注孔紧贴基础边缘。则有一半加固体位于基底以下，已起到承托基础的作用，故一般只需沿条形基础两侧或单独基础周边各布置一排孔即可。如孔距为1.8r～2.0r，则加固体连成一体，相当于在原基础两侧或四周设置了桩与周围未加固土体组成复合地基。

7　湿陷性黄土的饱和度一般在15%～77%范围内变化，多数在40%～50%左右，故溶液充填土的孔隙时不可能全部取代原有水分，因此充填系数取0.6～0.8。举例如下，如加固1.0m³ 黄土，设其天然孔隙率为50%,饱和度为40%,则原有水分体积为0.2m³。当碱液充填系数为0.6时，则1.0m³ 土中注入碱液为(0.3×0.6×0.5)m³，孔隙将被溶液全部充满，饱和度达100%。考虑到溶液注入过程中可能将取代原有土粒周围的部分弱结合水，这时可取充填系数为0.8,则注入碱液量为(0.4×0.8×0.5)m³，将有0.1m³ 原有水分被挤出。

考虑到黄土的大孔隙性质，将有少量碱液顺大孔隙流失，不一定能均匀地向四周渗透，故实际施工时，应使碱液灌注量适当加大，本条建议取工作条件系数为1.1。

8.3　施　　工

8.3.1　本条为水泥为主剂的注浆施工的基本要求。在实际施工过程中，常出现如下现象：

1　冒浆：其原因有多种，主要有注浆压力大、注浆段位置埋深浅、有孔隙通道等，首先应查明原因，再采用控制性措施：如降低注浆压力，或采用自流式加压；提高浆液浓度或掺砂，加入速凝剂；限制注浆量，控制单位吸浆量不超过30L/min～40L/min；堵塞冒浆部位，对严重冒浆部位先灌混凝土盖板，后注浆。

2　窜浆：主要由于横向裂隙发育或孔距小；可采用跳孔间

隔注浆方式；适当延长相邻两序孔间施工时间间隔；如窜浆孔为待注孔，可同时并联注浆。

3　绕塞返浆：主要有注浆段孔壁不完整、橡胶塞压缩量不足、上段注浆时裂隙未封闭或注浆后待凝时间不够，水泥强度过低等原因。实际注浆过程中严格按要求尽量增加等待时间。另外还有漏浆、地面抬升、埋塞等现象。

8.3.2　本条为硅化注浆施工的基本要求。

1　压力灌注溶液的施工步骤除配溶液等准备工作外，主要分为打灌注管和灌注溶液。通常自基础底面标高起向下分层进行，先施工第一加固层，完成后再施工第二加固层，在灌注溶液过程中，应注意观察溶液有无上冒(即冒出地面)现象，发现溶液上冒应立即停止灌注，分析原因，采取措施，堵塞溶液不出现上冒后，再继续灌注。打灌注管及连接胶皮管时，应精心施工，不得摇动灌注管，以免灌注管壁与土接触不严，形成缝隙，此外，胶皮管与灌注管连接完毕后，还应将灌注管上部及其周围0.5m 厚的土层进行夯实，其干密度不得小于1.60g/cm³。

加固既有建筑物地基，在基础侧向应先施工外排，后施工内排，并间隔1孔～3孔进行打灌注管和灌注溶液。

2　溶液自渗的施工步骤除配溶液与压力灌注相同外，打灌注孔及灌注溶液与压力灌注有所不同，灌注孔直接钻(或打)至设计深度，不需分层施工，可用钻机或洛阳铲成孔，采用打管成孔时，孔成后应将管拔出，孔径一般为60mm～80mm。

溶液自渗不需要灌注管及加压设备，而是通过灌注孔直接渗人欲加固的土层中，在自渗过程中，溶液无上冒现象，每隔一定时间向孔内添加一次溶液，防止溶液渗干。硅酸钠溶液配好后，如不立即使用或停放一定时间后，溶液会产生沉淀现象，灌注时，应再将其搅拌均匀。

3　不论是压力灌注还是溶液自渗，计算溶液量全部注入土中后，加固土体中的灌注孔均宜用2:8灰土分层回填夯实。

硅化注浆施工时对既有建筑物或设备基础进行沉降观测，可

及时发现在灌注硅酸钠溶液过程中是否会引起附加沉降以及附加沉降的大小，便于查明原因，停止灌注或采取其他处理措施。

8.3.3 本条为碱液注浆施工的基本要求。

1 灌注孔直径的大小主要与溶液的渗透量有关。如土质疏松，由于溶液渗透快，则孔径宜小。如孔径过大，在加固过程中，大量溶液将渗人灌注孔下部，形成上小下大的蒜头形加固体。如土的渗透性弱，而孔径较小，就将使溶液渗人缓慢，灌注时间延长，溶液由于在输液管中停留时间长，热量散失，将使加固体早期强度偏低，影响加固效果。

2 固体烧碱质量一般均能满足加固要求，液体烧碱及氯化钙在使用前均应进行化学成分定量分析，以便确定稀释到设计浓度时所需的加水量。

室内试验结果表明，用风干黄土加入相当于干土质量1.12%的氢氧化钠并拌合均匀制取试块，在常温下养护28d或在40℃~100℃高温下养护2h，然后浸水20h，测定其无侧限抗压强度可达166kPa～446kPa。当拌合用的氢氧化钠含量低于干土质量1:12%时，试块浸水后即崩解。考虑到碱液在实际灌注过程中不可能分布均匀，因此一般按干土质量3%比例配料，湿陷性黄土干密度一般为1200kg/m³~1500kg/m³，故加固每1m³黄土约需NaOH 量为35kg～45kg。

碱液浓度对加固土强度有一定影响，试验表明，当碱液浓度较低时加固强度增长不明显，较合理的碱液浓度宜为90g/L~100g/L。

3 由于固体烧碱中仍含有少量其他成分杂质，故配置碱液时应按纯NaOH 含量来考虑。式(8.3.3-1)中忽略了由于固体烧碱投入后引起的溶液体积的少许变化。现将该式应用举例如下：

设固体烧碱中含纯 NaOH 为85%，要求配置碱液浓度为120g/L，则配置每立方米碱液所需固体烧碱量为：

$$G_s = 1000 \times \frac{M}{P} = 1000 \times \frac{0.12}{85\%} = 141.2\text{kg} \qquad (20)$$

采用液体烧碱配置每立方米浓度为M 的碱液时，液体烧碱体积与所加的水的体积之和为1000L，在1000L 溶液中，NaOH 溶质的量为1000M，一般化工厂生产的液体烧碱浓度以质量分数(即质量百分浓度)表示者居多，故施工中用比重计测出液体碱烧相对密度dN，并已知其质量分数为N 后，则每升液体烧碱中 NaOH 溶质含量即为G=dNV₁N，故 $V_1 = \frac{G_S}{d_N N} = \frac{1000M}{d_N N}$，相应水的体积为 $V_2 = 1000 - V_1 = 1000\left(1 - \frac{M}{d_N N}\right)$。

举例如下：设液体烧碱的质量分数为30%，相对密度为1.328，配制浓度为100g/L 碱液时，每立方米溶液中所加的液体烧碱量为：

$$V_1 = 1000 \times \frac{M}{d_N N} = 1000 \times \frac{0.1}{1.328 \times 30\%} = 251\text{L} \quad (21)$$

4　碱液灌注前加温主要是为了提高加固土体的早期强度。在常温下，加固强度增长很慢，加固3d 后，强度才略有增长。温度超过40℃以上时，反应过程可大大加快，连续加温2h 即 可获得较高强度。温度愈高，强度愈大。试验表明，在40℃条件下养护2h，比常温下养护3d 的强度提高2.87倍，比28d 常温养护提高1.32倍。因此，施工时应将溶液加热到沸腾。加热可用煤、炭、木柴、煤气或通入锅炉蒸气，因地制宜。

5　碱液加固与硅化加固的施工工艺不同之处在于后者是加压灌注(一般情况下)，而前者是无压自流灌注，因此一般渗透速度比硅化法慢。其平均灌注速度在1L/min～10L/min　之间，以 2L/min～5L/min 速度效果最好。灌注速度超过10L/min，意味着土中存在有孔洞或裂隙，造成溶液流失；当灌注速度小于1L/min 时，意味着溶液灌不进，如排除灌注管被杂质堵塞的因素，则表明土的可灌性差。当土中含水量超过28%或饱和度超过75%时，溶液就很难注入，一般应减少灌注量或另行采取其

他加固措施以进行补救。

6　在灌液过程中，由于土体被溶液中携带的大量水分浸湿，立即变软，而加固强度的形成尚需一定时间。在加固土强度形成以前，土体在基础荷载作用下由于浸湿软化将使基础产生一定的附加下沉，为减少施工中产生过大的附加下沉，避免建筑物产生新的危害，应采取跳孔灌液并分段施工，以防止浸湿区连成一片。由于3d 龄期强度可达到28d 龄期强度的50%左右，故规定相邻两孔灌注时间间隔不少于3d。

7　采用$CaCl_2$ 与 NaOH 的双液法加固地基时，两种溶液在土中相遇即反应生成Ca(OH)2 与 NaCl。前者将沉淀在土粒周围而起到胶结与填充的双重作用。由于黄土是钙、镁离子饱和土，故一般只采用单液法加固。但如要提高加固土强度，也可考虑用双液法。施工时如两种溶液先后采用同一容器，则在碱液灌注完成后应将容器中的残留碱液清洗干净，否则，后注入的$CaCl_2$ 溶液将在容器中立即生成白色的$Ca(OH)_2$ 沉淀物，从而使注液管堵塞，不利于溶液的渗人，为避免$CaCl_2$ 溶液在土中置换过多的碱液中的钠离子，规定两种溶液间隔灌注时间不应少于8h~12h，以便使先注入的碱液与被加固土体有较充分的反应时间。

施工中应注意安全操作，并备工作服、胶皮手套、风镜、围裙、鞋罩等。皮肤如沾上碱液，应立即用5%浓度的硼酸溶液冲洗。

8.4　质 量 检 验

8.4.1　对注浆加固效果的检验要针对不同地层条件采用相适应的检测方法，并注重注浆前后对比。对水泥为主剂的注浆加固的检测时间有明确的规定，土体强度有一个增长的过程，故验收工作应在施工完毕28d 以后进行。对注浆加固效果的检验，加固地层的均匀性检测十分重要。

8.4.2　硅化注浆加固应在施工结束7d 后进行，重点检测均匀性。对压缩性和湿陷性有要求的工程应取土试验，判定是否满足

设计要求。

8.4.3 碱液加固后，土体强度有一个增长的过程，故验收工作应在施工完毕28d 以后进行。

碱液加固工程质量的判定除以沉降观测为主要依据外，还应对加固土体的强度、有效加固半径和加固深度进行测定。有效加固半径和加固深度目前只能实地开挖测定。强度则可通过钻孔或开挖取样测定。由于碱液加固土的早期强度是不均匀的， 一般应在有代表性的加固土体中部取样，试样的直径和高度均为50mm, 试块数应不少于3个，取其强度平均值。考虑到后期强度还将继续增长，故允许加固土28d 龄期的无侧限抗压强度的平均值可不低于设计值的90%。

如采用触探法检验加固质量，宜采用标准贯入试验；如采用轻便触探易导致钻杆损坏。

8.4.4 本条为注浆加固地基承载力的检验要求。注浆加固处理后的地基进行静载荷试验检验承载力，是保证建筑物安全的承载力确定方法。

9 微型桩加固

9.1 一 般 规 定

9.1.1 微型桩 (Micropiles) 或迷你桩 (Mini piles), 是小直径的桩，桩体主要由压力灌注的水泥浆、水泥砂浆或细石混凝土与加筋材料组成，依据其受力要求加筋材可为钢筋、钢棒、钢管或型钢等。微型桩可以是竖直或倾斜，或排或交叉网状配置，交叉网状配置之微型桩由于其桩群形如树根状，故亦被称为树根桩 (Root pile) 或网状树根桩 (Reticulated roots pile),日本简称为 RRP 工法。

行业标准《建筑桩基技术规范》 JGJ 94 把直径或边长小于 250mm 的灌注桩、预制混凝土桩、预应力混凝土桩，钢管桩、型钢桩等称为小直径桩，本规范将桩身截面尺寸小于300mm 的压入(打入、植入)小直径桩纳入微型桩的范围。

本次修订纳入了目前我国工程界应用较多的树根桩、小直径预制混凝土方桩与预应力混凝土管桩、注浆钢管桩，用于狭窄场地的地基处理工程。

微型桩加固后的承载力和变形计算一般情况采用桩基础的设计原则；由于微型桩断面尺寸小，在共同变形条件下地基土参与工作，在有充分试验依据条件下可按刚性桩复合地基进行设计。微型桩的桩身配筋率较高，桩身承载力可考虑筋材的作用；对注浆钢管桩、型钢微型桩等计算桩身承载力时，可以仅考虑筋材的作用。

9.1.2 微型桩加固工程目前主要应用在场地狭小，大型设备不能施工的情况，对大量的改扩建工程具有其适用性。设计时应按桩与基础的连接方式分别按桩基础或复合地基设计，在工程中应按地基变形的控制条件采用。

9.1.4　水泥浆、水泥砂浆和混凝土保护层的厚度的规定，参照了国内外其他技术标准对水下钢材设置保护层的相关规定。增加一定腐蚀厚度的做法已成为与设置保护层方法并行选择的方法，可根据设计施工条件、经济性等综合确定。

欧洲标准 (BS　　EN14199:2005) 对微型桩用型钢(钢管)由于腐蚀造成的损失厚度，见表28。

表28　土中微型桩用钢材的损失厚度（㎜）

设计使用年限	5年	25年	50年	75年	100年
原状土 (砂土、淤泥、黏土、片岩)	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
受污染的土体和工业地基	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
有腐蚀性的土体 (沼泽、湿地、泥炭)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
非挤压无腐蚀性土体 (黏土、片岩、砂土、淤泥)	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
非挤压有腐蚀性土体(灰、矿渣)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

9.1.5　本条对软土地基条件下施工的规定，主要是为了保证成桩质量和在进行既有建筑地基加固工程的注浆过程中，对既有建筑的沉降控制及地基稳定性控制。

9.2　树　根　桩

9.2.1　树根桩作为微型桩的一种，一般指具有钢筋笼，采用压力灌注混凝土、水泥浆或水泥砂浆形成的直径小于300mm 的灌注桩，也可采用投石压浆方法形成的直径小于300mm 的钢管混凝土灌注桩。近年来，树根桩复合地基应用于特殊土地区建筑工程的地基处理已经获得了较好的处理效果。

9.2.2　工程实践表明，二次注浆对桩侧阻力的提高系数与桩直径、桩侧土质情况、注浆材料、注浆量和注浆压力、方式等密切相关，提高系数一般可达1.2～2.0,本规范建议取1.2～1.4。

9.2.4　本条对骨料粒径的规定主要考虑可灌性要求，对混凝土水泥用量及水灰比的要求，主要考虑水下灌注混凝土的强度、质量和可泵送性等。

9.3　预　制　桩

9.3.1～9.3.3　本节预制桩包括预制混凝土方桩、预应力混凝土管桩、钢管桩和型钢等，施工方法包括静压法、打入法和植入法等，也包含了传统的锚杆静压法和坑式静压法。近年来的工程实践中，有许多采用静压桩形成复合地基应用于高层建筑的成功实例。鉴于静压桩施工质量容易保证，且经济性较好，静压微型桩复合地基加固方法得到了较快的推广应用。微型预制桩的施工质量应重点注意保证打桩、开挖过程中桩身不产生开裂、破坏和倾斜。对型钢、钢管作为桩身材料的微型桩，还应考虑其耐久性。

9.4　注浆钢管桩

9.4.1　注浆钢管桩是在静压钢管桩技术基础上发展起来的一种新的加固方法，近年来注浆钢管桩常用于新建工程的桩基或复合地基施工质量事故的处理，具有施工灵活、质量可靠的特点。基坑工程中，注浆钢管桩大量应用于复合土钉的超前支护，本节条文可作为其设计施工的参考。

9.4.2　二次注浆对桩侧阻力的提高系数除与桩侧土体类型、注浆材料、注浆量和注浆压力、方式等密切相关外，桩直径为影响因素之一。一般来说，相同压力形成的桩周压密区厚度相等，小直径桩侧阻力增加幅度大于同材料相对直径较大的桩，因此，本条桩侧阻力增加系数与树根桩的规定有所不同，提高系数1.3为最小值，具体取值可根据试验结果或经验确定。

9.4.3　施工方法包含了传统的锚杆静压法和坑式静压法，对新建工程，注浆钢管桩一般采用钻机或洛阳铲成孔，然后植入钢管再封孔注浆的工艺，采用封孔注浆施工时，应具有足够的封孔长

度，保证注浆压力的形成。

9.4.4 本条与第9.4.5条关于水泥浆的条款适用于其他的微型桩施工。

9.5 质 量 检 验

9.5.1～9.5.4 微型桩的质量检验应按桩基础的检验要求进行。

10　检验与监测

10.1　检　　验

10.1.1　本条强调了地基处理工程的验收检验方法的确定，必须通过对岩土工程勘察报告、地基基础设计及地基处理设计资料的分析，了解施工工艺和施工中出现的异常情况等后确定。同时，对检验方法的适用性以及该方法对地基处理的处理效果评价的局限性应有足够认识，当采用一种检验方法的检验结果具有不确定性时，应采用另一种检验方法进行验证。

处理后地基的检验内容和检验方法选择可参见表29。

现场检验的操作和数据处理应按国家有关标准的要求进行。对钻芯取样检验和触探试验的补充说明如下：

1　钻芯取样检验：

1)应采用双管单动钻具，并配备相应的孔口管、扩孔器、卡簧、扶正器及可捞取松软渣样的钻具。混凝土桩应采用金刚石钻头，水泥土桩可采用硬质合金钻头。钻头外径不宜小于101mm。混凝土芯样直径不宜小于80mm。

2)钻芯孔垂直度允许偏差应为±0.5%,应使用扶正器等确保钻芯孔的垂直度。

3)水泥土桩钻芯孔宜位于桩半径中心附近，应采用低转速，采用较小的钻头压力。

4)对桩底持力层的钻探深度应满足设计要求，且不宜小于3倍桩径。

5)每回次进尺宜控制在1.2m 内。

6)抗压芯样试件每孔不应少于6个，抗压芯样应采用保鲜袋等进行密封，避免晾晒。

表29处理后地基的检验内容和检验方法

处理地基类型 \ 检测内容 / 检测方法		承载力			处理后地基的施工质量和均匀性							复合地基增强体或微型桩的成桩质量						
		复合地基静载试验	增强体单桩静荷载试验	处理后地基承载力静荷载试验	干密度	轻型动力触探	标准贯入	动力触探	静力触探	土工试验	十字板剪切试验	桩身强度或干密度	静力触探	标准贯入	动力触探	低应变试验	钻芯法	探井取样法
换填垫层				√	√	△	△	△	△									
预压地基				√					√	√	√							
压实地基					√		△	△	△									
强夯地基				√			√	√										
强夯置换地基							△	√	△	√								
复合地基	振冲碎石桩	√		0			√	√	△									
	沉管砂石桩	√		0			√	√	△					√	√			
	水泥搅拌桩	√	√	0			△		△			√		△			○	0
	旋喷桩	√	√	○			△		△			√		△	√		D	0
	灰土挤密桩	下		0	√		△			√		√			ㄛ			0
	土挤密桩	√		0	√		△			√		√		△				0
	夯实水泥土桩	√	√	0		0	0	○	0	0		√	△				0	

续表29

检测内容		承载力			处理后地基的施工质量和均匀性							复合地基增强体或微型桩的成桩质量						
处理地基类型 \ 检测方法		复合地基静载荷试验	增强体单桩静载试验	处理后地基承载力静载荷试验	干密度	轻型动力触探	标准贯入	动力触探	静力触探	土工试验	十字板剪切试验	桩身强度或干密度	静力触探	标准贯入	动力触探	低应变试验	钻芯法	探井取样法
复合地基	水泥粉煤灰碎石桩	√	√	O			O	O	○	O							O	
	柱锤冲扩桩	√		O			√	√		△					√			
	多桩型	√	√	O	√		√	√	△	√								
注浆加固				√		√	√	√	√	√								
微型桩加固			√	O			O	O	O			√					O	

注：1处理后地基的施工质量包括预压地基的抗剪强度、夯实地基的夯间 土质量、强夯置换地基墩体着底情况消除液化 或消除湿陷性的处理效果、复合地基桩间土处理后的工程性质等。

2 处理后地基的施工质量和均匀性检验应涵盖整个地基处理面积和处理深度。

3 √为应测项目，是指该检验项目应该进行检验；

△为可选测项目，是指该检验项目为应测项目在大面积检验使用的补充，应在对比试验结果基础上使用；

O 为该检验内容仅在其需要时进行的检验项目。

4 消除液化或消除湿陷性的处理效果、复合地基桩间土处理后的工程性质等检验仅在存在这种情况时进行。

5 应测项目、可选测项目以及需要时进行的检验项目中两种或多种检验方法检验内容相同时，可根据地区经验选择其中一种方法。

2　触探试验检验：

1)圆锥动力触探和标准贯入试验，可用于散体材料桩、柔性桩、桩间土检验，重型动力触探、超重型动力触探可以评价强夯置换墩着底情况。

2)触探杆应顺直，每节触探杆相对弯曲宜小于0.5%。

3)试验时，应采用自由落锤，避免锤击偏心和晃动，触探孔倾斜度允许偏差应为±2%,每贯入1m,　应将触探杆转动一圈半。

4)采用触探试验结果评价复合地基竖向增强体的施工质量时，宜对单个增强体的试验结果进行统计评价；评价竖向增强体间土体加固效果时，应对触探试验结果按照单位工程进行统计；需要进行深度修正时，修正后再统计；对单位工程，宜采用平均值作为单孔土层的代表值，再用单孔土层的代表值计算该土层的标准值。

10.1.2　本条规定地基处理工程的检验数量应满足本规范各种处理地基的检验数量的要求，检验结果不满足设计要求时，应分析原因，提出处理措施。对重要的部位，应增加检验数量。

不同基础形式，对检验数量和检验位置的要求应有不同。每个独立基础、条形基础应有检验点；满堂基础一般应均匀布置检验点。对检验结果的评价也应视不同基础部位，以及其不满足设计要求时的后果给予不同的评价。

10.1.3　验收检验的抽检点宜随机分布，是指对地基处理工程整体处理效果评价的要求。设计人员认为重要部位、局部岩土特性复杂可能影响施工质量的部位、施工出现异常情况的部位的检验，是对处理工程是否满足设计要求的补充检验。两者应结合，缺一不可。

10.1.4　工程验收承载力检验静载荷试验最大加载量不应小于设计承载力特征值的2倍，是处理工程承载力设计的最小安全度要求。

10.1.5　静载荷试验的压板面积对处理地基检验的深度有一定影响，本条提出对换填垫层和压实地基、强夯地基或强夯置换地

基静载荷试验的压板面积的最低要求。工程应用时应根据具体情况确定。

10.2 监　　测

10.2.1 地基处理是隐蔽工程，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，及时发现问题采取措施。

10.2.2 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。工程上一般通过竖向变形、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、工程类型和加荷方式有关。

应当指出，按照控制指标进行现场观测来判定地基稳定性是综合性的工作，地基稳定性取决于多种因素，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从局部剪切破坏发展到整体剪切破坏，期间需要有数天时间。因此，应对竖向变形、边桩位移和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。

10.2.3 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，在强夯时有时需要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。工程中应通过检测的建筑物反应加速度以及对建筑物的振动反应对人的适应能力综合确定安全距离。

根据国内目前的强夯采用的能量级，强夯振动引起建筑物损伤影响距离由速度、振动幅度和地面加速度确定，但对人的适应能力则不然，因人而异，与地质条件密切相关。影响范围内的建(构)筑物采取防振或隔振措施，通常在夯区周围设置隔振沟。

10.2.4 在软土地基中采用夯实、挤密桩、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩、柱锤冲扩桩和注浆等方法进行施工时，会产生挤土效应，对周边建筑物或地下管线产生影响，应按要求进行监测。

在渗透性弱，强度低的饱和软黏土地基中，挤土效应会使周围地基土体受到明显的挤压并产生较高的超静孔隙水压力，使桩周土体的侧向挤出、向上隆起现象比较明显，对邻近的建(构)筑物、地下管线等将产生有害的影响。为了保护周围建筑物和地下管线，应在施工期间有针对性地采取监测措施，并有效合理地控制施工进度和施工顺序，使施工带来的种种不利影响减小到最低程度。

挤土效应中孔隙水压力增长是引起土体位移的主要原因。通过孔隙水压力监测可掌握场地地质条件下孔隙水压力增长及消散的规律，为调整施工速率、设置释放孔、设置隔离措施、开挖地面防震沟、设置袋装砂井和塑料排水板等提供施工参数。

施工时的振动对周围建筑物的影响程度与土质条件、需保护的建筑物、地下设施和管线等的特性有关。振动强度主要有三个参数：位移、速度和加速度，而在评价施工振动的危害性时，建议以速度为主，结合位移和加速度值参照现行国家标准《爆破安全规程》GB 6722的进行综合分析比较，然后作出判断。通过监测不同距离的振动速度和振动主频，根据建筑(构)物类型来判断施工振动对建(构)筑物是否安全。

10.2.5 为保证大面积填方、填海等地基处理工程地基的长期稳定性应对地面变形进行长期监测。

10.2.6 本条是对处理施工有影响的周边环境监测的要求。

1 邻近建(构)筑物竖向及水平位移监测点应布置在基础类型、埋深和荷载有明显不同处及沉降缝、伸缩缝、新老建(构)筑物连接处的两侧、建(构)筑物的角点、中点；圆形、多边形的建(构)筑物宜沿纵横轴线对称布置；工业厂房监测点宜布置在独立柱基上。倾斜监测点宜布置在建(构)筑物角点或伸缩缝两侧承重柱(墙)上。

2 邻近地下管线监测点宜布置在上水、煤气管处、窨井、阀门、抽气孔以及检查井等管线设备处、地下电缆接头处、管线端点、转弯处；影响范围内有多条管线时，宜根据管线年份、类

型、材质、管径等情况，综合确定监测点，且宜在内侧和外侧的管线上布置监测点；地铁、雨污水管线等重要市政设施、管线监测点布置方案应征求等有关管理部门的意见；当无法在地下管线上布置直接监测点时，管线上地表监测点的布置间距宜为15m~25m。

3　周边地表监测点宜按剖面布置，剖面间距宜为30m~50m，宜设置在场地每侧边中部；每条剖面线上的监测点宜由内向外先密后疏布置，且不宜少于5个。

10.2.7　本条规定建筑物和构筑物地基进行地基处理，应对地基处理后的建筑物和构筑物在施工期间和使用期间进行沉降观测。沉降观测终止时间应符合设计要求，或按国家现行标准《工程测量规范》GB 50026和《建筑变形测量规范》JGJ 8的有关规定执行。