

福建省工程建设地方标准

DB

工程建设地方标准编号：DBJ/T 13-471-2024

住房和城乡建设部备案号：J 1 7 9 6 2 - 2 0 2 5

建筑与市政工程地基处理技术标准

Technical standards for ground treatment in construction work
and municipal engineering

2024-12-31 发布

2025-04-01 实施

福建省住房和城乡建设厅

发布

福建省工程建设地方标准

建筑与市政工程地基处理技术标准

Technical standards for ground treatment in construction work and
municipal engineering

工程建设地方标准编号：DBJ/T 13-471-2024

住房和城乡建设部备案号：J 1 7 9 6 2 - 2 0 2 5

主编单位：福建省建筑科学研究院有限责任公司

福建省建筑设计研究院有限公司

福建建工集团有限责任公司

批准部门：福建省住房和城乡建设厅

实施日期：2 0 2 5 年 4 月 1 日

2025 年 福州

前 言

根据《福建省住房和城乡建设厅关于公布全省住房和城乡建设行业 2022 年第五批科学技术计划项目的通知》(闽建科〔2022〕33 号)的要求,标准编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国内外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,制定本标准。

本标准的主要技术内容是:1. 总则;2. 术语与符号;3. 基本规定;4. 勘察要点;5. 地基处理计算;6. 换填地基;7. 预压地基;8. 压实和夯实地基;9. 固化土地基;10. 挤密和置换复合地基;11. 水泥土搅拌桩复合地基;12. 高压旋喷桩复合地基;13. 刚性桩复合地基;14. 桩网复合地基;15. 监测与检测;附录。

本标准由福建省住房和城乡建设厅负责管理,由福建省建筑科学研究院有限责任公司负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议,请寄送福建省住房和城乡建设厅科技与设计处(地址:福州市北大路 242 号,邮编:350001)和福建省建筑科学研究院有限责任公司(地址:福州市闽侯县高新区高新大道 58-1 号,邮编:350108),以供今后修订时参考。

本标准主编单位:福建省建筑科学研究院有限责任公司
福建省建筑设计研究院有限公司
福建建工集团有限责任公司

本标准参编单位:福建省建研工程检测有限公司
厦门地山建设发展有限公司
福建省建科工程技术有限公司

福州市城投检测科技有限公司
福州市规划设计研究院集团有限公司
福建省岩土工程勘察院有限公司
中铁二十四局集团福建铁路建设有限公司
中建四局建设发展有限公司
福建省建设工程物探试验检测中心
中交建筑集团东南建设有限公司

本标准主要起草人: 许国平 郑金伙 王宗成 李志伟
沈铭龙 余 娜 郑晋溪 林 鑫
黄志强 林文凯 林之航 周建树
林朝阳 林方强 肖章寿 么学春
周仲景 陈建强 苏贞雄 马云团
本标准主要审查人: 侯伟生 赖树钦 简文彬 黄建华
黄跃森 兰新生 邱发强

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	8
4	勘察成果要求	11
5	地基处理计算	14
5.1	荷载计算	14
5.2	承载力计算	15
5.3	沉降计算	19
5.4	稳定分析	19
6	换填地基	21
6.1	一般规定	21
6.2	设 计	21
6.3	施 工	27
6.4	质量检验	29
7	预压地基	32
7.1	一般规定	32
7.2	设 计	33
7.3	施 工	42
7.4	质量检验	47
8	压实和夯实地基	49

8.1	一般规定	49
8.2	设计	50
8.3	施工	58
8.4	质量检验	62
9	注浆加固和固化土地基	64
9.1	一般规定	64
9.2	设计	64
9.3	施工	69
9.4	质量检验	73
10	挤密和置换复合地基	75
10.1	一般规定	75
10.2	设计	75
10.3	施工	78
10.4	质量检验	79
11	水泥土搅拌桩复合地基	81
11.1	一般规定	81
11.2	设计	82
11.3	施工	83
11.4	质量检验	85
12	高压旋喷桩复合地基	87
12.1	一般规定	87
12.2	设计	87
12.3	施工	88
12.4	质量检验	89
13	刚性桩复合地基	90
13.1	一般规定	90
13.2	设计	90
13.3	施工	91

13.4	质量检验	94
14	桩网复合地基	96
14.1	一般规定	96
14.2	设计	96
14.3	施工	100
14.4	质量检验	101
15	监测与检测	103
15.1	一般规定	103
15.2	监测	103
15.3	检测	105
附录 A	地基处理稳定性计算方法	110
	本标准用词说明	113
	引用标准名录	114
附：	条文说明	116

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic requirements	8
4	Requirements for survey results	11
5	Calculation of ground treatment	14
5.1	Load calculation	14
5.2	Calculation of load capacity	15
5.3	Settlement calculations	19
5.4	Stability analysis	19
6	Replacement foundations	21
6.1	General requirements	21
6.2	Design	21
6.3	Construction	27
6.4	Quality inspection	29
7	Preloaded ground	32
7.1	General requirements	32
7.2	Design	33
7.3	Construction	42
7.4	Quality inspection	47

8	Compacting and tamping of foundations	49
8.1	General requirements	49
8.2	Design	50
8.3	Construction	58
8.4	Quality inspection	62
9	Solidified soil of foundations	64
9.1	General requirements	64
9.2	Design	64
9.3	Construction	69
9.4	Quality inspection	73
10	Compaction and replacement composite foundation	75
10.1	General requirement	75
10.2	Design	75
10.3	Construction	78
10.4	Quality inspection	79
11	Cement-soil mixing pile composite foundation	81
11.1	General requirements	81
11.2	Design	82
11.3	Construction	83
11.4	Quality inspection	85
12	High pressure jet pile composite foundation	87
12.1	General requirements	87
12.2	Design	87
12.3	Construction	88
12.4	Quality inspection	89
13	Rigid pile composite foundation	90
13.1	General requirements	90
13.2	Design	90

13.3	Construction	91
13.4	Quality inspection	94
14	Plie-net composite ground	96
14.1	General requirements	96
14.2	Design	96
14.3	Construction	100
14.4	Quality inspection	101
15	Monitoring and detection	103
15.1	General requirements	103
15.2	Monitoring	103
15.3	Detection	105
Appendix A Calculation method for stability of foundation treatment...		110
Explanation of terms in this standard		113
List of Quoted Standards		114
Addition: Explanation of Provisions		116

1 总 则

1.0.1 为了在地基处理工程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，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于建筑与市政工程地基处理的勘察、设计、施工、监测和质量检验。

1.0.3 地基处理工程的设计、施工及质量检验，应综合分析场地地质条件、上部结构和基础形式、荷载特征、施工工艺、检验方法和环境条件等影响因素，注重概念设计，做到因地制宜、就地取材和绿色施工等。

1.0.4 建筑与市政工程地基处理，除应符合本标准外，尚应符合国家、行业及福建省现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 地基处理 ground treatment

为提高地基强度，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

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 foundation 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 换填地基 replacement foundation

挖除基础底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层，回填其它性能稳定、强度较高的材料，并夯压密实形成的地基。

2.1.5 泡沫混凝土 cellular concrete

用物理方法将泡沫剂制备成泡沫，再将泡沫加入到由水泥、骨料、掺合料、外加剂和水制成的料浆中，经混合搅拌、浇注成型、养护而成轻质微孔混凝土。

2.1.6 预拌水泥土 ready-mixed cement soil

在搅拌站将水泥和土以及其他组分按适当比例混合、拌制而成，并通过运输设备送至使用地点、交货时为拌合物的水泥土。

2.1.7 预压地基 preloaded ground

在地基上施加荷载后,使地基土压实、沉降、固结后的地基。

2.1.8 堆载预压 preloading with surcharge of fill

在饱和软黏土地基设置竖向和水平向排水通道后对地基进行堆载,使地基土排水固结,提供地基土强度的地基处理方法。

2.1.9 真空预压 vacuum preloading

在饱和软黏土地基设置竖向和水平向排水通道,通过覆盖在地基表面的封闭薄膜内抽真空产生负压排水使地基土有效应力增大,实现对地基土施加预压和加快固结的地基处理方法。

2.1.10 增压式真空预压 air-boosted vacuum preloading

增大排水板与周围土体的水平压差以提高排水效率的真空预压方法。

2.1.11 压实地基 compacted ground

利用平碾、振动碾、冲击碾或其它碾压设备将地基土进行密实处理的地基。

2.1.12 夯实地基 rammed ground

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。

2.1.13 降水强夯法 dewatering dynamic compaction

对地基实施降水作业,将地下水位降至一定深度后再进行强夯施工的一种作业方法。

2.1.14 固化土地基 solidified soil of foundations

利用固化材料对土体进行就地固化处理,使土体达到一定强度而形成的地基,处理后加固地基在平面和深度上连成一体。

2.1.15 就地固化技术 in-situ solidification technique

利用专用搅拌设备将固化材料与软土地基中的软土进行就地搅拌,使土体达到一定强度或其它使用要求的地基处理方法。

2.1.16 挤密和置换复合地基 compaction and replacement composite foundation

利用沉管、振冲器或夯锤等设备，采用桩孔内挤压、振动、振冲或夯击等方法将土体密实处理，或采用成孔方式置换砂石桩形成的复合地基。

2.1.17 水泥土搅拌桩复合地基 cement-soil mixing pile composite foundation

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。

2.1.18 高压旋喷桩复合地基 high pressure jet pile composite foundation

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。

2.1.19 刚性桩复合地基 rigid pile composite foundation

刚度较大的竖向增强体复合地基，包括泥浆护壁成孔灌注桩、长螺旋钻孔压灌桩、沉管灌注桩、水泥粉煤灰碎石桩、混凝土预制桩和钢管桩等。

2.1.20 桩网复合地基 pile-net composite ground

刚性桩、土体、桩帽（含格构系梁）、加筋褥垫层或梁板结构组成的复合地基。

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；

p_c ——基础底面处土的自重压力值；

p_{cz} ——垫层底面处（或软弱下卧层顶面）土的自重压力值；

p_k ——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（或软弱下卧层顶面）的附加压力值；

Q_n^g ——桩侧负摩阻力引起的下拉荷载标准值。

2.2.2 抗力和材料性能

c_h ——土的径向排水固结系数；

c_v ——土的竖向排水固结系数；

D_r ——砂土相对密实度；

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度；

d_s ——土粒相对密度（比重）；

e ——孔隙比；

e_0 ——地基处理前的孔隙比；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比；

e_{\max} ——砂土的最大孔隙比；

e_{\min} ——砂土的最小孔隙比；

E_s ——压缩模量；

E_c ——弹性模量；

f_{ak} ——天然地基（或处理后地基）承载力特征值；

f_a ——深度修正后的处理后地基（或复合地基）承载力特征值；

f_{az} ——垫层底面处（或软弱下卧层顶面）经深度修正后的地基承载力特征值；

f_{cu} ——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；

f_{sk} ——桩间土的承载力特征值；

f_{spk} ——复合地基的承载力特征值；

k_h ——天然土层水平向渗透系数；

K_{pp} ——桩体材料被动土压力系数；

k_s ——涂抹区的水平向渗透系数；

q_p ——桩端端阻力特征值；
 q_s ——桩周土的侧阻力特征值；
 q_w ——竖井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的排水量；
 R_a ——单桩竖向承载力特征值；
 R_u ——泡沫混凝土单轴抗压强度；
 T_a ——土工合成材料的允许抗拉强度；
 T_p ——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；
 T_s ——最危险滑动面上的总抗剪剪力；
 T_t ——荷载效应标准组合时最危险滑动面上的总剪剪力；
 U ——固结度；
 \bar{U}_r ——固结时间 t 时竖井地基径向排水平均固结度；
 \bar{U}_t —— t 时间地基的平均固结度；
 ω_{op} ——最优含水量；
 θ ——压力扩散角；
 λ_c ——压实系数；
 ρ_d ——干密度；
 ρ_{dmax} ——最大干密度；
 ρ_c ——黏粒含量；
 ρ_w ——水的密度；
 τ_{st} —— t 时刻，该点土的抗剪强度；
 τ_s ——地基土的天然抗剪强度；
 τ_p ——桩体抗剪强度；
 $\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的附加竖向应力；
 ϕ_{cu} ——三轴固结不排水压缩试验求得的土的内摩擦角。

2.2.3 几何参数

a ——桩帽边长；

A ——基础底面积；
 A_e ——单根桩承担的处理地基面积；
 A_p ——桩的截面积；
 b ——路基或基础底面宽度；
 b_p ——塑料排水板宽度；
 d ——桩的直径；
 D ——基础埋置深度；
 d_e ——单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；
 d_p ——塑料排水板当量换算直径；
 l ——竖向排水体的间距；
 l_p ——桩长；
 m ——面积置换率；
 u_p ——桩的截面周长；
 z ——基础底面下换填地基的厚度；
 δ ——塑料排水带厚度。

3 基本规定

3.0.1 在选择地基处理方案前，应完成下列工作：

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，尚应了解其它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 调查施工场地的周边环境情况，明确邻近建（构）筑、地下工程、周边道路及有关管线等情况。

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。

对于液化土地基、填土地基等特殊土地基，在满足本标准要求的基础上，还需按照场地和建筑地基的整体要求，同时采取建筑措施、结构措施和地基基础措施。

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法；

2 对初步选出的各种地基处理方法，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案；

3 对已选定的地基处理方案，应按建（构）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。

3.0.4 处理后的地基应满足建（构）筑物地基承载力、变形和稳定性要求，场地处理后应满足相关规范对场地稳定性和建筑适宜性的要求，地基处理的设计尚应符合下列规定：

1 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。当处理后的地基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（构）筑物，应对处理后的地基进行变形验算；

3 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（构）筑物，应进行地基稳定性验算。

3.0.5 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。

3.0.6 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，并符合相关环保要求。

3.0.7 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。地基处理施工中宜配备智能化、数字化的施工数据监测装置，随时检查施工记录和计量记录。当处理地基施工采用振动或挤土方法施工时，应采取措施控制振动和侧向挤压对临近建（构）筑及周边环境产生有害影响。

3.0.8 地基处理施工结束后应按国家有关规定进行工程质量检验和验收。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。复合地基应进行增强体强度及桩身完整性和单桩竖向承载力检验以及单桩或多桩复合地基载荷试验，施工工艺对桩间土承载力有影响时尚应进行桩间土承载力检验。

3.0.9 处理地基上的建（构）筑物应在施工期间及使用期间进行沉降观测，直至沉降达到稳定标准为止。

4 勘察成果要求

4.0.1 对初步确定采用地基处理方案的场地，勘察前应进一步搜集附近场地的地质资料及地基处理经验，并结合工程特点 and 设计要求，明确勘察任务和重点。

4.0.2 地基处理的岩土工程勘察，宜与拟建工程的岩土工程勘察合并进行；对于大型的、重要的或有特殊要求的复杂工程，也可进行专项勘察。当已有勘察成果不能满足地基处理工程设计和施工要求时，应补充地基处理专项勘察。

4.0.3 拟采用地基处理的场地，岩土工程勘察成果应包括下列内容：

1 拟建场地的地形、地貌、地质构造条件，地基岩土分类及其分布情况；

2 岩土的物理力学指标；

3 地基基础影响范围内地下水的埋藏条件、类型、水位及其变化；

4 地基土和地下水对地基和基础的主要建筑材料的腐蚀性分析与判定；

5 场地和地基的地震效应评价；

6 场地稳定性和工程建设适宜性的评价。

4.0.4 换填地基岩土工程勘察应查明拟换填土层的分布范围和埋藏深度；评价换填材料对地下水环境的影响；对换填地基以下软弱下卧层的承载力、沉降和不均匀沉降进行估算和评价，并提出控制措施建议；对换填地基的质量提出检验和试验要求。

4.0.5 预压地基岩土工程勘察应查明被加固土体的分布范围、成因、埋深和厚度，地下水的补给、径流和排泄条件，透水夹层和互层的分布，被加固土层水平、垂直渗透系数；测定被加固土体水平和垂直方向的固结参数、强度和变形指标；对预压处理效果提出检验和试验要求。

4.0.6 夯实或压实地基岩土工程勘察应查明影响深度范围内土层的组成、分布、均匀性、强度、压缩性、透水性和地下水条件，软土的含水量、不排水抗剪强度、灵敏度，填土的颗粒组成、均匀性；查明施工现场和周边受影响范围内的建（构）筑物、地下管线等设施的位置、标高等；应建议选择合适的试验区进行试夯；评价强夯对周边环境的影响；对强夯施工过程和地基处理效果提出检验和监测要求。

4.0.7 注浆或固化土地基岩土工程勘察应查明被加固土的级配、岩土体孔隙和裂隙大小及分布规律，岩土体的渗透性，地下水的类型、埋深、流速等工程特性，岩土的化学成分和有机质含量；应根据岩土性质、工程要求对浆液和注浆方法提出建议，并通过现场试验确定岩土体的渗透性、注浆工艺、注浆参数和地基加固效果；对地下水、环境保护和加固效果提出检验、检测和监测建议。

4.0.8 桩土复合地基岩土工程勘察应查明建设场地地下埋藏物、暗塘、洞穴等的分布和埋深，软弱土层的分布、厚度和工程地质性能，潜在桩基持力层的埋深、厚度；提供设计与施工所需的物理力学性质指标和岩土参数，预估成桩的可能性，分析成桩工艺对周围土体、邻近建（构）筑物和环境的影响；评价桩体与水土间的相互作用，估算单桩承载力和复合地基承载力，评价变形计算影响深度范围内土层的压缩性；对桩间土、单桩和复合地基提出载荷试验、检测和监测技术要求。

4.0.9 桩土复合地基应根据拟采用增强体类型按下列要求查明

地质参数:

1 水泥土搅拌桩: 含水量, pH 值, 有机质含量, 地下水和土的腐蚀性, 软土的塑性指数、超固结度和灵敏度;

2 高压旋喷桩: pH 值, 有机质含量, 地下水和土的腐蚀性, 软土的超固结度、灵敏度;

3 水泥粉煤灰碎石桩: 地下水位, 地下水和土的腐蚀性, 砂土、粉土的液化评价、天然孔隙比、最大和最小孔隙比, 软土的含水量、不排水抗剪强度、灵敏度;

4 砂石桩: 砂土、粉土的黏粒含量, 液化评价, 天然孔隙比, 最大孔隙比, 最小孔隙比, 标准贯入击数, 软土的含水量、不排水抗剪强度、灵敏度、水平/竖直渗透系数;

5 强夯置换墩: 软土的含水量、不排水抗剪强度、灵敏度, 标准贯入或动力触探击数, 液化评价;

6 刚性桩: 地下水和土的腐蚀性、不排水抗剪强度、软土的超固结比, 灌注桩尚应测定软土的含水量。

4.0.10 复合地基中增强体施工对加固区土体挤密或扰动程度较高时, 宜测定增强体施工后加固区土体的压缩性指标和抗剪强度指标。

5 地基处理计算

5.1 荷载计算

5.1.1 地基处理设计时，所采用的作用效应与相应的抗力限值应符合下列规定：

1 按地基承载力确定地基受荷载作用面积及埋深或按单桩承载力确定桩数时，传至地基础上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的标准组合；相应的抗力应采用处理后地基承载力特征值或单桩承载力特征值；

2 计算地基变形时，传至地基础上的作用效应应按正常使用极限状态下作用的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用；相应的限值应为地基变形允许值；

3 地基稳定分析中，作用效应应按承载能力极限状态下作用的基本组合，但其分项系数均为 1.0；

4 在确定桩帽或桩基承台高度、结构内力、确定配筋和验算材料强度时，上部结构传来的作用效应和相应的基底反力应按承载能力极限状态下作用的基本组合，采用相应的分项系数；当需要验算基础裂缝宽度时，应按正常使用极限状态下作用的标准组合。

5.1.2 地基处理设计时，正常使用极限状态下的标准组合的荷载效应设计值、准永久组合的荷载效应设计值与承载能力极限状态下由可变作用控制的基本组合的效应设计值均可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定计算。对由永久作用控制的基本组合，也可采用简化规则，基本组合的效应设计值

(S_d) 可按下式确定:

$$S_d = 1.35 S_k \quad (5.1.2)$$

式中: S_k ——正常使用极限状态下, 标准组合的荷载效应设计值。

5.2 承载力计算

5.2.1 在荷载作用时, 作用在地基上的压力应符合下式要求:

1 轴心荷载作用时

$$p_k \leq f_a \quad (5.2.1-1)$$

式中: p_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用在复合地基上的平均压力值 (kPa);

f_a ——处理后地基经深度修正后的承载力特征值 (kPa);

2 偏心荷载作用时, 作用在地基上的压力除应符合公式 (5.2.1-1) 的要求外, 尚应符合下式要求:

$$p_{k\max} \leq 1.2 f_a \quad (5.2.1-2)$$

式中: $p_{k\max}$ ——相应于荷载效应标准组合时, 作用在基础底面边缘处地基上的最大压力值 (kPa)。

5.2.2 除初步设计阶段的复合地基外, 处理后地基的承载力特征值均应通过静载荷试验确定。

5.2.3 从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的处理后地基承载力特征值, 可根据地区工程经验进行深度修正, 修正后的地基承载力特征值应按下式计算:

$$f_a = f_{ak} + \eta_d \gamma_m (D - 0.5) \quad (5.2.3-1)$$

$$f_a = f_{spk} + \eta_d \gamma_m (D - 0.5) \quad (5.2.3-2)$$

式中: f_a ——深度修正后处理后地基 (或复合地基) 承载力特征值 (kPa);

f_{ak} —— 处理后地基承载力特征值 (kPa);

f_{spk} —— 复合地基承载力特征值 (kPa);

η_d —— 基础埋置深度的地基承载力修正系数, 对于大面积压实填土地基, 压实系数大于 0.95, 黏粒含量 $\rho_c \geq 10\%$ 的粉土, 可取 1.5, 干密度大于 $2.1t/m^3$ 的级配砂石可取 2.0; 其他处理地基取 1.0;

γ_m —— 基础底面以上土的加权平均重度 (kN/m^3), 地下水位以下取浮重度;

D —— 基础埋置深度 (m), 在填方整平地区, 可自填土地面标高算起, 但填土在上部结构施工完成后进行时, 应从天然地面标高算起。

5.2.4 地基处理范围以下存在软弱下卧层时, 下卧层承载力应按下列式验算:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (5.2.4)$$

式中: p_z —— 荷载效应标准组合时, 软弱下卧层顶面处的附加压力值 (kPa);

p_{cz} —— 软弱下卧层顶面处土的自重压力值 (kPa);

f_{az} —— 软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值 (kPa)。

5.2.5 复合地基承载力特征值应通过复合地基载荷试验或竖向增强体载荷试验和桩间土地基载荷试验, 并结合工程实践经验综合确定。初步设计时, 复合地基承载力特征值也可按下列公式估算:

$$f_{spk} = k_p \lambda_p m R_a / A_p + k_s \lambda_s (1 - m) f_{sk} \quad (5.2.5-1)$$

$$f_{spk} = \beta_p m R_a / A_p + \beta_s (1 - m) f_{sk} \quad (5.2.5-2)$$

$$\beta_p = k_p \lambda_p \quad (5.2.5-3)$$

$$\beta_s = k_s \lambda_s \quad (5.2.5-4)$$

$$m = d^2 / d_e^2 \quad (5.2.5-5)$$

式中： A_p ——单桩截面积 (m^2)；

R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值 (kN)；

f_{sk} ——桩间土地基承载力特征值 (kPa)；

m ——面积置换率， $m = d^2 / d_e^2$ ； d 为桩身平均直径 (m)， d_e 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 $d_e = 1.05s$ ，正方形布桩 $d_e = 1.13s$ ，矩形布桩 $d_e = 1.13\sqrt{s_1 s_2}$ ， s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、纵向桩间距和横向桩间距；

d ——桩体直径 (m)；

d_e ——单根桩分担的地基处理面积的等效圆直径 (m)；

k_p ——复合地基中桩体实际竖向抗压承载力的修正系数，与施工工艺、面积置换率、桩间土的工程性质、桩体类型等因素有关，宜按地区经验取值；

k_s ——复合地基中桩间土地基实际承载力的修正系数，与桩间土的工程性质、施工工艺、桩体类型等因素有关，宜按地区经验取值；

λ_p ——桩体竖向抗压承载力发挥系数，反映复合地基破坏时桩体竖向抗压承载力发挥度，宜按地区经验取值；

λ_s ——桩间土地基承载力发挥系数，反映复合地基破坏时桩间地基承载力发挥度，宜按桩间土的工程性质、地区经验取值；

β_p ——综合考虑复合地基中桩体实际竖向抗压承载力和复合地基破坏时桩体的竖向抗压承载力发挥度的桩体竖向抗压承载力修正系数，宜综合考虑上述影响因素，结合工程经验取值；

β_s ——综合考虑复合地基中桩间土地基实际承载力和复

合地基破坏时桩间土地基承载力发挥度的桩间土地基承载力修正系数，宜综合考虑上述影响因素，结合工程经验取值。

5.2.6 复合地基竖向增强体采用散体材料桩时，散体材料桩竖向抗压承载力特征值应通过单桩竖向抗压载荷试验确定。初步设计时，散体材料桩竖向抗压承载力特征值也可按下式估算：

$$R_a = \sigma_{ru} K_{pp} A_p \quad (5.2.6)$$

式中：\$R_a\$——单桩竖向抗压承载力特征值（kN）；

\$\sigma_{ru}\$——桩周土所能提供的最大侧限力（kPa）；

\$K_{pp}\$——桩体材料被动土压力系数。

5.2.7 复合地基竖向增强体采用柔性桩和刚性桩时，柔性桩和刚性桩的竖向抗压承载力特征值应通过单桩竖向抗压载荷试验确定。初步设计时，应按下列公式计算由桩周土和桩端土的抗力可能提供的单桩竖向抗压承载力特征值和由桩体材料强度可能提供的单桩竖向抗压承载力特征值，并取两者中较低值。

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (5.2.7-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (5.2.7-2)$$

式中：\$u_p\$——桩的截面周长（m）；

\$n\$——桩长范围内所划分的土层数；

\$q_{si}\$——第 \$i\$ 层土的桩侧摩阻力特征值（kPa）；

\$l_i\$——桩长范围内第 \$i\$ 层土的厚度（m）；

\$q_p\$——桩端土端阻力特征值（kPa）；

\$\alpha\$——桩端土端阻力折减系数；

\$f_{cu}\$——桩体抗压强度平均值（kPa）；

\$\eta\$——桩体强度折减系数。

5.3 沉降计算

5.3.1 垫层、加固层及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，加固层压缩模量应通过处理后地基的原位测试或土工试验确定。

5.3.2 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。当复合土层的分层与天然地基相同时，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 值可按式确定：

$$\zeta = \frac{f_{\text{spk}}}{f_{\text{ak}}} \quad (5.3.2)$$

式中： f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值（kPa）。

5.3.3 复合地基的变形计算经验系数 ψ_s 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 5.3.3 的数值。

表 5.3.3 复合地基变形计算经验系数

\bar{E}_s (MPa)	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

注： \bar{E}_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按下式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum_{i=1}^n A_i + \sum_{j=1}^m A_j}{\sum_{i=1}^n \frac{A_i}{E_{\text{spi}}} + \sum_{j=1}^m \frac{A_j}{E_{\text{sj}}}} \quad (5.3.3)$$

式中： A_i ——加固土层第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

A_j ——加固土层下第 j 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

5.4 稳定分析

5.4.1 地基处理进行稳定分析计算时，所采用的稳定分析方法、

计算参数、计算参数的测定方法和稳定安全系数取值应相互匹配。

5.4.2 地基处理的稳定验算可采用简化 Bishop 法、Janbu 法、瑞典圆弧滑动法中的有效固结应力法或改进总强度法等，具体地基稳定分析方法宜根据地基处理类型合理选用，稳定性分析方法详见附录 A，其稳定安全系数不应小于 1.30。

5.4.3 地基处理进行整体稳定分析计算时，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。

6 换填地基

6.1 一般规定

- 6.1.1** 换填地基适用于浅层软弱土层或不均匀土层的地基处理。
- 6.1.2** 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，进行换填地基的设计，并选择施工方法。
- 6.1.3** 对于工程量较大的换填地基，应按所选的施工机械、换填材料及场地的土质条件进行现场试验，确定换填地基压实效果和施工质量控制标准。
- 6.1.4** 换填地基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。

6.2 设计

6.2.1 换填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；

2 粉质黏土。土料中有机质含量不得超过 5%，且不得含有膨胀土。当含有碎石时，其最大粒径不宜大于 50mm；

3 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/m^3 ，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；

4 工程固废。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、无腐蚀性的工程固体废弃物材料或经处理后的建筑垃圾，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；

5 土工合成材料。加筋垫层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（构）筑物稳定并满足允许变形的要求；

6 现浇泡沫混凝土。混合料的配合比设计应满足抗压强度、干容重、流动度、吸水率、表观和工作性能要求；

7 预拌水泥土。水泥土配合比试验用土应为经风干、碾碎并通过 5mm 筛的工程加固土。每种配合比宜进行 7d、28d 和 90d 三种龄期的试验，无特殊要求的工程，宜以 90d 龄期的试验结果为准，有特殊要求的工程，水泥土的性能指标可按设计要求执行。

6.2.2 换填地基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，并应复核满足式（5.2.4）的要求；

2 换填地基地面处的附加压力值 p_z 可分别按式（6.2.2-1）～式（6.2.2-3）计算：

1) 条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (6.2.2-1)$$

2) 矩形基础

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (6.2.2-2)$$

3) 圆形基础

$$p_z = \frac{\pi r^2 (p_k - p_c)}{\pi (r + z \tan \theta)^2} \quad (6.2.2-3)$$

式中: b ——矩形基础或条形基础底面的宽度 (m);

l ——矩形基础底面的长度 (m);

r ——圆形基础底面的半径 (m);

p_k ——相应于作用的标准组合时, 基础底面处的平均压力值 (kPa);

p_c ——基础底面处土的自重压力值 (kPa);

z ——基础底面下换填地基的厚度 (m);

θ ——垫层 (材料) 的压力扩散角 ($^\circ$), 宜通过试验确定。无试验资料时, 可按表 6.2.2 采用。

表 6.2.2 土和砂石材料压力扩散角 θ ($^\circ$)

z/b \ 换填材料	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 $\theta = 28^\circ$ 外, 其他材料均取 $\theta = 0^\circ$, 必要时宜由试验确定;

2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时, θ 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 现浇泡沫混凝土、预拌水泥土的应力扩散角宜通过试验确定, 初步计算时可取 0。

6.2.3 换填地基地面的宽度应符合下列规定:

1 换填地基地面宽度应满足基础底面应力扩散的要求,可按下式确定:

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (6.2.3)$$

式中: b' ——换填地基地面宽度 (m);

θ ——压力扩散角,按本标准表 6.2.2 取值;当 $z/b < 0.25$ 时,按表 6.2.2 中 $z/b = 0.25$ 取值;

2 换填地基顶面每边超出基础底边缘不应小于 300mm,且从换填地基地面两侧向上,按当地基坑开挖的经验及要求放坡;

3 整片换填地基地面的宽度可根据施工的要求适当加宽。

6.2.4 换填地基的压实标准可按表 6.2.4 选用。矿渣换填地基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 6.2.4 各种换填地基的压实标准

施工方法	换填材料类别	灰土
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、圆砾、角砾、石屑	
	粉质黏土	≥ 0.97
	灰土	≥ 0.95
	粉煤灰	≥ 0.95

注: 1 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 $\rho_{d\max}$ 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 $2.1\text{t/m}^3 \sim 2.2\text{t/m}^3$;

2 表中压实系数 λ_c 系使用轻型击实试验测定土的最大干密度 $\rho_{d\max}$ 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 $\lambda_c \geq 0.94$ 。

6.2.5 换填地基的承载力宜通过现场静载荷试验确定。

6.2.6 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 (构) 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换填地基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。

6.2.7 换填地基的变形由换填地基自身变形和下卧层变形组成。换填地基在满足本标准第 6.2.2 条~6.2.4 条的条件下，换填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。

6.2.8 加筋土换填地基所选用的土工合成材料尚应进行材料强度验算：

$$T_p \leq T_a \quad (6.2.8)$$

式中： T_a ——土工合成材料在允许延伸率下的抗拉强度（kN/m）；

T_p ——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）。

6.2.9 加筋土换填地基的加筋体设置应符合下列规定：

- 1 一层加筋时，可设置在换填地基的中部；
- 2 多层加筋时，首层筋材距换填地基顶面的距离宜取 30% 换填地基厚度，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。换填地基的边缘应有足够的锚固长度。

6.2.10 泡沫混凝土用于道路换填地基时，其性能应符合表 6.2.10 的规定。

表 6.2.10 用于路基换填的泡沫混凝土性能

项目		性能要求			试验方法
		离路面底面距离（m）			
		0~0.8	0.8~1.5	>1.5	
抗压强度 （MPa）	城市快速路、主干路	≥0.8	≥0.5	≥0.4	《气泡混合 轻质土填筑 工程技术规 程》CJJ/T
	其他等级道路	≥0.6	≥0.4		
干密度等级		≥A04	≥A03		

6.2.11 当计算水位以下部位填筑泡沫混凝土时，干密度等级、强度等级应按表 6.2.11 确定。

表 6.2.11 用于计算水位以下部位填筑的性能指标

计算水位以下（m）	干密度等级	强度等级
≤3	≥A05	≥C0.8
>3	≥A07	≥C1.0

6.2.12 泡沫混凝土弹性模量宜按现行国家标准《蒸压加气混凝土性能试验方法》GB/T 11969 试验确定，当无试验资料时，可根据下式取值：

$$E_c = 200R_u \sim 350R_u \quad (6.2.12)$$

式中： E_c ——泡沫混凝土的弹性模量（MPa）；

R_u ——泡沫混凝土单轴抗压强度（MPa）。

6.2.13 泡沫混凝土路堤地基沉降计算时，总沉降修正系数宜取 1.0~1.1。当地基承载力特征值大于两倍路堤荷载时取小值。

6.2.14 软土地基泡沫混凝土路堤的地基沉降计算和结构上覆荷载验算时应考虑泡沫混凝土浸润吸水之后的加载效应，路堤设计水位以下部分泡沫混凝土自重应力应采用 1.1~1.3 倍的湿容重，设计水位以上部分自重应力应采用湿容重。

6.2.15 泡沫混凝土单体长度宜为 10m~15m，长度超过 15m 应设置沉降缝。沉降缝设置要求如下：

1 沉降缝采用上下直立相通的预留沉降缝，可采用 20mm~30mm 厚的聚苯乙烯板或 10 mm~20 mm 厚的涂沥青木板，木夹板或沥青麻絮填塞；

2 在结构物截面形态发生变化时，应在形态突变处增设置沉降缝；

3 在地基处理变化范围的交界处宜设置沉降缝。

6.2.16 泡沫混凝土换填时，其底部排水垫层可与既有软基处理的褥垫层厚度相结合，并在垫层内铺置土工格栅。

6.2.17 预拌水泥土设计前应根据地基土土性及适用条件选择合适的水泥、外加剂等材料，并进行配合比试验，确保预拌水泥土满足设计要求。当施工可能涉及到多种地基土时，应分别取土样进行试验。

6.2.18 预拌水泥土拌合物的水泥掺和量宜为 8%~20%，水泥土设计强度一般为 C1.0~C3.0，坍落度一般宜为 12cm~20cm，扩展度一般为 500mm~600mm，施工中可根据工程需要和施工条件选择合适的参数。

6.3 施 工

6.3.1 换填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。粉煤灰换填地基宜采用平碾、振动碾、平板振动器、蛙式夯。矿渣换填地基宜采用平板振动器或平碾，也可采用振动碾。

6.3.2 换填的施工方法、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换填地基地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。

6.3.3 粉质黏土和灰土换填地基土料的施工含水量宜控制在 $\omega_{op} \pm 2\%$ 的范围内，粉煤灰换填地基的施工含水量宜控制在 $\omega_{op} \pm 4\%$ 的范围内。最优含水量 ω_{op} 可通过击实试验确定，也可按当地经验选取。

6.3.4 当换填地基地底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘时，应根据建（构）筑物对不均匀沉降的控制要求予以处理，并经检验合格后，方可铺填换填地基。

6.3.5 换填地基施工时，应采取基坑排水措施。除砂质换填地基宜采用水撼法施工外，其余换填地基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。

6.3.6 粉质黏土、灰土换填地基及粉煤灰换填地基施工，应符合下列规定：

1 粉质黏土及灰土换填地基分段施工时，不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝；

2 换填地基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 粉煤灰换填地基铺填后，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 换填地基施工竣工验收合格后，应及时进行基础施工与基坑回填。

6.3.7 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 避免土工合成材料暴晒或裸露，阳光暴晒时间不应大于 8h。

6.3.8 泡沫混凝土施工，应符合下列要求：

1 浇筑施工应采用管路泵送方式。泵送前，应检查管接头是否紧固，确保接头密封牢固不泄露。泵送过程中，浇筑管的压力应满足扬程及输送距离要求；

2 施工前应清除浇筑区基底杂物，尤其应排清基底的积水；当在地下水位以下浇筑时，应有降水措施，严禁在基底有水的状

态下浇筑施工；

3 换填填筑应采用分块分层方式进行浇筑作业，单层浇筑厚度宜按 30cm~100cm 控制；

4 泡沫混凝土浇筑时，浇筑管宜与浇筑面保持缓倾角度，不应采用从上而下喷射方式进行浇筑，管口应埋入泡沫混凝土内不小于 10cm，以降低泡沫混凝土的消泡量；

5 泡沫混凝土运输、浇筑及间歇的全部时间不应大于泡沫混凝土的初凝时间；

6 辅助工程施工应符合现行行业标准《气泡混合轻质土填筑工程技术规程》CJJ/T 177 的规定。

6.3.9 预拌水泥石土施工，应符合下列要求：

1 施工前应进行场地平整，清除地面和地下障碍物，设计好施工设备的平面布置和施工运输线路；

2 施工设备包括取土设备、水泥浆搅拌罐、预拌水泥石土搅拌机及预拌水泥石土运输设备；

3 换填施工宜采用溜槽或泵送分层施工，每层回填的厚度不超过 500mm，分层换填的间隔不小于 4 小时；

4 当地基标高不一致时，应做成阶梯状或斜坡状，施工顺序采用先深后浅；

5 换填的理论计算回填量与实际回填量的比值不应小于 1.1。

6.4 质量检验

6.4.1 对粉质黏土、灰土、砂石、粉煤灰换填地基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、矿渣换填地基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。

6.4.2 换填地基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。

6.4.3 采用环刀法检验换填地基的施工质量时,取样点应选择位于每层换填地基厚度的 $\frac{2}{3}$ 深度处。检验点数量,条形基础下换填地基每 $10\text{m}\sim 20\text{m}$ 不应少于 1 个点,独立柱基、单个基础下换填地基不应少于 1 个点,其他基础下换填地基每 $50\text{m}^2\sim 100\text{m}^2$ 不应少于 1 个点。采用标准贯入试验或动力触探法检验换填地基的施工质量时,每分层平面上检验点的间距不应大于 4m 。

6.4.4 竣工验收应采用静载荷试验检验垫层承载力,承载力检测数量为场地面积每 300m^2 不应少于 1 个点,超过 3000m^2 部分每 500m^2 不得少于 1 点,每单位工程不应少于 3 点,对于复杂场地或重要建筑的地基应增加检测数量。

6.4.5 加筋换填地基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。

6.4.6 施工中泡沫混凝土质量检验项目宜包括泡沫密度、湿容重、流动度、抗压强度,浸水环境下泡沫混凝土还需检验气泡率和吸水率。泡沫混凝土浇注质量检查项目、检验方法和频率按现行福建省地方标准《泡沫混凝土应用技术标准》DBJ/T 13-220 的规定执行。

6.4.7 预拌水泥土换填地基施工完毕后施工过程中应进行试块留置,每台设备、每种土质、每个台班,每 300m^3 留置不宜少于 1 组,试块尺寸可选用边长为 100mm ,并应进行 7d 、 28d 的无侧限抗压强度试验。换填地基面积 3000m^2 以下的每 300m^2 取一个

孔，超过 3000m² 以上的，每 1000m² 取一个孔，每个单位工程不少于 3 个孔，每个孔取样在上中下位置各取 1 个。

福建省住房和城乡建设厅
信息公开浏览专用

7 预压地基

7.1 一般规定

7.1.1 预压地基可分为堆载预压、真空预压、增压式真空预压以及真空联合堆载预压等。

7.1.2 预压地基设计应具备下列资料：

1 场地的工程地质资料，包括各土层的重度、界限含水率、压缩系数、压实曲线、水平与竖向固结系数、渗透系数、抗剪强度等物理力学指标和地下水位、承压水层、透水透气层及地下水补排条件等；

2 工程对地基的要求，包括地基承载力、地基土强度、固结度、允许沉降量和差异沉降量、预压时间与工期等；

3 场地周边建（构）筑物与道路分布情况、建（构）筑物与地下结构特征、基础类型及地下管网分布埋深情况等。

7.1.3 对于重要工程，应在现场选择代表性场地进行预压试验，在预压过程中应进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力、地下水位变化等项目的监测；试验地块预压结束后，应进行静力触探、十字板剪切、标贯、多道瞬态面波等现场原位试验及室内土工试验。根据试验地块的资料数据，对全场区进行排水预压设计，或对已有的初步设计进行修正。

7.1.4 对以变形控制的预压场地，经预压达到设计总沉降量和平均固结度后方可卸载。对以提高地基承载力或场地整体稳定性的预压场地，经预压后地基承载力提高及场地稳定性满足地基处理设计要求后方可卸载。

7.1.5 根据工程需要及预压时间受限，残余沉降或工后沉降不满

足工程要求时，宜采用超载预压，超载可采用加高堆载、选用高自重物料、增加真空度、提高增压等方式。

7.1.6 预压地基加固应考虑预压施工对相邻建（构）筑物、地下管线等产生附加沉降的影响。当距离较近时，应对相邻建（构）筑物、地下管线等采取保护措施。

7.2 设计

I 堆载预压

7.2.1 堆载预压法的设计应包括下列内容：

1 选择竖向排水体，确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度，确定水平向排水体的布置、厚度和材料；竖向排水体可采用普通砂井、袋装砂井和塑料排水板，宜采用正方形或等边三角形布置；

2 确定预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率、预压时间和卸载标准；

3 计算地基土的固结度、强度增长、抗滑稳定性和变形；

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

7.2.2 竖向排水体的间距可根据软土固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定。设计时，竖向排水体的间距可按井径比选用。塑料排水板和袋装砂井的间距可按 $n=15\sim 22$ 选用，普通砂井的间距可按 $n=6\sim 8$ 选用。

1 井径比可按下式计算：

$$n=d_e/d_w \quad (7.2.2-1)$$

$$d_p=2(b_p+\delta)/\pi \quad (7.2.2-2)$$

式中： n ——井径比；

d_e ——竖向排水体的有效排水半径（mm）；

d_w ——竖向排水体直径，对塑料排水板可取 $d_w=d_p$ (mm)；

d_p ——塑料排水板当量换算直径 (mm)；

b_p ——塑料排水板宽度 (mm)；

δ ——塑料排水板厚度 (mm)。

2 竖向排水体的有效排水半径 d_e 可按下式计算：

等边三角形平面布置：

$$d_e=1.05l \quad (7.2.2-1)$$

正方形平面布置：

$$d_e=1.13l \quad (7.2.2-1)$$

式中： l ——竖向排水体的间距。

7.2.3 竖向排水体插入深度应符合下列规定：

1 根据需处理的软土埋深、厚度、分层土的性状，软基处理要求、处理后的地基稳定性、工后沉降及堆载预压工期确定；

2 对以地基抗滑稳定性控制的工程，竖向排水体插入深度宜超过滑动面深度不小于 3m；

3 对沉降变形控制的预压场地工程，竖向排水体插入深度应根据设计确定的预压时间达到所需的固结沉降指标确定；

4 竖向排水体宜穿透受压土层；当竖向排水体未穿过受压土层时，应分别计算竖向排水体深度范围内的平均固结度和竖向排水体底面以下受压土层的平均固结度，该两部分固结度和所完成沉降变形量应满足设计要求。

7.2.4 预压荷载、范围、加载速率应符合下列规定：

1 预压荷载值应根据设计要求确定。当总沉降与工后沉降有限制性要求时，宜采用超载预压，超载量大小应根据预压时间内预期完成的沉降计算确定，并宜使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建（构）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（构）筑物基础外缘的范围；

3 加载速率应根据待处理软土层的强度确定；当待处理软土

层的强度满足总预压荷载下的稳定性要求时，可一次性加载；如不满足应分级逐渐加载，待前期预压荷载下土强度的增长满足下一级荷载下的稳定性要求时，方可加载下一级荷载。

7.2.5 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：

$$\overline{U}_t = \sum_{i=1}^n \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (7.2.5)$$

式中： \overline{U}_t —— t 时间地基的平均固结度；

\dot{q}_i ——第 i 级荷载的加载速率（kPa/d）；

$\sum \Delta p$ ——各级荷载的累加值（kPa）；

T_{i-1} , T_i ——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_i 改为 t ；

α 、 β ——参数，根据地基土排水固结条件按表 7.2.5 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 7.2.5 α 和 β 值

排水固结 条件 参数	竖向排水 固结 $\overline{U}_z > 30\%$	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
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$ c_h —土的径向排水固结 系数（ cm^2/s ） c_v —土的竖向排水固结 系数（ cm^2/s ） H —土层竖向排水距离 （cm）

续表 7.2.5

排水固结 条件 参数	竖向排水固结 $\overline{U}_z > 30\%$	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
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	\overline{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

7.2.6 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 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 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:

$$\overline{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h t}{F d_e^2}} \quad (7.2.6-1)$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (7.2.6-2)$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad n \geq 15 \quad (7.2.6-3)$$

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln s \quad (7.2.6-4)$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4} \frac{k_h}{q_w} \quad (7.2.6-5)$$

式中: \overline{U}_r ——固结时间 t 时竖井地基径向排水平均固结度;

k_h ——天然土层水平向渗透系数 (cm/s);

k_s ——涂抹区土的水平向渗透系数,可取 $k_s = (1/5 \sim 1/3)$

k_h (cm/s);

s ——涂抹区直径 d_s 竖井直径 d_w 的比值，可取 $s=2.0\sim 3.0$ ，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）；

q_w ——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之平均固结度可按式（7.2.5）计算，其中 $\alpha = \frac{8}{\pi^2}$ ，

$$\beta = \frac{8c_h}{F d_c^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}。$$

7.2.7 预压荷载下地基的最终竖向变形量可按式（7.2.7）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：

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (7.2.7)$$

式中： s_f ——最终竖向变形量（m）；

e_{0i} ——第 i 层中点土自重应力所对应的孔隙比，由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得；

e_{1i} ——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 $e-p$ 曲线查得；

h_i ——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 $\xi=1.1\sim 1.4$ ；荷载较大或地基软弱土层厚度大时应取较大值。

7.2.8 预压地基最终沉降变形也可根据实测沉降变形数据按下列公式推算（经验双曲线法）：

$$S_t = S_0 + \frac{t}{\alpha + \beta t} \quad (7.2.8-1)$$

$$S_{\infty} = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (7.2.8-2)$$

式中： S_t ——满载 t 时间的实测沉降变形量 (cm)；

S_0 ——满载开始时的实测沉降变形量 (cm)；

t ——满载预压时间 (s)，从满载时刻算起；

S_{∞} ——最终沉降变形量 (cm)；

α 、 β ——计算参数，可根据实测数据参考条文说明方法确定。

7.2.9 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：

$$\tau_{st} = \tau_s + \Delta\sigma_z \cdot U_t \tan \varphi_{cu} \quad (7.2.9)$$

式中： τ_{st} —— t 时刻，该点土的抗剪强度 (kPa)；

τ_s ——地基土的天然抗剪强度 (kPa)；

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

U_t ——该点土的固结度；

φ_{cu} ——三轴固结不排水压缩试验求得的土的内摩擦角 (°)。

7.2.10 堆载预压的水平排水体可采用透水性良好的砂垫层，砂垫层厚度不应小于 500mm，砂料宜采用中粗砂，含泥量不宜大于 5%；

7.2.11 采用堆水预压时，预压场地分区面积不宜大于 20000m²，其挡水围堰的高度不宜大于 2m，宽度应通过稳定性计算确定。围堰迎水面宜敷设不透水塑料膜。

II 真空预压

7.2.12 真空预压设计应包括下列内容：

1 预压区范围、面积和分块大小，竖向排水体断面尺寸、间距、排列方式和深度，真空度固结度与总沉降、工后沉降、地基

承载力等；

2 真空预压施工工艺，加载与卸载要求，预压期间观测与终止预压条件等；

3 真空预压地基处理验收条件与标准；

4 真空预压场地范围每边扩展不宜小于 3.0m；真空预压场分区面积可为 $10000\text{m}^2\sim 30000\text{m}^2$ ；真空预压场地边线与周边建（构）筑物和地下管线等的距离不宜小于 20m。

7.2.13 真空预压竖向排水通道宜选用塑料排水板，间距宜为 1.0m~1.5m，采用正方形或三角形布置。预压场地四周压膜沟深度应设置在不透水的黏性土层中，并采用黏土密封墙密封，密封墙厚度不宜小于 1.2m，渗透系数应小于 $1\times 10^{-5}\text{cm/s}$ 。

7.2.14 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。

7.2.15 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。

7.2.16 真空预压固结度和地基强度增长的计算可按本标准第 7.2.5、7.2.6、7.2.9 条计算。

7.2.17 水平排水垫层宜采用含泥量不大于 5%的中砂或粗砂，厚度不宜小于 0.5m，渗透系数不宜小于 1cm/s ；水平排水垫层中应设置排水滤管，滤管横向间距宜为 6m~7m，纵向间距宜为 15m~30m。

7.2.18 密封膜宜采用 2~3 层聚乙烯或聚氯乙烯薄膜。

7.2.19 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%。

7.2.20 真空预压地基最终竖向变形量可按本标准第 7.2.7、7.2.8

条计算，经验系数 ξ 可按当地经验取值，无当地经验时， ξ 可取1.0~1.3。

III 增压式真空预压

7.2.21 增压式真空预压设计尚应包括增压式真空预压施工工艺、降水增压时间及压力卸载分级与终止预压时间等。

7.2.22 加固区周边存在透气砂层或处理深度范围内有充足水源补给的透水层时，应采取措施切断加固区内外水、气联系。

7.2.23 真空主管、真空支管及其连接件的强度应满足真空压力传递和地基变形的要求。

7.2.24 水平排水管网通道间距宜根据排水板的施工间距确定，支管间距为2倍的排水板间距，距主管距离宜为25~30m，主管间距不宜大于50m。竖向排水体深度应满足7.2.16条要求。

7.2.25 加固区四周应设置压膜沟，压膜沟深度至少应挖至不透水、不透气层顶面以下0.5m。

7.2.26 当加固场地边界透水、透气层较深时，密封措施宜采用黏土搅拌桩密封墙。黏土密封墙厚度不宜小于1.2m，墙体的黏粒含量应大于15%，渗透系数应小于 1×10^{-5} cm/s。

7.2.27 抽真空设备宜采用水环式真空泵与水气分离罐配套使用，其单机功率不宜低于55kW，在进气孔封闭状态下，其真空压力不应小于90kPa，每台真空泵有8~10个抽气口，每个抽气口连接一个水气分离罐。抽真空设备宜沿加固区四周均匀布置。

7.2.28 真空管路的连接应严格密封，在真空管路中设置单向止回阀和进水过滤器。

7.2.29 增压式真空预压固结度和地基强度的增长可按本标准第7.2.5、7.2.6、7.2.9条计算。

7.2.30 降水增压系统布置应满足以下要求：

1 降水增压系统应包括降水增压泵和降水增压管路系统，降

水增压管路系统由水平降水增压管路系统和垂直管路系统组成：

2 降水增压管管体的垂直渗透系数宜为 $10^{-1}\sim 10^{-4}\text{cm/s}$ ，具有一定的抗拉强度和伸缩性。技术指标宜符合表 7.2.30 的要求；

表 7.2.30 降水增压管的技术要求

项目				单位	指标
力学特性	窄条拉伸	断裂强度	T	KN/5cm	≥0.8
			W		≥0.6
		断裂伸长率	T	%	≥12
			W		≥12
	扁平率	2%		kN	≥0.4
		3%		kN	≥0.8
		4%		kN	≥1.2
		5%		kN	≥2.5
		圆球顶破强力		kN	≥1.1
水力特性	垂直渗透系数		cm/s	≥0.1	
	等效孔径 O95		mm	0.1-0.25	

3 水平降水增压管路系统与水平排水管路系统应分层设置，以保证管路系统的正常工作；

4 每个增压泵连接的管路可覆盖 1000m^2 ，垂直增压管路的布置位置应考虑排水板布置的情况，宜布置在周围排水板覆盖区域的形心位置。增压管上部压入泥面的深度应不少于 2m，以避免增压气体顶穿土体。增压管下部打设深度不宜超过排水板长度，在不穿透加固层的情况下，应尽量增加增压管长度；

5 降水增压泵宜均匀布置在加固区四周，必要时也可适量布置在加固区中部，注气降水增压应在施工中后期进行；

6 初始降水增压的时刻应控制在加固区固结度为 40%时，开始降水增压时的注气压力应根据土体加固情况，采用阶梯式增加压力。降水增压压力宜为 $0\sim 0.04\text{MPa}$ ，若加固深度较大，注气压力宜适当加大；

7 考虑到降水增压注气对真空度的影响，应采用间歇式注气法，每次降水增压时间控制在 1.5h~2.0h，当真空度下降

10kPa~15kPa 时，应停止单次增压，待真空度稳定在 80kPa 后，再次打开注气阀门。

IV 真空联合堆载预压

7.2.31 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。

7.2.32 真空和堆载联合预压时，堆载体的坡肩线宜与真空预压边线重合，对于一般软黏土膜上堆载应在真空预压满载 10d 后进行。对于高含水率的淤泥类土，应在真空预压满载 20d~30d 后开始堆载。

7.2.33 堆载前需在膜上铺设编织布或无纺布等土工物作为保护层，保护层上先用人工铺设 100mm~300mm 厚的砂垫层。堆载施工时可采用轻型运输工具，但不得损坏密封膜。在进行上部堆载施工时，应密切观察膜下真空度的变化，发现漏气应及时处理。

7.2.34 当堆载采用覆水时，覆水面积应小于真空预压分区面积，挡水围堰外坡脚距离密封沟边缘的距离宜大于 5m。挡水围堰高度不宜大于 2m，宽度应通过稳定性计算确定。

7.2.35 真空联合堆载预压施工除满足上述规定外，尚应符合本章第 7.2 节堆载预压及真空预压的有关规定。

7.3 施 工

I 堆载预压

7.3.1 塑料排水带和袋装砂井的施工应符合下列规定：

1 塑料排水带的性能指标应符合设计要求，并应在现场妥善保管，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；

2 袋装砂井的灌砂量，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%。灌入砂袋中的砂宜用干砂，并应灌制密实；

3 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；

4 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 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 $\pm 1.5\%$ 。施工深度应满足设计要求，宜配置深度检测设备；

6 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。

7.3.2 采用无砂垫层施工时宜符合下列规定：

1 在排水板施工前，应先在淤泥表面铺设一层塑料编织布，也可采用轻质泡沫塑料板作为施工平台，轻质泡沫塑料板尺寸宜为 2m×2m；

2 铺设由水平排水管和竖向排水板组成的排水通道。横向滤管应布设在相邻两排塑料排水板中间，每根塑料排水板和滤管宜采用缠绕或自拉锁固定的方式进行连接；

3 竖向排水板的布置宜为梅花型或正方形，板头出地面的长度宜为 800mm~1000mm。

7.3.3 采用覆水预压施工时宜符合下列规定：

1 密封膜的厚度、抗拉强度、延伸率应符合设计要求，宜铺设三层厚度为 0.08mm~0.10mm 的聚乙烯薄膜或聚氯乙烯薄膜，发现破损应及时修补；

2 在土质发生剧烈变化的区域宜采取堆筑高于地面 300mm，宽 1000mm 虚土方的方法，减缓土质急剧变化段的沉降差。在排水板打设过程中，应及时用砂或干土将排水板孔填塞并捣实；

3 注水加载预压时，第一次加水深度宜为 200mm，在检查

密封膜不渗漏后，按级加水。根据沉降观测值严格控制加水量，每级加水深度不应大于 500mm。

7.3.4 堆载预压加载过程中，应满足地基强度和稳定控制要求，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。

II 真空预压

7.3.5 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。每台真空泵的控制面积宜为 900m²~1100m²，每块预压区设置的真空泵不应少于两台。抽真空设备开启数量应根据预压下的固结度与强度增长情况调整。

7.3.6 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 100mm~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。

7.3.7 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。

III 增压式真空预压

7.3.9 密封膜铺设应符合下列规定:

- 1 密封膜下应铺设一层无纺土工布;
- 2 密封膜加工后的边长应大于加固区相应边长 4m,当加固区地质条件复杂时,应加长密封膜并采用小褶皱松弛铺设;
- 3 当密封膜采用热合法拼接时,膜的搭接宽度应大于 15mm,不应有热合不紧或融穿现象,孔洞应及时修补;
- 4 铺膜应从上风侧开始,铺膜时风力不应大于 5 级;
- 5 密封膜铺设完成后应埋入密封沟内,其上覆盖不透水的黏性土,并压实。

7.3.10 试抽气时间宜为 4d~10d,发现问题应及时处理。正式抽气阶段膜下真空压力应符合设计要求。抽气期间应经常检查密封膜,破损及漏气处应及时修补。

7.3.11 水平排水管网施工应符合下列规定:

- 1 手型接头应放置在两根相邻排水板的中间位置;
- 2 排水板与手型接头连接时,板头应剪平整,严禁斜口板头插入手型接头;
- 3 排水板板头应插入手型接头的底部;
- 4 手型接头连接完成后,排水板、手型接头应贴近地面;
- 5 真空支管宜沿加固区域的短边方向布置;
- 6 真空支管与手型接头连接时,支管中的钢丝严禁剪断;
- 7 真空主管宜沿加固区域的长边方向布置,且主管两侧的支管长度不应大于 50m;
- 8 所有接头及管网连接完成后,用木工枪钉进行固定;

9 主管布置间距不宜大于 50m;

10 排水板与支管之间、支管之间、支管与主管之间应采用手型接头、四通、三通或直接接头牢固连接, 连接长度不应小于 50mm;

7.3.12 增压管施工应符合下列规定:

1 增压管的施工可采用机械打设法或人工插设法。当增压管设计深度小于 6m 且场地较软时, 可采用人工插设法, 其他条件下均应采用机械打设法施工;

2 打入深度应满足设计要求, 人工插设增压管定位偏差不得大于 20mm, 机械打设增压管定位偏差不得大于 50mm, 垂直度偏差不大于 1.5%;

3 增压管路连接接头宜选用三通接头, 增压管连接接头与增压管连接牢固, 连接长度不小于 100mm;

4 增压管路连接时, 须对所有接头进行密封处理, 以保证系统的密封性;

5 增压管路连接时, 不宜过紧, 应留有一定的伸缩量以防后期的土体变形;

6 增压管路整体连接完成后, 应及时检查每个增压单元的密封性, 确保后期增压施工的有效性。

7.3.13 增压式真空预压工程, 增压管路系统连接出膜装置和增压泵, 连接处须做密封处理, 以确保密封系统的正常工作。

IV 真空联合堆载预压

7.3.15 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。

7.3.16 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。当采用土作为堆载预压材料时应保护层上铺设 100mm~300mm 厚砂垫层。

7.3.17 堆载施工时可采用轻型运输工具，不得损坏密封膜。

7.3.18 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。

7.3.19 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。

7.3.20 真空和堆载联合预压除满足上述规定外，尚应符合本标准第 7.3 节有关堆载预压和真空预压的规定。

7.4 质量检验

7.4.1 施工过程中，质量检验应包括下列内容：

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。

7.4.2 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。

7.4.3 原位试验可采用十字板剪切试验或静力触探，检验深度不应低于设计处理深度。原位试验和室内土工试验，应在卸载 3d~5d 后进行。单位工程检测数量不应少于 10 个点，超过 3000m² 部分每 500m² 不得少于 1 点。检测同一土层的试验有效数据不少于 6

个。

7.4.4 预压处理后的地基承载力检测数量为场地面积每 300m^2 不应少于 1 个点，超过 3000m^2 部分每 500m^2 不得少于 1 点，每单位工程不应少于 3 点，对于复杂场地或重要建筑的地基应增加检测数量。

8 压实和夯实地基

8.1 一般规定

8.1.1 压实地基适用于处理大面积填土地基。

8.1.2 夯实地基可分为强夯、降水强夯和强夯置换处理地基。强夯及降水强夯处理地基适用于素填土、杂填土、吹填土、碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土等地基；对变形要求不严格的工程，可采用强夯置换处理松散砂土、高饱和度的粉土、软黏土、淤泥质土等地基。

8.1.3 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（构）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（构）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（构）筑物、重要市政设施、地下管线等进行变形监测。

8.1.4 夯实地基处理应符合下列规定：

1 强夯地基处理应符合因地制宜、就地取材、节约资源、保护环境的原则；

2 强夯加固地基设计，应根据被加固的土质条件和厚度、上部结构类型、基础型式、荷载大小及变形要求，选择合理的强夯工艺，确定夯后地基承载力特征值和加固深度；

3 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场选择一个或几个代表性试验区，进行试夯或试验性施工。每个试验区面积不宜小于20m×20m，试验区的数量和位置应根据工程地质条件、场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定；

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

8.1.5 对深厚填土，场地处理后宜考虑地表水和地下水的影响并进行水稳性评价。建（构）筑物的建造时间、顺序及加荷速率应根据填土处理完成后地基的实测沉降趋势，结合拟建建（构）筑物的基础型式和变形控制等要求综合确定。处理后的场地不宜少于1个雨季的自然密实期。

8.2 设计

8.2.1 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、膨胀性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 8.2.1-1 选用：

表 8.2.1-1 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 15 kJ~25kJ）	600~1500	20~40

3 对已经回填完成且回填厚度超过表 8.2.1-1 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_c 控制，并应根据结构类型和压实填土所在部位按表 8.2.1-2 的要求确定：

表 8.2.1-2 压实填土的质量控制

结构类型	填土部位	压实系数 λ_c	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	$\omega_{op} \pm 2$
	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：

$$\rho_{d\max} = \eta \frac{\rho_w d_s}{1 + 0.01 \omega_{op} d_s} \quad (8.2.1)$$

式中： $\rho_{d\max}$ ——分层压实填土的最大干密度（ t/m^3 ）；

η ——经验系数，粉质黏土取 0.96，粉土取 0.97；

ρ_w ——水的密度（ t/m^3 ）；

d_s ——土粒相对密度（比重）（ t/m^3 ）；

ω_{op} ——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 $2.1t/m^3 \sim 2.2t/m^3$ 。

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、盲沟或设置其它排水设施。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 8.2.1-3 的数值确定；

表 8.2.1-3 压实填土的边坡允许值

填 土 类 型	边坡坡度允许值（高宽比）		压实系数（ λ_c ）
	坡高在 8m 以内	坡高为 8~15m	
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 $\rho_c \geq 10\%$ 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。

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，施工前应进行试验段施工，确定施工参数；

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标准式（6.2.2-1）、（6.2.2-2）和（6.2.2-3）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。

8.2.2 强夯、降水强夯处理地基和强夯置换处理地基，应通过现场试验确定其适用性和处理效果。如场地直接作为建筑地基时，应结合建（构）筑物基础型式、荷载大小和变形要求等进行夯实处理设计。场地地下水位高，影响施工或夯实效果时，应采取降水或其它技术措施进行处理。

8.2.3 强夯与强夯置换地基的设计应包括下列内容：

- 1 强夯加固深度；
- 2 夯点的平面布置；
- 3 夯击能、夯锤参数、落距；
- 4 夯点的夯击击数、收锤标准、两遍夯击之间的时间间隔；
- 5 变形和承载力要求；
- 6 周边环境保护措施；
- 7 现场监测和质量控制措施；
- 8 检测方法、参数、数量等要求。

8.2.4 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 8.2.4-1 进行预估；

表 8.2.4-1 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、黏性土等 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
15000	11.0~13.0	10.0~12.0
16000	13.0~13.5	12.0~12.5
18000	13.5~14.0	12.5~13.0

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 18000kN·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 8.3.4-2 的要求；

表 8.2.4-2 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
$4000 \leq E < 6000$	100
$6000 \leq E < 8000$	150
$8000 \leq E < 12000$	200
$E \geq 12000$	250

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。对于砂土、碎石土等粗颗粒土地基，可采用点夯 2 遍~4 遍，对于渗透性较差的细颗粒土，应适当增加夯击遍数；当夯坑深度超过 3m，回填后应对其进行补夯处理；最后以低能量满夯 1 遍~2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接 $1/4 \sim 1/3$ ；

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 周~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进行布置。基础面积较大的建（构）筑物，可按等边三角形或正方形布置夯点；办公楼、住宅建筑等，可根据承重墙位置布置夯点，横向承重墙以及纵墙和横墙交接处墙基下应设有夯点；工业厂房可按柱网布置夯点，柱下应设有夯点。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5 倍~3.5 倍，第二遍夯击点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（构）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 $1/2 \sim 2/3$ ，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；

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，待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行监测和检测，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。初步设计时，可根据原位测试、土工试验结合地区经验确定；

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。

8.2.5 强夯置换处理地基的设计，应符合下列规定：

1 强夯置换有效加固深度为墩长和墩底压密土厚度之和，应根据现场试验或试验性施工的测试结果确定。在选择夯击能时，可按表 8.2.5-1 进行预估：

表 8.2.5-1 强夯置换深度

夯击能 (kN·m)	置换深度 (m)
3000	3~4
6000	5~6
8000	6~7
12000	8~9
15000	9~10
18000	10~11

2 夯点的夯击数应通过现场试夯确定，试夯应符合下列要求：

- 1) 墩长达到设计墩长；
- 2) 在起锤可行条件下，多夯击少喂料，起锤困难时每次喂料宜为夯坑深度的 1/3~1/2；
- 3) 累计夯沉量不小于设计墩长的 1.5 倍~2.0 倍；
- 4) 最后两击的平均夯沉量不大于表 8.2.5-2 所列数值。

表 8.2.5-2 强夯置换墩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 (mm)
$E < 4000$	50
$4000 \leq E < 6000$	100
$6000 \leq E < 8000$	150
$8000 \leq E < 12000$	200
$12000 \leq E < 15000$	250
$E \geq 15000$	300

3 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定；

4 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%;

5 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 倍~2.0 倍。

6 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;

7 夯点间距应根据荷载特点、基础型式、墩体长度、墩体直径和原状土的承载力选定,当满堂布置时,可取夯锤直径的 2 倍~3 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 1.5 倍~2.0 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 1.1 倍~1.2 倍;

8 强夯置换处理范围应符合本标准第 8.2.4 第 6 款的规定。对独立柱基,可采用柱下单点夯;

9 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;

10 墩顶应铺设一层厚度不小于 500mm 的压实垫层,垫层材料的粒径不宜大于 100mm;

11 强夯置换地基处理试验方案的确定,应符合本标准第 8.2.4 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实度随深度的变化;

12 强夯置换墩复合地基沉降可按本标准第 5.3.2~5.3.3 条的有关规定进行计算,并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。夯后有效加固深度范围内土层的变形应采用单墩载荷试验或单墩复合地基载荷试验确定的变形模量计算;

13 强夯置换墩未穿透软弱土层时,应按本标准第 6.2.2 条的

规定验算软弱下卧层承载力。

8.2.6 降水强夯处理地基的设计应符合下列规定：

1 降水强夯宜根据处理面积、处理深度和地下水赋存条件划分为若干个各自独立的降水系统，降水系统可采用轻型井点降水或管井降水等形式，其具体设计应符合相关规范的规定；

2 降水井点的布置应兼顾夯点的布置距离，保证夯击时不对井点造成破坏，并不妨碍强夯机的运行。实际降深应达到起夯面以下不少于 2m；

3 降水深度及降水持续时间应根据土质条件和地基有效加固深度确定，并应在降水施工期间对地下水位进行动态监测，强夯施工时地下水位应低于规定的深度；当土的渗透性较差或者需要时，也可再次进行人工降低地下水；

4 强夯遍数宜为 3 遍~4 遍，单击夯击能宜遵循先轻后重逐渐加大的原则进行，可从 $400\text{kN}\cdot\text{m}$ 逐步增加到大于或等于 $2000\text{kN}\cdot\text{m}$ ，降水强夯的工艺参数应通过试夯确定，全部夯击结束后应对夯击面进行整平碾压；

5 对于重要工程或地质条件特殊的工程，应选择有代表性的区域进行试夯，通过实测降水效果、夯沉量、地下水位、孔隙水压力监测、地面隆起以及夯前夯后加固效果确定夯击能、夯击遍数、夯击击数、间隔时间、与降水的搭接时间等施工参数；

6 降水强夯地基的检测应在施工结束、停止降水且水位恢复后进行。

8.3 施 工

8.3.1 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 压实填土地基施工和使用过程中，应采取防止施工用水、场地雨水和邻近管道渗漏水渗入地基的处理措施；

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，冲压最短直线距离不宜少于 100m；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；

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，并进行振动和噪音监测；

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

8.3.2 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~100t，其底面形状宜采用圆形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值宜为 25kPa~150kPa，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。锤体上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，宜按下列步骤进行：

1) 清理并平整施工场地；

2) 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；

3) 起重机就位，使夯锤置于夯点位置；

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，应及时将坑底整平再进行夯击；

- 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 至 6, 完成第一遍全部夯点的夯击;
- 8) 每一遍夯击完成后, 将场地整平, 并测量整平后的场地高程;
- 9) 在规定的间隔时间后, 进行下一次的夯击, 按上述步骤逐次完成全部夯击遍数;
- 10) 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。

8.3.3 强夯置换处理地基的施工, 应符合下列规定:

- 1 夯锤应根据土质情况、置换深度、加固要求和施工设备确定。夯锤质量可取 10t~60t。夯锤宜采用圆柱形锤, 锤底面积宜按土层的性质确定, 锤底静接地压力值可取 80kPa~300kPa。锤底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔或侧面设置排气凹槽, 孔径或槽径可取 250mm~400mm;

- 2 强夯置换墩的施工顺序宜按“由内而外, 先中间后四周”和“单向前进”的原则进行。当周边有需要保护的建(构)筑物时, 应由邻近建(构)筑物开始夯击并逐渐向远处移动; 当隆起过大时宜隔行跳打, 收锤困难时宜分次夯击。

8.3.4 降水强夯法施工应符合下列规定:

- 1 夯锤宜采用圆柱形平底锤, 质量宜为 8t~40t, 锤底面积宜为 4m²~5m², 锤底静接地压力值宜为 20kPa~80kPa。锤体上应对称设置不少于 3 个上下贯通的排气孔, 孔径宜为 250mm~300mm;

- 2 平整场地至起夯面高程, 按设计要求施工降排水系统, 并预埋孔隙水压力计和水位观测管, 然后进行降水。动态监测地下水位, 每一遍降水达到设计水位后稳定时间不应少于两天。拆除

场区内的降水设备后，应及时进行强夯施工；

3 坑内或场地积水应及时排除，对细颗粒土，应经过晾晒至含水率满足要求后方可施工。

8.3.5 夯实地基施工前，应将测量基准点布设在受施工影响范围以外，夯点定位偏差不大于 50mm。

8.3.6 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它安全措施，防止起落锤时，机架倾覆。

8.3.7 夯实地基施工时，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等施工措施。当地基土的含水率低，影响处理效果时，宜采取增湿措施。

8.3.8 当强夯施工所引起的振动和侧向挤压会对邻近建（构）筑物、市政设施等产生有害的影响时，应对周边环境的影响程度进行评估，明确施工安全距离，设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。施工前，应查明施工影响范围内地下构筑物 and 地下管线的位置，并采取必要的保护措施。

8.3.9 夯实地基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或补夯；

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，尚应监测地表隆起量和填料量；

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。

8.3.10 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。新近深厚

填土夯实地基施工结束后，还应根据处理后实测沉降趋势结合建（构）筑物基础型式和变形要求等综合确定后续工序施工时间。

8.4 质量检验

8.4.1 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，应分层取样检验地基土的压实系数；每 $50\text{m}^2\sim 100\text{m}^2$ 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，基槽每20延米设检测点不少于1个，压实系数不得低于本标准表8.2.2-2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 $2.0\text{g}/\text{cm}^3$ ；

2 有地区经验时，可采用动力触探、静力触探、标准贯入试验等原位试验，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。静载荷试验的检测数量为场地面积每 300m^2 不应少于1个点，超过 3000m^2 部分每 500m^2 不应少于1个点，每单位工程不应少于3点。

8.4.2 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。

8.4.3 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、其它原位测试和室内土工试验等方法综合确定，检测深度应满足设计要求。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实度随深度的变化情况。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，

当处理后墩间土形成 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。

8.4.4 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它有效措施;

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,对于降水强夯的地基,间隔时间不宜少于 28 天。当有孔隙水压力测试时,可按孔隙水压力消散 80%以上时间作为间隔时间;

3 强夯地基加固效果检验,可采用动力触探试验或标准贯入试验、静力触探试验、多道瞬态面波法等原位测试,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(构)筑物的重要性确定,单位工程检验数量不应少于 10 个点(孔),当面积超过 3000m² 应每 500m² 增加 1 点(孔),同一土层的试验有效数据不应少于 6 点;

4 强夯置换地基加固效果检验,应采用开挖检查、钻探等方法,检查墩体直径、墩长、着底情况,尚应采用超重型或重型动力触探、多道瞬态面波法等检测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%,且不得少于 6 点;

5 强夯地基承载力检测数量为场地面积每 300m² 不应少于 1 个点,超过 3000m² 部分每 500m² 不得少于 1 个点,每单位工程不应少于 3 点,对于复杂场地或重要建筑的地基应增加检测数量。强夯置换地基单墩载荷试验检测数量不应少于墩点数的 1%,且不少于 3 点;当采用现场单墩复合地基静载荷试验时,检验数量不应少于墩点数的 1%,且每个建筑载荷试验检测点不应少于 3 点。

9 注浆加固和固化土地基

9.1 一般规定

9.1.1 注浆加固适用于建筑地基的局部加固处理及既有建筑和新建建筑的地基处理等，适用于砂土、粉土、黏性土、软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、碱液、微生物浆液等固化剂。

9.1.2 固化土地基适用于淤泥、淤泥质黏土、淤泥质粉质黏土、软塑至流塑黏土、软塑至流塑粉质黏土、稍密粉土、有机质土、泥炭质土等地基加固。根据固化材料是否与水预混合形成浆液，将固化土地基处理分为干法施工与湿法施工两种。

9.1.3 固化土地基应采用动态设计方法，重视施工监测与分析。在施工阶段应通过试验段进行现场试拌和工艺性试验，验证施工配合比，确定施工工艺和技术参数。

9.2 设计

1 注浆加固

9.2.1 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。

9.2.2 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。

9.2.3 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》GB50007的有关规定进行。

9.2.4 对地基承载力和变形有特殊要求的建筑地基，宜采用注浆加固法与其它地基处理方法联合使用。

9.2.5 水泥为主剂的浆液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 当加固注浆用于建（构）筑物基础体加固时，处理范围不应小于建（构）筑物基础外缘所包围的范围。对扩展基础、筏板基础、壳体基础，注浆范围应超出建（构）筑物地基压力扩散线，地基压力扩散线斜率可按 2:1 取值，地基压力扩散角可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行。加固注浆深度应满足地基承载力的要求或大于计算承载地层的下限；

3 注浆孔间距宜取 1.0m~2.0m；

4 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 1h~2h；

5 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%，注浆点上的覆盖土厚度应大于 2m。当无试验资料时，浆液有效扩散半径的选用应符合表 9.2.5 的有关规定；

9.2.5 土层中浆液有效扩散距离或扩散半径

土的种类	有效扩散距离或扩散半径（m）
碎石类土	1.5~3.0
黏性土	0.4~0.7
砾砂	1.3~2.5
粗砂	1.1~1.6
中砂	0.7~1.1
细砂	0.4~0.7
粉砂	0.3~0.5

6 总注浆量或每孔注浆量可按式估算：

$$Q_{\text{总}} = kvn \quad (9.2.5-1)$$

$$Q_{\text{单}} = \alpha\beta \pi R^2 H n \quad (9.2.5-2)$$

式中： $Q_{\text{总}}$ 、 $Q_{\text{单}}$ ——分别为总注浆量和每孔注浆量（ m^3 ）；

v ——被注浆的土体积（ m^3 ）；

n ——土的孔隙率；

k ——经验系数；软土、黏性土、细砂取 0.3~0.5，中砂、粗砂取 0.5~0.7，砾砂取 0.7~1.0；

α ——浆液损耗系数，一般 1.15~1.30；

β ——浆液充填系数，一般取 0.40~0.95；

R ——浆液有效扩散距离或扩散半径（ m ）；

H ——注浆孔（段）深度（ m ）。

7 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；

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

9.2.6 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；

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、灌浆量等试验确定；无试验资料时，对粗砂、中砂、细砂、粉砂可按表 9.2.6 确定；

表 9.2.6 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	0.3~0.4
	10~20	0.4~0.6
	20~50	0.6~0.8
	50~80	0.8~1.0
粉砂 (单液硅化法)	0.3~0.5	0.3~0.4
	0.5~1.0	0.4~0.6
	1.0~2.0	0.6~0.8
	2.0~5.0	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 倍~1.7 倍；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 0.25 倍加固半径计算；

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。

II 固化土地基

9.2.7 固化土地基设计方案应结合现场气候、地形、地质、水文、材料、使用要求、建设工期和养护条件等因素，综合分析确定，满足承载力、沉降和稳定性的要求。

9.2.8 固化土地基使用的固化材料主要包括固化剂、外加剂、外加土和水等。

9.2.9 固化剂的质量应符合现行行业标准《土壤固化外加剂》CJ/T 486 和《软土固化剂》CJ/T 526 的有关规定。外加剂的技术要求应符合现行国家标准《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119 的相关规定。

9.2.10 固化土地基配合比设计应符合下列规定：

1 初步设计阶段参照以往工程经验和本标准的相关规定，结合岩土工程勘察成果，合理确定固化剂类型和掺量；

2 施工图设计阶段根据工程要求和岩土工程勘察成果,进行现场取样和室内配合比或现场试验,确定固化剂种类及固化土的各项设计技术参数;

3 在施工阶段,施工单位应根据施工图设计阶段提供的设计配合比,进行现场配合比和工艺性试验,通过试搅和试拌,以验证和优化设计参数。

9.2.11 就地固化技术处理深度不宜大于 5m,根据处理形式可分为浅层软土全部固化处理、浅层软土部分固化处理等。就地固化浅层处理深度应满足建(构)筑物承载力、下卧层承载力、地基沉降和稳定性计算要求。当存在较厚软土地段时,若就地固化浅层处理不满足建(构)筑物承载力、变形等使用要求时,可结合竖向增强体联合使用,形成就地固化硬壳层复合地基。

9.2.12 浅层固化设计应进行固化硬壳层表面承载力、下卧层承载力、沉降和稳定性计算分析,根据分析结果确定固化材料及配合比、浅层固化厚度、宽度。

9.2.13 固化土地基需对硬壳层表面承载力及下卧层承载力进行验算。下卧层承载力及固化厚度验算时可将固化土硬壳层等效为换填地基考虑,按本标准第 6.2.2 条的有关规定进行。

9.2.14 固化土地基固化层底面处理宽度可按下式计算确定,且满足路基或基础底面单侧外延伸不小于 1.0m。

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (9.2.14)$$

式中: b' ——固化层底面宽度 (m);

b ——路基或基础底面宽度 (m);

z ——固化层的厚度 (m);

θ ——固化层压力扩散角 ($^{\circ}$),取 $28^{\circ} \sim 45^{\circ}$,无试验资料时取值宜通过试验确定。

9.2.15 就地固化浅层处理软土地基时沉降应满足设计要求,沉降计算包括就地固化加固区与就地固化硬壳层下部土层压缩量两

部分，具体计算应符合下列规定：

1 就地固化加固区变形仅考虑其自身的压缩变形，可根据固化土体的压缩模量进行计算；

2 就地固化硬壳层下各土层压缩变形之和可采用分层总和法计算，具体计算方法可按照《建筑地基基础设计规范》GB 50007 分层总和法计算。

9.2.16 就地固化浅层处理软基时，稳定性计算可采用圆弧滑动法中的有效固结应力法进行计算，固化土的抗剪强度可采用试验段固化土 90d 原状试件测得的无侧限抗压强度值的 1/2，也可按照设计配合比由室内制备的 90d 固化土试件测得的无侧限抗压强度的 30%，稳定安全系数计算可按下式进行：

$$K = \frac{T_s}{T_t} \quad (9.2.16)$$

式中： T_t ——荷载效应标准组合时最危险滑动面上的总剪切力 (kN)；

T_s ——最危险滑动面上的总抗剪切力 (kN)；

K ——安全系数。

9.3 施 工

1 注浆加固

9.3.1 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 $\pm 1\%$ 。注浆孔设计有角度要求时应预先调节钻杆角度，倾角偏差不大于 2° ；

- 4 根据注浆工艺不同分为花管注浆法、袖阀管注浆法等；
- 5 浆液黏度应为 80s~90s, 封闭泥浆 7d 后立方体试块的抗压强度应为 0.3MPa~0.5MPa；
- 6 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；
- 7 注浆用水 pH 值不得小于 4；
- 8 水泥浆的水灰比可取 0.6~2.0, 常用的水灰比为 1.0；
- 9 注浆的流量可取 7L/min~10L/min, 对充填型注浆, 流量不宜大于 20L/min；
- 10 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；
- 11 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；
- 12 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 -3℃的条件下注浆时, 应采取措施防止浆液冻结；
- 13 确定注浆孔位并统一编号、注明施工顺序, 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；
- 14 对渗透系数相同的土层, 应先注浆封顶, 后由下向上进行注浆, 防止浆液上冒。如土层的渗透系数随深度而增大, 则应自下向上注浆。对互层地层, 应先对渗透性或孔隙率大的地层进行注浆；
- 15 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。

9.3.2 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（构）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。

9.3.3 施工过程中应检查并记录注浆压力、浆液流量、注浆时间、注浆量、浆液水比及外加剂用量等施工参数；检查每个注浆孔垂直偏斜率、孔位偏差、钻孔倾角。

II 固化土地基

9.3.4 施工前应根据设计固化方案及要求、固化材料特点及施工控制要点，制订施工组织设计方案。

9.3.5 固化土地基施工设备由强力搅拌头、挖掘机、固化剂供料

系统以及控制系统等组成，最大处理深度不宜大于 5m。固化设备进场应提供产品合格证书或使用维护保养资料，并在施工前应进行检查和调试。

9.3.6 施工前应按第 9.2.10 条的规定做好固化的配合比设计，通过固化试验段确定固化的最佳配合比、施工方法、施工参数和施工工艺，并应符合以下规定：

1 根据设计确定的固化土配合比和设计强度要求，选取典型区段进行现场试搅和工艺性试验，单个配比试验段不小于 25m^2 ，进行现场固化土施工配合比的验证，并对固化土进行相应的试验检测，各项技术指标应符合设计的要求；

2 通过试验段的总结，调整、确定最终固化土的施工配合比和施工工艺，为大面积施工提供技术依据；

3 根据试验工程调整施工组织设计或施工方案。

9.3.7 固化土地基搅拌施工应符合以下规定：

1 固化土应根据试验确定的固化土施工方法施工，就地固化宜采用湿法施工，固化土的施工温度宜大于 4°C ，同时宜避免暴雨天气施工；

2 固化处理宜采用边固化边推进的形式进行，该部分为关键工序，应保证搅拌均匀，其强度满足设计要求。施工中对固化区域进行分块，区块大小宜为 $10\text{m}^2\sim 30\text{m}^2$ ，常规的划分尺寸为 $5\text{m}\times 6\text{m}$ 。各施工方形小区块之间应有不小于 10cm 的复搅搭接宽度，避免漏搅；一般每个点上下搅拌循环次数不小于 2 次，搅拌提升或下降的速率控制在 $0.1\text{m/s}\sim 0.3\text{m/s}$ ，固化剂的喷料速率控制在 $100\text{kg/min}\sim 200\text{kg/min}$ （粉剂）和 $80\text{kg/min}\sim 150\text{kg/min}$ （浆剂）；固化剂施工用量采用信息化管理和物联网手段进行控制；

3 按现场试验段确定的施工工艺和施工参数采用强力搅拌头对原状土进行就地强力搅拌，就地拌合时，将固化剂与原状土逐步搅拌到地基处理深度，搅拌应均匀。对一般软土宜采用原位

垂直上下搅挫固化方式；对表层存在硬壳层的土体宜采用挖掘机翻松搅拌再固化方式。

9.3.8 就地固化搅拌初步平整后应进行表面养护，养护时间宜在7d以上；在有条件的情况下可结合其它地基处理措施，采取相应的预压措施。养护期满足设计要求后，应进行固化土地基施工质量的检验，经检验合格后，方可进行后续的施工作业。

9.4 质量检验

9.4.1 注浆加固处理后地基承载力应进行静载荷试验检验，承载力检测数量为场地面积每300m²不应少于1个点，超过3000m²部分每500m²不得少于1点，每单位工程不应少于3点，对于复杂场地或重要建筑的地基应增加检测数量。

9.4.2 对于以地基防渗为目的的加固质量检验，可采用抽水（注水）试验测定加固地基的渗透性，试验点数不少于3点。

9.4.3 水泥为主剂的注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 应选用标准贯入、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。

9.4.4 硅化注浆加固质量检验应符合下列规定：

1 应采用动力触探或其它原位测试检验加固地基的均匀性；

2 工程设计对土的压缩性有要求时，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；

3 检验数量不应少于注浆孔数的2%~5%。

9.4.5 固化土地基固化剂出厂检验与型式检验项目应符合《软土固化剂》CJ/T 526 和《土壤固化外加剂》CJ/T 486 有关规定。

9.4.6 固化土地基质量检验应符合下列规定：

- 1** 应采用钻孔取样或静力触探检测固化土厚度；
- 2** 应采用静力触探或十字板剪切试验检测就地固化层强度；
- 3** 应采用地基土载荷试验检测固化土地基承载力；
- 4** 检测数量每 300m² 不应少于 1 点，超过 3000m² 的部分每 500m² 不应少于 1 点，且不应少于 3 点。

10 挤密和置换复合地基

10.1 一般规定

10.1.1 挤密和置换复合地基主要包括振冲碎石桩、沉管砂石桩和夯扩桩复合地基。适用于松散砂土、粉土、粉质黏土、素填土、杂填土等地基处理，以及用于处理可液化地基。

10.1.2 对大型的、重要的或场地地层复杂的工程，以及处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和黏性土，应在施工前通过现场试验确定其适用性。

10.1.3 挤密地基处理范围、深度和垫层的设置应根据建（构）筑物的重要性、处理目的和场地条件等综合确定。正式施工前，应按设计要求在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，以确定设计参数和挤密处理效果。

10.1.4 不加填料振冲挤密法地基，适用于黏粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂等地基处理，宜按处理后地基进行设计。宜在初步设计阶段进行现场工艺试验，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。

10.2 设计

10.2.1 挤密和置换复合地基的处理范围应根据建（构）筑物的重要性和场地条件确定，应在基础外缘扩大（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。

10.2.2 桩位布置, 对大面积满堂处理和独立基础, 可采用三角形、正方形、矩形布桩; 对条形基础, 布置在基础内的桩可沿基础轴线采用单排布桩或对称轴线多排布桩。

10.2.3 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。

10.2.4 桩的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 2.0m~3.0m;

2 沉管砂石桩的桩间距, 不宜大于桩直径的 4.5 倍;

3 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

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (10.2.4-1)$$

正方形布置

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (10.2.4-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (10.2.4-3)$$

式中: s ——砂石桩间距 (m);

d ——砂石桩直径 (m);

ξ ——修正系数, 当考虑振动下沉密实作用时, 可取

1.1~1.2; 不考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.0;

e_0 ——地基处理前的孔隙比, 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；

e_{\max} 、 e_{\min} ——砂土的最大、最小孔隙比，可按现行国家标准《土工试验方法》GB/T 50123的有关规定确定；

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取0.70~0.85。

4 采用夯扩挤密施工工艺时，桩间距宜为4~6倍桩身直径，满堂布桩时宜取高值。

10.2.5 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（构）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。

10.2.6 振冲桩桩体材料可采用含泥量不大于5%的碎石、卵石、矿渣或其它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。振动沉管桩桩体材料可采用含泥量不大于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。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。

10.2.7 复合地基的承载力初步设计可按本标准第5.2.5条的规定估算。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，对于松散的砂土和粉土可取原天然地基承载力特征值的

1.2 倍~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。

10.3 施 工

10.3.1 振冲碎石桩处理地基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它合适的设备。施工设备应配有电流、电压和留振时间自动信号仪表；

3 振冲施工时，水泵水压宜为 200 kPa~600kPa，水量宜为 200 L/min~400L/min，振冲器造孔速度宜为 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 每次填料厚度不宜大于 500mm，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，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；

5 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；

6 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；

7 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；

8 振密孔施工顺序，宜沿直线逐点逐行进行。

10.3.2 沉管砂石桩处理地基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型，对黏性土地基宜选用平底型；一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖；

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；对黏性土地基宜从中间向外围或间隔进行；

8 施工时桩位水平偏差不应大于 0.3 倍套管外径，套管垂直度允许偏差应为 $\pm 1\%$ ；

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。

10.3.3 采用夯扩挤密施工时，应本着减少影响邻桩质量的原则，合理安排施工顺序。

10.4 质量检验

10.4.1 挤密和置换复合地基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，应补桩或采取其它有效的补救措施；

2 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、动力触探或其它原位测试等方法；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%。

10.4.2 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。

11 水泥土搅拌桩复合地基

11.1 一般规定

11.1.1 水泥土搅拌桩复合地基处理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）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% 时不宜采用粉体搅拌法。

11.1.2 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，应通过现场和室内试验确定其适用性。

11.1.3 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，也可采用变径双向搅拌形成变径加固体。

11.1.4 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。

11.1.5 水泥土搅拌桩的喷浆（粉）量和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。

11.2 设计

11.2.1 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 变径双向水泥土搅拌桩的变径比宜为 1.5~2.5，变径时的扩大区厚度不应小于 1.5m，且不宜大于桩长的 1/3；

3 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。初步设计时可按本标准式（5.2.5-2）估算，处理后桩间土承载力特征值 f_{sk} （kPa）可取天然地基承载力特征值；桩间土承载力发挥系数 β_s ，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；

4 单桩承载力特征值，应通过现场静载荷试验确定。初步设计时也可按本标准公式（5.2.7-1）和公式（5.2.7-2）进行估算，取其中较小值。公式（5.2.7-2）中为 90d 龄期的水泥土立方体试块抗压强度平均值；桩体强度折减系数（ η ），干法可取 0.20~0.30，湿法可取 0.25~0.33；

5 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；

6 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；

11.2.2 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。

11.2.3 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。

11.3 施 工

11.3.1 用于建（构）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。

11.3.2 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 10mm~15mm，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，搅拌桩垂直度的允许偏差为 1%，桩位的允许偏差为 ± 50 mm，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。

11.3.3 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，宜用流量泵控制输浆速度，使注浆泵出口压力保持在 $0.4\text{MPa}\sim 0.6\text{MPa}$ ，并应使搅拌提升速度与输浆速度同步，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。

11.3.4 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；

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

11.3.5 变径双向水泥土搅拌桩的桩机设备主要包括双动力箱体、同心双轴钻杆、自动伸缩搅拌钻头，变径扩大区的桩体施工应采用重复搅拌工艺（四搅二喷）。

11.4 质量检验

11.4.1 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（ N_{10} ）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 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%，复合地基和单桩静载荷试验数量均不少于 3 点（多轴搅拌为 3 组）；

4 对变形有严格要求的工程，应采用双管单动取样器钻取芯样进行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；

5 对于市政线性工程的复合地基进行载荷试验，检验单桩承载力和复合地基承载力，检验数量分别不应少于总桩数的 0.1%，且不应少于 3 点。

11.4.2 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。

12 高压旋喷桩复合地基

12.1 一般规定

12.1.1 高压旋喷桩复合地基处理适用于处理淤泥、淤泥质土、黏性土（流塑、软塑和可塑）、粉土、砂土、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。

12.1.2 高压旋喷桩复合地基施工前应搜集邻近既有建（构）筑物和地下埋设物等资料，设计时应采取措施避免高压旋喷桩施工对既有建（构）筑物的不良影响。

12.1.3 高压旋喷桩施工工法可选用单管法、双管法、三管法、全方位高压旋喷干法（MJS 工法）和 RJP 工法。

12.1.4 高压旋喷桩方案确定后，应结合工程情况进行现场试验，确定施工参数及工艺。

12.2 设计

12.2.1 高压旋喷桩加固体强度和直径，应通过现场试验确定。

12.2.2 高压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，复合地基承载力特征值可按本标准式（5.2.5-2）估算，单桩竖向承载力特征值可按本标准公式（5.2.7-1）和公式（5.2.7-2）进行估算，取其中较小值。

12.2.3 高压旋喷桩复合地基的地基变形计算应符合本标准第

5.3.2 条和第 5.3.3 条的规定。

12.2.4 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。

12.2.5 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。

12.2.6 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 3 根。

12.3 施 工

12.3.1 高压旋喷桩施工前，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。

12.3.2 高压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。MJS 工法可采用大于 40MPa 的超高压喷射，注浆流量宜为 90L/min~130L/min，提升速度在 2.5cm/min~4cm/min。

12.3.3 高压旋喷注浆，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。水泥浆液的水灰比宜为 0.8~1.2。

12.3.4 高压旋喷桩的施工应符合下列规定：

1 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 $\pm 50\text{mm}$ 。垂直度允许偏差应为 $\pm 1\%$ ；

2 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；

3 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；

4 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；

5 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；

6 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。

12.4 质量检验

12.4.1 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) 施工过程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 施工质量检验点的数量不少于施工孔数的 2%，并不应少于 6 点。

12.4.2 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和单桩静载荷试验的数量均不得少于 3 点。

13 刚性桩复合地基

13.1 一般规定

13.1.1 刚性桩复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土、素填土等土层。对淤泥、淤泥质土地基应按地区经验或现场试验确定其适用性。

13.1.2 刚性桩复合地基中的桩体一般可采用钢筋混凝土桩、素混凝土桩、大直径薄壁筒桩、水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）等刚性桩。钢筋混凝土桩和素混凝土桩包括现浇、预制，实体、空心，以及异形桩等。

13.1.3 刚性桩复合地基中的刚性桩宜采用摩擦型桩。

13.2 设计

13.2.1 刚性桩可只在基础范围内布置。桩的中心与基础边缘的距离不宜小于 1 倍桩径；桩的边缘与基础边缘的距离：条形基础不宜小于 75mm；其他基础型式不宜小于 150mm。用于填土路堤和柔性面层堆场中时，布桩范围尚应考虑稳定性要求。

13.2.2 选择桩长时宜使桩端穿过压缩性较高的土层，进入压缩性相对较低的土层。

13.2.3 桩距应根据基础形式、复合地基承载力、地质条件、施工工艺、周边环境条件等确定。

13.2.4 刚性桩复合地基与基础之间应设置垫层，厚度宜取 200mm~500mm，桩竖向抗压承载力高、桩径或桩距大时取高值。垫层材料宜用中砂、粗砂、级配良好的砂石或碎石、灰土等，最

大砂石粒径不宜大于 30mm。

13.2.5 刚性桩复合地基承载力特征值应通过复合地基竖向抗压载荷试验或综合单桩竖向抗压载荷试验和桩间土地基竖向抗压载荷试验确定。初步设计时也可按本标准公式 (5.2.5-2) 估算, 其中 β_p 、 β_s 宜结合具体工程按地区经验进行取值, 如无地区经验时, β_p 可取 1.00, β_s 可取 0.65~0.90。对于 CFG 桩, β_p 可取 0.8~0.9, β_s 可取 0.9~1.0; 对挤土成桩工艺, 处理后桩间土的承载力特征值, 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。

13.2.6 刚性桩单桩竖向抗压承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时, 可按本标准公式 (5.2.7-1) 估算由桩周土和桩端土的抗力可能提供的单桩竖向抗压承载力特征值, 并按本标准公式 (5.2.7-2) 验算桩身承载力。公式 (5.2.7-1) 中桩端土地基承载力折减系数 (α) 取 1.00; 公式 (5.2.7-2) 中 f_{cu} 为桩体材料试块抗压强度平均值, 桩体强度折减系数 (η) 可取 0.33~0.36, 灌注桩或长桩时用低值, 预制桩取高值。

13.2.7 基础埋深较大时, 尚应考虑复合地基承载力经深度修正后导致桩顶增加的荷载, 可根据地区桩土分担比经验值, 计算单桩实际分担的荷载, 应验算桩体强度。

13.2.8 刚性桩复合地基沉降宜按本标准第 5.3.2~5.3.3 条的有关规定进行计算。

13.3 施 工

13.3.1 刚性桩的施工, 根据现场条件及工程特点可选用合适的成桩施工工艺。当软土较厚且布桩较密, 或周边环境有严格要求时, 不宜选用锤击或振动成桩法。

13.3.2 灌注桩施工应符合下列规定:

1 施工前应按设计要求在室内进行配合比试验, 施工时按配

合比配置混合料；

2 沉管灌注成桩施工拔管速度应匀速，宜控制在 $1.5\text{m}/\text{min}\sim 2\text{m}/\text{min}$ ，如遇淤泥或淤泥质土，拔管速度应取低值；

3 桩顶超灌高度不应小于 0.5m ；

4 成桩过程中，随机抽取做混凝土强度检验试件，来自同一搅拌站的混凝土，每浇筑 50m^3 必须至少留置 1 组试件；当混凝土浇筑量不足 50m^3 时，每连续浇筑 12h 必须至少留置 1 组试件。

13.3.3 预制桩锤击法施工应符合下列规定：

1 首节桩插入时，应认真检查桩位及桩身垂直度偏差，校正后的垂直度偏差应为 $\pm 0.5\%$ ；

2 当管桩沉入地表土后就遇上厚度较大的淤泥层或松软的回填土时液压锤应采用落距为 $200\text{mm}\sim 300\text{mm}$ 的方式施打；

3 管桩施打过程中，宜重锤轻击，应保持桩锤、桩帽和桩身的中心线在同一条直线上，并随时检查桩身的垂直度；

4 在较厚的黏土、粉质黏土层中施打管桩，宜将每根桩一次性连续打到底，减少中间休歇时间；

5 管桩内孔充满水或淤泥时，桩身上部应设置排气(水)孔。

13.3.4 预制桩静压法施工应符合下列规定：

1 压桩机最大压桩力应大于考虑群桩挤密效应的最大压桩动阻力，还应小于压桩机的机架重量和配重之和的 0.8 倍，不得在浮机状态下施工；

2 采用顶压式压桩机时，桩帽或送桩器与桩之间应加设弹性衬垫；

3 采用抱压式压桩机时，夹持机构中夹具应避开桩身两侧合缝的位置；

4 压桩过程中的最大压桩力值应符合设计要求，或根据沉桩工艺试验值确定，不宜大于桩身结构竖向承载力设计值的 1.5 倍。

13.3.5 预制桩植入法施工应符合下列规定：

1 采用组合式施工机械时,施工前应清除水泥土桩施工后的地面返浆;

2 垂直度允许偏差应为 $\pm 0.5\%$;

3 定位允许偏差为 $\pm 10\text{mm}$;

4 芯桩植入水泥土桩中时应采取监控预防措施;

5 接桩时应保证接桩质量和上下节段的桩身垂直度;

6 桩顶标高允许偏差应为 $\pm 50\text{mm}$;

7 水泥土桩施工除应符合现行行业标准《水泥土复合管桩基础技术规程》JGJ/T 330 的有关规定外,尚应符合下列规定:

1) 水泥土桩施工参数应根据成桩工艺性试验确定,并在施工过程中进行控制;

2) 水泥用量应通过调整水泥浆压力与流量、钻杆提升速度、复搅复喷次数进行控制,且应符合设计要求;

3) 桩身深度范围内每米的搅拌次数宜大于 300 次;

4) 施工中钻杆垂直度允许偏差应为 $\pm 1\%$;

5) 对桩顶、芯桩底端及需要提高强度或增加喷搅次数的部位应采取复搅复喷措施;

6) 停浆面高出桩顶设计标高不应小于 500mm,桩径、桩长不应小于设计值。

13.3.6 CFG 桩法施工应符合下列规定:

1 可根据地质条件和周边环境,综合选用长螺旋钻中心压灌、干成孔、振动沉管和泥浆护壁钻孔等施工工艺成桩;

2 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,成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过 200mm;

3 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,严禁先提钻后泵料,且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，宜采取隔桩跳打措施；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 泥浆护壁成孔灌注成桩施工，应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的规定。

13.3.7 挖土和截桩时应注意对桩体及桩间土的保护，不得造成桩体开裂、桩间土扰动等。

13.3.8 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小时，也可采用动力夯实法，夯实后的垫层厚度与虚铺厚度的比值不得大于 0.9。

13.3.9 施工桩体垂直度允许偏差为 $\pm 1\%$ ；对满堂布桩基础，桩位允许偏差为 ± 0.40 倍桩径；对条形基础，桩位允许偏差为 ± 0.25 倍桩径；对单排布桩桩位允许偏差应符合现行国家标准《建筑地基基础工程施工质量验收规范》GB 50202 的有关规定。

13.3.10 当周边环境对变形有严格要求时，成桩过程应采取有效措施，减少对周边环境的影响，确保周边安全。

13.4 质量检验

13.4.1 刚性桩施工过程中应随时检查施工记录，并对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定。

13.4.2 刚性桩复合地基工程验收时，应按下列规定对桩身完整性和承载力进行检测：

1 桩身完整性检测可采用高应变或低应变法，低应变检测数量不应少于总桩数的 20%，且不应少于 10 根；高应变检测数量不应少于总桩数的 5%，且不应少于 5 根；

2 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，检测数量不应少于总桩数的 1%，且每个单体工程的复合地基和单桩静载荷试验的试验数量均不应少于 3 点。

福建省住房和城乡建设厅
信息公开浏览专用

14 桩网复合地基

14.1 一般规定

14.1.1 桩网复合地基适用于处理黏性土、粉土、砂土、淤泥、淤泥质土地基，也可用于处理新近填土、湿陷性土和欠固结淤泥等地基。

14.1.2 桩网复合地基由刚性桩、桩帽、加筋层和垫层构成，适用于荷载较大、变形要求较严格的高路堤段、桥头段、柔性面层堆场等构筑物的地基加固与处理。

14.1.3 桩型可采用预制桩、素混凝土灌注桩、套管灌注桩等，应根据施工可行性、经济性等因素综合比较确定桩型。

14.1.4 桩网复合地基的桩间距、桩帽尺寸、加筋层的性能、垫层及填土层厚度，应根据地质条件、设计荷载和试桩结果综合分析确定。

14.2 设计

14.2.1 桩身截面尺寸或桩径宜取 250mm~500mm，加固土层厚、软土性质差时宜取较大值。

14.2.2 桩的平面布置宜按正方形布桩，桩间距应根据设计荷载、单桩竖向抗压承载力计算确定，方案设计时可取桩径或边长的 5 倍~8 倍。

14.2.3 单桩竖向抗压承载力应通过试桩确定，在方案设计和初步设计阶段，单桩的竖向抗压承载力特征值按现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中的有关规定计算。

14.2.4 当桩需要穿过松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土层时，设计计算应考虑负摩阻力的影响；单桩竖向抗压承载力特征值、桩体强度验算按下列公式计算：

1 对于摩擦型桩，可取中性点以上侧阻力为零，按下式验算桩的抗压承载力特征值：

$$R_a \geq A_c p_k \quad (14.2.4-1)$$

式中： R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值（kN），只记中性点以下部分侧阻值及端阻值；

p_k ——相应于荷载效应标准组合时，作用在桩顶上的平均压力值（kPa），包括单桩处理面积内的桩顶填土重量、桩帽重量、路面结构层重量、路面荷载等；

A_c ——单桩承担的地基处理面积（m²）。

2 对于端承型桩，应考虑负摩擦引起基桩的下拉荷载 Q_n^g ，并按下式验算桩的竖向抗压承载力特征值：

$$R_a \geq A_c p_k + Q_n^g \quad (14.2.4-2)$$

式中： Q_n^g ——桩侧负摩阻力引起的下拉荷载标准值（kN），可按现行行业标准《建筑桩基技术规范》（JGJ94）方法计算；

3 桩身强度应符合本标准公式（5.2.7-2）的要求，式中 f_{cu} 为桩体材料试块抗压强度平均值，桩体强度折减系数（ η ）可取0.33~0.36，灌注桩或长桩时用低值，预制桩取高值。

14.2.5 桩网复合地基承载力特征值应通过复合地基竖向抗压载荷试验或综合桩体竖向抗压载荷试验和桩间土地基竖向抗压载荷试验，并结合工程实践经验综合确定。当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，应根据单桩竖向抗压载荷试验结果，考虑负摩阻力影响，确定复合地基承载力特征值。

14.2.6 初步设计时，可采用本标准公式（5.2.5-2）确定复合地

基承载力特征值时，式中 β_p 可取 1.0；当加固桩属于端承型桩时， β_s 可取 0.1~0.4，当加固桩属于摩擦型桩时， β_s 可取 0.5~0.9，当处理对象为松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时， β_s 可取 0。

14.2.7 正方形布桩时，可采用正方形桩帽，桩帽上边缘设 20mm 宽的 45°倒角。

14.2.8 采用钢筋混凝土桩帽时，其强度等级不应低于 C25，桩帽的尺寸和强度应符合下列要求：

- 1 桩帽面积与单桩处理面积之比宜取 14%~25%；
- 2 桩帽以上填土高度，根据垫层厚度、土拱计算高度确定；
- 3 在荷载基本组合条件下，桩帽的截面承载力应满足抗弯和抗冲剪强度要求；
- 4 钢筋净保护层厚度宜取 50mm。

14.2.9 采用正方形布桩和正方形桩帽时，桩帽之间的土拱高度可按下式计算：

$$h = 0.707(S - a) / \tan \varphi \quad (14.2.9)$$

式中： h ——土拱高度（m）；

S ——桩间距（m）；

a ——桩帽边长（m）；

φ ——填土的摩擦角，黏性土取综合摩擦角（°）。

14.2.10 桩帽垫层以上的最小填土设计高度应按下式计算：

$$h_2 = 1.2(h - h_1) \quad (14.2.10)$$

式中： h_2 ——垫层之上最小填土设计高度（m）；

h_1 ——垫层厚度（m）。

14.2.11 加筋层设置在桩帽顶部，加筋的经纬方向宜分别平行于布桩的纵横方向，应选用双向抗拉同强、低蠕变性、耐老化型的土工格栅类材料。

14.2.12 当应用于路堤工程，桩与地基土共同作用形成复合地基

时，桩帽上部加筋体性能应按边坡稳定需要确定。当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，加筋体的性能应符合下列规定：

1 加筋体的抗拉强度设计值（ T ）可按下列公式计算：

$$T \geq \frac{1.35\gamma_{cm}h(S^2 - a^2)\sqrt{(S-a)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta a} \quad (14.2.12-1)$$

式中： T ——加筋体抗拉强度设计值（kN/m）；

γ_{cm} ——桩帽之上填土的平均重度（kN/m³）；

Δ ——加筋体的下垂高度（m），可取桩间距的 1/10，最大不宜超过 0.2m。

2 加筋体的强度和对应的应变率应与允许下垂高度值相匹配，宜选取加筋体设计抗拉强度对应应变率为 4%~6%，蠕变应变率应小于 2%；

3 当需要铺设双层加筋体时，两层加筋应选同种材料，铺设竖向间距宜取 0.1m~0.2m，两层加筋体之间铺设垫层同种材料，两层加筋体的抗拉强度宜按下式计算：

$$T = T_1 + 0.6T_2 \quad (14.2.12-2)$$

式中： T ——加筋体抗拉强度设计值（kN/m）；

T_1 ——桩帽之上第一层加筋体的抗拉强度设计值（kN/m）；

T_2 ——第二层加筋体的抗拉强度设计值（kN/m）。

14.2.13 加筋层与桩帽之间垫层厚度应不小于 30cm，加筋层以上的垫层厚度不宜小于 20cm，垫层材料应选用碎石、卵石、砾石，最小粒径应大于加筋体的孔径，最大粒径应小于 50mm。

14.2.14 垫层之上的填土材料可选用碎石、无黏性土、砂质土等，不得采用塑性指数大于 17 的黏性土、垃圾土、混有有机质或淤泥的土类，压实标准满足相应规范要求。

14.2.15 桩网复合地基沉降宜按下式估算：

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (14.2.15-1)$$

式中： s_1 ——加固区复合土层压缩变形量（mm）

s_2 ——加固区下卧土层压缩变形量（mm）

s_3 ——桩帽以上垫层和土层的压缩量变形量（mm）

各沉降分量可按下列规定取值：

1 加固区复合土层压缩变形量（ s_1 ），按本标准第 5.3.2 条的规定进行计算，当采用刚性桩时可忽略不计；

2 加固区下卧土层压缩变形量（ s_2 ），按本标准第 5.3.1 条的规定进行计算，须考虑桩侧负摩阻力时，桩底土层沉降计算荷载计入下拉荷载 Q_n^g ；

3 桩土共同作用形成复合地基时，桩帽以上垫层和填土层的变形在施工期完成，在计算工后沉降时可忽略不计；

4 处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，桩帽以上的垫层和土层的压缩变形量（ s_3 ），可按下式计算：

$$s_3 = \frac{\Delta(S-a)(S+2a)}{2S^2} \quad (14.2.15-2)$$

14.3 施 工

14.3.1 预制桩可选用打入法或静压法沉桩，灌注桩可选用沉管灌注、长螺旋钻孔灌注、长螺旋压浆灌注、钻孔灌注等施工方法。桩的施工应执行国家和行业现行有关标准的要求和规定。

14.3.2 根据地质资料和试桩结果确定持力层位置和设计桩长，灌注桩施工应根据揭示的地层和工艺试桩结果综合判断控制施工桩长。饱和黏土地层预制桩沉桩施工时，应以设计桩长控制为主，工艺试桩确定的收锤标准或压桩力控制为辅的方法控制施工桩长。

14.3.3 饱和软土地层挤土桩施工应选择合适的施工顺序，减少挤土效应，加强对相邻已施工桩及施工场地周围环境的监测。

14.3.4 加筋层的施工应符合下列要求：

- 1** 材料的运输、储存和铺设应避免阳光曝晒；
- 2** 应选用较大幅宽的加筋体，两幅拼接时接头强度不小于原有强度的 70%；接头宜布置在桩帽上，重叠宽度不得小于 300mm；
- 3** 铺设时地面应平整，不得有尖锐物体；
- 4** 加筋体铺设应平整，用编织袋装砂（土）压住；
- 5** 加筋体的经纬方向与布桩的纵横方向应相同。

14.3.5 桩帽宜现浇，当采用预制时，应有对中措施。当采用现浇桩帽时，应在桩帽混凝土强度达到设计强度的 70%后方可铺设垫层。桩帽之间应采用砂土、石屑等回填。

14.3.6 加筋体之上铺设的垫层应选用强度较高的碎石、卵砾石填料，不得混有泥土和石屑，碎石最小粒径大于加筋体孔径，应铺设平整。铺设厚度小于 300mm 时，可不作碾压，300mm 以上时应分层静压压实。

14.3.7 垫层以上的填土，按照有关规范要求分层压实，压实度应达到设计要求。

14.4 质量检验

14.4.1 桩网复合地基中桩、桩帽和加筋网的施工过程中应随时检查施工记录，并对照规定的施工工艺逐项进行质量评定。

14.4.2 桩网复合地基工程质量验收，应按下列规定进行：

1 桩身完整性检测可采用高应变或低应变法，低应变检测数量不应少于总桩数的 20%，且不应少于 10 根；高应变检测数量不应少于总桩数的 5%，且不应少于 5 根；

2 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，检测数量不应少于总桩数的 1%，且每个单体工程的复合地基和单桩静载荷试验的试验数量均不应少于 3 点；

3 对灌注桩的质量存疑时宜进行钻芯法检测，检验桩身完整

性、桩长和混凝土抗压强度。

14.4.3 加筋体的检测与检验应包括下列内容：

- 1 各向抗拉强度，以及与抗拉强度设计值对应的材料应变率；
- 2 材料的单位面积重量、幅宽、厚度、孔径尺寸等；
- 3 抗老化性能；
- 4 对于不了解性能的新材料，应测试在拉力等于 70%设计抗拉强度条件下的蠕变性能。

15 监测与检测

15.1 一般规定

15.1.1 地基处理工程应进行施工全过程的监测。

15.1.2 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邻近地面变形监测。

15.1.3 建设单位应委托具备相应资质的第三方检测机构进行工程质量检测，检测项目和数量应符合抽样检验要求。非建设单位委托的检测机构出具的检测报告不得作为工程质量验收依据。

15.2 监 测

15.2.1 地基处理工程监测，应由设计提出监测项目和要求，由业主委托有资质的监测单位进行监测，监测单位应编制监测方案，监测方案应包括监测项目、监测目的、监测方法、测点布置、监测项目预警值和信息反馈制度等内容，经设计、监理和业主等共同认可后实施。

15.2.2 地基处理工程邻近轨道交通、高架道路、隧道、原水引水、合流污水、重要管线、重要文物和设施、近现代优秀建筑等重要保护对象时，监测尚应满足相关管理部门的技术要求。

15.2.3 地基处理工程中的基坑、边坡按《建筑基坑工程监测技术标准》GB 50497 及《建筑边坡工程技术规范》GB50330 及其他有关标准的相关规定执行。

15.2.4 地基处理工程符合下列情况之一的监测项目，应采用自

动化监测：

- 1 环境条件不允许或不可能用现场人工方式进行监测时；
- 2 监测频率要求高于国家现行有关标准，且现场人工方式难以达到要求时；
- 3 需要进行连续实时监测时；
- 4 需要进行连续实时趋势分析及预测时。

15.2.5 自动化监测方案应根据工程特点，采用合理的技术手段、精度要求编制，并应包括保证监测结果可靠性的措施。监测过程应进行比对测量，比对测量应定期实施，并应符合下列规定：

- 1 比对测量频次应根据设计安全等级和周边环境风险等级综合确定，在监测期间的比对测量的频次宜为每月 1 次~2 次；
- 2 当巡查发现传感器位置移动或监测数据多次出现异常时，应立即进行比对测量；
- 3 重要施工节点或改变施工方法时，宜进行比对测量。

15.2.6 换填地基地基在施工过程中宜监测筋材应力、加筋土的水平位移及竖向沉降等。

15.2.7 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、孔隙水压力等监测。真空预压加固区周边有建（构）筑物时，还应进行深层侧向位移和地表边桩位移监测。

15.2.8 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；当强夯施工影响范围内有建（构）筑物和地下管线时，应设置监测点进行变形、扰动及噪音监测；强夯置换施工尚应进行置换深度的监测。

15.2.9 注浆和固化土地基加固过程中，应对地面、周围建（构）筑物、地下管线进行沉降、倾斜、变形和位移监测。每栋建（构）筑物或每条地下管线应不少于 3 个观测点。

15.2.10 当夯实、挤密、旋喷桩、CFG 桩、柱锤冲扩桩、注浆等方法施工可能对周边环境及建（构）筑物产生不良影响时，应对施工过程的振动、孔隙水压力、噪音、地下管线、建（构）筑物变形进行监测。

15.2.11 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；施工过程中还应应对土体位移、孔隙水压力等进行监测。

15.3 检 测

15.3.1 调查、资料收集宜包括下列内容：

1 收集被检测工程的岩土工程勘察资料、地基处理设计文件、施工记录，了解施工工艺和施工中出现异常情况；

2 委托方的具体要求；

3 检测项目现场实施的可行性。

15.3.2 地基处理工程验收检测的检测数量应根据场地复杂程度、建（构）筑物的重要性以及地基处理施工技术的可靠性确定，满足处理地基的评价要求，并按单位工程或子单位工程确定。同一单位工程或子单位工程采用不同地基基础类型或不同地基处理方法时，应按同一条件分别确定检测方法和检测数量。

15.3.3 地基处理工程的验收检测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异常情况等后，根据地基处理的目的，制定检测方案，选择检测方法。检测方案应经监理单位审核通过后实施。检测方案的内容宜包括：工程概况、地质条件、地基处理设计要求、施工工艺、检测方法和数量、检测点选取原则、检测进度计划以及所需的机械或人工配合。

15.3.4 地基检测方法应根据工程重要性、工程地质情况、施工方法等，综合选择浅深结合、点面结合、载荷试验和其他原位测试相结合的多种试验方法综合检测，并应符合先简后繁、先粗后

细、先面后点的原则。检测方法可参照表 15.3.4 进行选择。

表 15.3.4 地基检测方法选择

检测方法 地基类型		载荷 试验	标准 贯入 试验	圆锥 动力 触探 试验	静力 触探 试验	十字 板剪 切 试验	钻芯 法试 验	低应 变法 试验	地基 系数 试验	旁压 试验	多道 瞬态 面波 试验
换填地基		○	○	○	△	×	×	×	○	△	○
预压地基		○	△	△	○	○	△	×	△	○	△
压实地基		○	○	○	○	×	△	×	△	△	○
夯实地基		○	○	○	△	×	△	×	△	△	○
注浆固化土地基		○	△	△	○	△	△	×	×	△	△
挤密和置换地基		○	△	○	△	×	×	×	△	△	△
复 合 地 基	水泥搅拌桩	○	△	△	×	×	○	×	×	×	×
	旋喷桩	○	△	△	×	×	○	×	×	×	×
	CFG 桩	○	×	×	×	×	△	○	×	×	×
	刚性桩	○	×	×	×	×	△	△	×	×	×
	桩网复合地基	○	×	×	×	×	△	△	×	×	×

注：表中符号○表示适用，△表示在一定条件下适用，×表示不适用。

15.3.5 地基处理工程施工验收检验，应符合下列规定：

1 换填地基应分层进行密实度检验，在施工结束后进行承载力检验；

2 高填方地基应分层填筑、分层压（夯）实、分层检验，且处理后的高填方地基应满足密实和稳定性要求；

3 预压地基应进行承载力检验。预压地基排水竖井处理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进行检验；

4 压实、夯实地基应进行承载力、密实度及处理深度范围内

均匀性检验。压实地基的施工质量检验应分层进行。强夯置换地基施工质量检验应查明置换墩的着底情况、密实度随深度的变化情况；

5 注浆加固和固化土地基的承载力应进行静载荷试验检验；

6 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 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。复合地基静载荷试验应采用慢速维持荷载法；

8 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，其检测点不少于 5 处，且安全系数不应小于 2.0。

15.3.6 地基检测应在施工后周围土体达到休止稳定后进行。稳定时间对饱和黏性土地基不宜少于 28d，对非饱和黏性土和粉土地基不宜少于 14d，其他地基不应少于 7d。对有黏结强度增强体的复合地基承载力检测必须在竖向增强体满足龄期要求及强度达到设计强度要求时，并宜在施工结束 28d 后进行。

15.3.7 地基检测的检测位置应按下列要求综合确定：

1 检测点宜随机、均匀和有代表性分布；

2 设计认为重要部位；

3 局部岩土特性复杂可能影响施工质量的部分；

4 施工出现异常情况的部位。

5 当采取两种或两种以上检测方法时，应根据前一种方法的检测结果确定后一种方法的检测位置。

15.3.8 工程验收承载力检测时，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。

15.3.9 静载荷试验采用的承压板尺寸应按设计或有关标准确定。换填地基、预压地基、压实地基、注浆加固及固化土地基、不加填料挤密地基的静载试验的压板面积不应小于 1.0m²；夯实

地基静载试验的压板面积不宜小于 2.0m^2 。复合地基静载试验的压板尺寸应根据设计置换率确定。

15.3.10 当检测结果有异常时,应在原试验点附近重新选点进行试验或在原受检增强体上进行验证检测,验证检测的检测数量宜根据实际情况确定。验证检测应符合下列规定:

1 增强体浅部缺陷可采用开挖验证;

2 单孔钻芯法检测发现增强体桩身存在质量问题时,宜在同一增强体增加钻孔验证,并根据前、后钻芯结果对受检桩重新评价。

15.3.11 当检测结果不满足设计要求时,应进行扩大检测,以查明原因。扩大检测应采用原检测方法或准确度更高的检测方法。扩大检测应符合下列规定:

1 当载荷试验或钻芯法检测结果不满足设计要求时,应分析原因并按不满足设计要求的数量加倍扩大检测;

2 当采用低应变法检测增强体桩身完整性发现有Ⅲ、Ⅳ类桩存在,且检测数量覆盖的范围不能为补强或设计变更方案提供可靠依据时,宜采用原检测方法,在未检桩中继续加倍扩大检测;

3 标准贯入试验、静力触探试验、圆锥动力触探试验、十字板剪切试验、旁压试验或多道瞬态面波试验等方法检测孔(点)数超过 30%不满足设计要求时,应按不满足设计要求的孔(点)数加倍扩大检测,或适当增加载荷试验数量。

15.3.12 验证检测或扩大检测采用的方法和检测数量应得到工程建设有关方的确认。

15.3.13 当对检测结果有怀疑或有争议但又不具备重新检测和验证检测条件时,应由工程建设有关方共同研究确定处理方案。

15.3.14 检测报告应包含下列内容:

1 委托方名称,工程名称、地点,建设、勘察、设计、监理和施工单位,基础类型,设计要求,检测目的,检测依据,检测

数量，检测日期；

- 2 主要岩土工程勘察资料；
- 3 检测对象的编号、位置和相关施工记录；
- 4 检测点的标高、场地标高、地基设计标高；
- 5 检测方法，检测仪器设备，检测过程叙述；
- 6 检测数据，实测与计算分析曲线、表格和汇总结果；
- 7 与检测内容相应的检测结论。

福建省住房和城乡建设厅
信息公开浏览专用

附录 A 地基处理稳定性计算方法

A.0.1 采用有效固结应力法验算时，稳定安全系数计算式为：

$$F = \frac{\sum_A^B (c_{qi} L_i + W_{li} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + W_{li} \cos \alpha_i U_i \tan \varphi_{cqi}) + \sum_B^C (c_{qi} L_i + W_{li} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi})}{\sum_A^B (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{II} \sin \alpha_i} \quad (\text{A.0.1})$$

式中： c_{qi} 、 φ_{qi} ——地基土或路堤填料快剪试验测得的黏聚力(kPa)和
内摩擦角(°)；

φ_{cqi} ——地基土固结快剪试验测得的内摩擦角(°)；

U_i ——地基平均固结度；

其余符号见图 A.0.1。

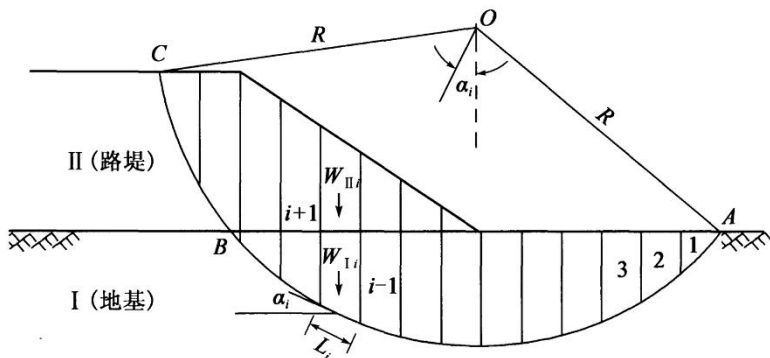


图 A.0.1 安全系数计算图示

A.0.2 采用改进总强度法验算时，稳定安全系数计算式为：

$$F = \frac{\sum_A^B (S_{ui} + W_{li} \cos \alpha_i U_i m_i) L_i + \sum_B^C (c_{qi} L_i + W_{li} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi})}{\sum_A^B (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{li} \sin \alpha_i} \quad (\text{A.0.2})$$

式中：\$S_{ui}\$——由静力触探试验的贯入阻力（单桥探头）或锥尖阻力（双桥探头）换算的十字板抗剪强度或直接由十字板试验得到的抗剪强度（kPa）；

\$m_i\$——地基土层强度增长系数，按表 A.0.2 取值；

其余符号意义同前。

表 A.0.2 地基土层强度增长系数

土 名	描 述	\$m_i\$
泥炭	在潮湿和缺氧条件下，由未充分分解的喜水植物遗体堆积而形成的泥沼覆盖层。呈纤维状，深褐色至黑色。有机质含量大于 60%，含水率大于 300%，孔隙比大于 10	0.35
泥炭质土	喜水植物遗体大部分完全分解后形成的有臭味、呈黑泥状的细粒土。有机质含量在 10%~60%之间（尚可细分为弱泥炭质土、中泥炭质土、强泥炭质土），含水率不超过 300%，孔隙比大于 3	0.20
有机质土	在多水环境下由不同分解的植被植物所组成的细粒土，其中混有矿物颗粒。有机质含量在 3%~10%之间，淤泥、淤泥质土属于此类	0.25
黏质土	塑性指数（76g 锥）大于 17 的土	0.30
粉质土	塑性指数（76g 锥）大于 10，但小于或等于 17 的土	0.25

A.0.3 采用简化 Bishop 法验算时，稳定安全系数计算式为：

$$F = \frac{\sum_A^B \{c'_i b_i + [(W_I + W_{II})_i - u_i b_i] \tan \varphi'_i\} / m_{lci} + \sum_B^C (c_{qi} b_i + W_{li} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi}) / m_{llci}}{\sum_A^B (W_I + W_{II})_i \sin \alpha_i + \sum_B^C W_{li} \sin \alpha_i} \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$m_{lci} = \cos \alpha_i + \tan \varphi'_i \sin \alpha_i / F \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$m_{llci} = \cos \alpha_i + \tan \varphi_{qi} \sin \alpha_i / F \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中： c'_i 、 φ'_i ——地基土三轴试验测得的有效黏聚力（kPa）和有效内摩擦角（°）；

b_i ——分条的水平宽度（m），即 $b_i = L_i \cos \alpha_i$ ；

u_i ——滑动面上的孔隙水压力（kPa）；

其余符号意义同前。

由于稳定安全系数计算公式右端 m_{ci} 中含有 F ，所以安全系数计算需要采用迭代法。

A. 0.4 采用简化 Janbu 法验算时，稳定安全系数计算式为：

$$F = \frac{\sum_A^B \{c'_i b_i + [(W_i + W_{li}) - u_i b_i + \Delta T_i] \tan \varphi'_i\} / m_{ci} / \cos \alpha_i + \sum_B^C [c'_q b'_i + W_{li} \cos \alpha_i \tan \varphi'_q + \Delta T_i] / m_{li} / \cos \alpha_i}{\sum_A^B (W_i + W_{li} + \Delta T_i) \tan \alpha_i + \sum_B^C (W_{li} + \Delta T_i) \tan \alpha_i} \quad (\text{A.0.4})$$

式中： ΔT_i ——土条两侧边界上的剪力增量（kN/m），可以根据土条两侧边界上法向力作用点位置的假定计算出来；

其余符号意义同前。

由于稳定安全系数计算公式右端 m_{ci} 中含有 F ， ΔT_i 计算过程中也含有 F ，所以安全系数计算需要采用迭代法。

本标准用词说明

1 为便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”;反面词采用“严禁”;

2) 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”;反面词采用“不应”或“不得”;

3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”;反面词采用“不宜”;

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的,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 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 3 《岩土工程勘察规范》 GB 50021
- 4 《土工试验方法标准》 GB/T 50123
- 5 《建筑地基基础工程施工质量验收标准》 GB 50202
- 6 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
- 7 《土工合成材料应用技术规范》 GB 50290
- 8 《复合地基技术规范》 GB/T 50783
- 9 《建筑地基基础工程施工规范》 GB 51004
- 10 《吹填土地基处理技术规范》 GB/T 51064
- 11 《高填方地基技术规范》 GB 51254
- 12 《建筑与市政地基基础通用规范》 GB55003
- 13 《建筑地基处理技术规范》 JGJ 79
- 14 《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
- 15 《建筑基桩检测技术规范》 JGJ 106
- 16 《建筑基坑支护技术规程》 JGJ 120
- 17 《既有建筑地基基础加固技术规范》 JGJ 123
- 18 《水泥土配合比设计规程》 JGJ/T 233
- 19 《泡沫混凝土应用技术规程》 JGJ/T 341
- 20 《建筑与市政地基基础技术标准》 DBJ/T 13-07
- 21 《预拌混凝土应用技术标准》 DBJ/T 13-42
- 22 《岩土工程勘察标准》 DBJ/T 13-84
- 23 《大面积基础刚性桩及桩网路基设计与施工技术标准》

DBJ/T 13-221

24 《建筑与市政地基检测技术标准》DBJ/T 13-146

福建省住房和城乡建设厅
信息公开浏览专用

福建省工程建设地方标准

建筑与市政工程地基处理技术标准

DBJ /T13-471-2024

条 文 说 明

编制说明

《建筑与市政工程地基处理技术标准》DBJ/T13-471-2024，经福建省住房和城乡建设厅 2024 年 12 月 31 日以闽建科〔2024〕63 号文批准发布，并经住房和城乡建设部备案，备案号为 J17962-2025。

本标准制订过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国地基处理工程建设的实践经验，同时参考了国外先进技术法规、技术标准编制而成。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本标准时能正确理解和执行条文规定，《建筑与市政工程地基处理技术标准》编制组按章、节、条顺序编制了本标准的条文说明，对条文规定的目的、依据以及执行中需要注意的有关事项进行了说明。但是，本条文说明不具备与标准正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握标准规定的参考。

目 次

1 总 则	121
2 术语和符号	123
2.1 术 语	123
3 基本规定	124
4 勘察要点	127
5 地基处理计算	129
5.1 荷载计算	129
5.2 承载力计算	129
5.3 沉降计算	132
5.4 稳定分析	133
6 换填地基	136
6.1 一般规定	136
6.2 设 计	137
6.3 施 工	142
6.4 质量检验	143
7 预压地基	145
7.1 一般规定	145
7.2 设 计	146
7.3 施 工	151
7.4 质量检验	153
8 压实和夯实地基	154
8.1 一般规定	154
8.2 设 计	155

8.3 施 工	162
8.4 质量检验	165
9 固化土地基	168
9.1 一般规定	168
9.2 设 计	169
9.3 施 工	172
9.4 质量检验	176
10 挤密和置换复合地基	178
10.1 一般规定	178
10.2 设 计	179
10.3 施 工	181
10.4 质量检验	184
11 水泥土搅拌桩复合地基	186
11.1 一般规定	186
11.2 设 计	188
11.3 施 工	190
11.4 质量检验	194
12 高压旋喷桩复合地基	195
12.1 一般规定	195
12.2 设 计	197
12.3 施 工	197
12.4 质量检验	201
13 刚性桩复合地基	202
13.1 一般规定	202
13.2 设 计	202
13.2 施 工	204
13.4 质量检验	206
14 桩网复合地基	207
14.1 一般规定	207

14.2	设 计	208
14.3	施 工	218
14.4	质量检验	219
15	监测与检测	220
15.1	一般规定	219
15.2	监测	220
15.3	检测	223

1 总 则

1.0.1 我国大规模的基本建设需要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。近些年来我国地基处理水平不断提高,地基处理已成为活跃的土木工程领域中的一个热点。随着工程建设的需要,建筑使用功能的要求的不断提高,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的不断扩大。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、保护环境。

福建省的地基处理工程发展迅速,有以下特点:

(1) 福建省特殊的地质条件

福建省沿海区域软土主要为滨海相淤积成因,为近代海退或人工围垦后形成的浅海堆积,在省内分布范围广,面积大,其主要类型为淤泥、淤泥质黏土、淤泥混砂等,呈两层或多层分布,具有压缩性高、厚度变化大、灵敏度高等特点,工程地质条件和水文地质条件复杂,国家行业标准及其他地区相关技术标准,缺乏针对性且适用性不强。

(2) 地基处理质量要求更加严格

随着国家“一带一路”计划的不断推进,规模宏大的房建、市政、交通、水利、港口、高铁、高速公路、机场跑道等基础设施兴建,对地基处理质量的要求越来越高。大面积地基加固、高填方地基稳定性、严苛的沉降控制标准等技术难点问题对地基处

理的概念、技术、固结沉降分析等都提出了新的机遇和挑战，尤其是随着我国围垦造田的快速发展，浅滩软土、湖泊、滨海等地基处理技术难点也层出不穷。福建省地处东南沿海，地形以山地、丘陵为主，工程建设难度较大，面对新机遇、新挑战，亟需制定相应的技术标准以规范工程项目建设行为，满足新时代项目建设的实际需要。

(3) 地基处理技术新进展

近年来，原有地基处理技术在面临新应用环境和领域过程中，得到了更新发展，例如：加筋碎石桩、布袋加筋注浆、浆固碎石桩及多种方法的联合应用等，体现出由单一加固技术向复合加固技术发展、加固体由单一材料向复合材料发展、复合地基加固技术与非复合地基加固技术结合、静力加固与动力加固技术结合以及机械加固与非机械加固结合的技术发展特点，其中一些复合加固方法已得到较为广泛的应用，例如真空-堆载联合预压技术等，已取得了较为成熟的经验，但也有一些方法尚在不断的验证与发展中，其机理有待进一步研究，设计、施工、检测与验收等尚需规范化和标准化。

1.0.2 本标准适用于建筑和市政工程地基处理的设计、施工和质量检验，铁路、交通、水利、电力工程的建（构）筑物地基可根据工程的特点采用本标准的处理方法。

1.0.3 因地制宜、就地取材、保护环境和绿色施工是地基处理工程应该采取的技术经济观点，符合国家的技术经济政策。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 对于将用于工程建设的削山填谷、围海造地、吹填造陆等方法形成的深厚填土场地或大面积回填吹填软土地基，为了满足相关规范对场地强度、变形、稳定性和建筑适宜性要求，需采取相应的地基处理方法对其进行处理，此类处理过程称为场地处理。场地的概念是宏观的，它不仅代表着承托建（构）筑物基础的这一部分范围很小的场地，还应扩大涉及某种地质现象或工程地质问题所概括的地区。

2.1.2 本标准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，包括散体材料桩、各种刚度的黏结材料桩形成的人工地基，以及各种形式的刚-柔性桩复合地基。

2.1.20 桩网复合地基的特点是网格布桩、桩土刚度强度差异显著、加筋褥垫层填料内部存在水平土压力。

3 基本规定

3.0.1 本条规定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(构)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益。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,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(构)筑物对地基要求较高时,采用单一的地基处理方法处理地基,往往满足不了设计要求或造价较高,而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法可能是最佳选择。

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 本条对处理后的地基应进行的设计计算内容给出规定,具

体要求与现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2012 第 3.0.4 条要求一致。地基处理宜明确是场地处理还是建（构）筑物地基处理，两者处理要求是不一样的。对于大面积的填土地形成过程，为了提高填土体的密实程度，减少土体的沉降，同时为满足地坪、道路、管线以及小型临时建（构）筑物的使用需求，宜按照场地处理来设计施工，应满足场地标高、地基强度、变形控制、场地稳定性和环境保护等要求。场地处理以工后沉降、不均匀沉降和地基承载力为主要控制目标时，宜采用真空预压、堆载预压、真空联合堆载预压、分层压实、强夯、挤密等方法进行地基处理，必要时采用刚性桩复合地基或桩基础进行处理。

3.0.5 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。

3.0.6 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，不对地基土和地下水造成新的污染。地基处理采用材料的耐久性要求，应符合有关规范的规定。《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，《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。

3.0.7 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（构）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。

3.0.8 本条为《建筑与市政地基基础通用规范》GB 55003 中有关处理地基验收检验的规定，并补充了《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 中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）。

3.0.9 本条规定建（构）筑物地基进行地基处理，应对地基处理后的建（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。

4 勘察成果要求

4.0.1 本标准中勘察要点主要针对详勘阶段或补勘阶段勘察,为了增强勘察工作的针对性和目的性,勘察要求可由设计人员制定或确认。

4.0.3 本条为《建筑与市政地基基础通用规范》(GB 55003-2021)对拟建场地的岩土工程勘察成果的总体要求。

4.0.4~4.0.7 根据我省较常采用的地基处理方法,规定了不同的地基处理方法对岩土工程勘察的基本要求,各种地基处理方法岩土工程勘察时,应重点查明以下内容:

1 换填地基的关键是应选择适宜的换填材料、碾压设备,以及控制好垫层的碾压密实度,并应注意地下水位对填土碾压密实度的影响,以及换填材料对地下水的污染;

2 预压法的关键是使荷载的增加与地基承载力的增长率相适应。为加速地基固结速率,采用该方法时一般均应设置砂井或排水板以增加地基的排水通道;

3 强夯法适用于碎石土到黏性土的各种土类,但对饱和软黏土应慎重使用。由于其施工产生的噪音和振动对周边环境影响较大,应查明可能影响范围内的各类不利埋藏物,并加强试验监测。强夯施工前应进行现场试夯,通过试验确定强夯的设计参数:单点夯击能、最佳夯击能、夯击遍数和夯击间歇时间等;

4 注浆和固化土地基应注意大部分浆液对环境具有一定的影响,防止浆液对地下水的污染。

4.0.8~4.0.9 桩土复合地基包括柔性桩复合地基(如砂桩、碎石桩等)、半刚性桩复合地基(如水泥搅拌桩、高压旋喷桩等)、刚

性桩复合地基（如 CFG 桩、素混凝土桩、预制桩等）等。岩土工程勘察需探明不良地质体（主要指暗埋的古河道、沟浜、暗塘、孤石和土洞等）、不利埋藏物（主要指地下管线、旧基础、填石、地下设施等）、桩体与水土间的相互作用（主要指地下水土对桩材的腐蚀性，桩材对周围环境的污染等）、成桩工艺对环境的影响（包括噪音、振动、侧向挤土、地表的隆起、沉陷等）。

5 地基处理计算

5.1 荷载计算

5.1.1 本条规定了地基处理设计时应采用的作用组合条件和相应的抗力限值。

5.2 承载力计算

5.2.3 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标准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，根据足够的地区工程经验和验证对比资料，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二倍），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，这些处理地基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、夯实地基以及其它处理地基,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。

3 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。

5.2.5 本标准公式(5.2.5-1)中 k_p 反映复合地基中桩体实际竖向抗压承载力与自由单桩竖向抗压承载力之间的差异,与施工工艺、面积置换率、桩间土工程性质、桩体类型等因素有关,多数情况下可能稍大于 1.0,一般情况下可取 $k_p=1.0$; k_s 反映复合地基中桩间土地基实际承载力与天然地基承载力之间的差异,与桩间土的工程性质、施工工艺、桩体类型等因素有关,多数情况下大于 1.0,特别在可挤密地基中进行挤土桩施工后,桩间土地基实际承载力比天然地基承载力有较大幅度提高。 λ_p 反映复合地基破坏时桩体竖向抗压承载力发挥程度,混凝土基础下复合地基中桩体竖向抗压承载力发挥系数(λ_p)可取 1.0,而填土路堤和柔性面层堆场下的复合地基中桩体竖向抗压承载力发挥系数(λ_p)取值宜小于 1.0。 λ_s 反映复合地基破坏时桩间土地基承载力的发挥程度,混凝土基础下复合地基中桩间土地基承载力发挥系数(λ_s)取值宜小于 1.0,而填土路堤和柔性面层堆场下的复合地基中桩间土地基承载力发挥系数(λ_s)可取 1.0。

5.2.6 散体材料桩的竖向抗压承载力主要取决于桩周土所能提供的侧限力。计算桩周土所能提供的侧限力的计算方法很多,如 Brauns(1978)计算式,圆孔扩张理论计算式, Wong H. Y. (1975) 计算式, Hughes 和 Withers (1974) 计算式,郑俊杰(2001) 计算式以及经验公式等。根据郑俊杰(2001)的研究,可将考虑了

桩周土自重应力和桩周土地表荷载的被动土压力作为桩周土所能提供的侧限力，按下式计算：

$$\sigma_{ru} = \frac{1}{2}(\gamma_s z + \sigma_s)K_{pp} + 2c_s \sqrt{K_{ps}} \quad (1)$$

式中： σ_{ru} ——桩周土所能提供的最大侧限力（kPa）

γ_s ——桩周土的重度（kN/m³）；

z ——鼓胀深度（m），可按 $z = 2r_p \sqrt{K_{pp}}$ 计算；

K_{pp} ——桩体材料被动土压力系数；

σ_s ——桩周土地表荷载（kPa）；

K_{ps} ——桩周土被动土压力系数；

c_s ——桩周土粘聚力（kPa）；

对重要工程建议多种计算式估算，结合工程经验合理选用桩周土所能提供的侧限力。

5.2.7 采用本标准公式（5.2.7-1）计算由桩周土和桩端土的抗力提供的单桩竖向抗压承载力特征值和采用本标准公式（5.2.7-2）计算由桩体材料强度提供的单桩竖向抗压承载力特征值时，应重视下述几点：

1 采用本标准公式（5.2.7-1）计算由桩周土和桩端土的抗力提供的单桩竖向抗压承载力特征值时，对柔性桩应重视桩的有效长度。当实际桩长大于桩的有效桩长时，应取有效桩长计算单桩竖向抗压承载力特征值。桩的有效桩长与桩土相对刚度有关。

2 采用本标准公式（5.2.7-2）计算由桩体材料强度提供的单桩竖向抗压承载力特征值时，应重视对各种刚性桩和柔性桩参数的物理意义和取值大小的差异。

3 刚性桩复合地基设计中宜使由本标准公式（5.2.7-2）计算得到的单桩竖向抗压承载力特征值大于由本标准公式（5.2.7-1）计算得到的单桩竖向抗压承载力特征值，以满足长期工作条件下，由于土体蠕变等因素造成桩土荷载分担比增大。

4 柔性桩复合地基设计中应力求由本标准公式（5.2.7-1）计算得到的单桩竖向抗压承载力特征值和由本标准公式（5.2.7-2）计算得到的单桩竖向抗压承载力特征值接近，以取得较好经济效益。

5.3 沉降计算

5.3.1 换填地基、压实地基、夯实地基及固化土地基等类型的地基竖向变形主要包括垫层、加固层及下卧层的变形。对于垫层变形，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地基，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 1 选用。

表 1 垫层模量（MPa）

模量 垫层材料	压缩模量 E_s	变形模量 E_0
粉煤灰	8~20	—
砂	20~30	—
碎石、卵石	30~50	—
矿渣	—	35~70

注：压实矿渣的 E_0/E_s 比值可按 1.5~3.0 取用。

对于压实地基、夯实地基及固化土地基的加固层性质一般难以通过计算确定，工程使用时应开展必要的试验，获得沉降计算所需的相关参数。

下卧层顶面承受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。下卧层顶面的附加压力可参照相关规范采用压力扩散角法等方法计算。

5.4 稳定分析

5.4.1 地基稳定分析中强调采用的稳定分析方法，分析中的计算参数，计算参数的测定方法，稳定性安全系数取值四者应相互匹配非常重要。岩土工程中稳定分析方法很多，所用计算参数也多。以饱和黏性土为例，抗剪强度指标有有效应力指标和总应力指标两类，也可直接测定土的不排水抗剪强度。采用不同试验方法测得的抗剪强度指标值，或不排水抗剪强度值是有差异的。甚至取土器不同也可造成较大差异。对灵敏度较大的软黏土，采用薄壁取土器取样试验得到的抗剪强度指标值比一般取土器取的大30%左右。在岩土工程稳定分析中取的安全系数值一般是特定条件下的经验总结。目前不少规程规范，特别是商用岩土工程稳定分析软件中不重视上述四者相匹配的原则，采用再好的岩土工程稳定分析方法也难以取得客观的分析结果，失去进行稳定分析的意义，有时会酿成工程事故，应予以充分重视。

5.4.2 地基稳定分析方法宜根据地基处理类型合理选用。有效固结应力法考虑了软基路堤施工的实际情况，即路堤并非瞬间填到设计高度，而是按照一定的施工速率逐渐填筑。当在强度很差的地基上需要修筑高路堤时可以按照这一计算模式对采取分期加载的方法逐渐使地基固结强度提高后的安全系数进行验算，以保证路堤填筑过程中的稳定满足要求。

改进总强度法是以 $\varphi=0^\circ$ 法为基础发展而来的，它是基于 $\varphi=0^\circ$ 法利用原位测试资料[采用静力触探试验的贯入阻力（单桥探头）或锥尖阻力（双桥探头）换算的十字板抗剪强度或直接由十字板试验得到的抗剪强度]，借用有效固结应力法计算地基强度随固结增加的思想，采用强度增长系数计算固结过程中强度的增量。采用该方法与静力触探试验相结合，为软基路堤稳定验算提供了一种高效可靠的途径。

简化 Bishop 法和 Janbu 法都是较精确的计算方法，Janbu 法

还常用于非圆滑动面的稳定验算。由于两种计算方法采用有效抗剪强度指标, 取样试验的工作量比较大, 设计中全部采用这种方法计算有一定困难, 可以在试验工程中或路堤的重点部位有选择性地应用。

以上四种方法的计算公式可参考本规范附录 A。

关于计算指标, 对于一般处理地基, 加固区强度指标可采用处理后土体综合抗剪强度指标, 未加固区可采用天然地基土体抗剪强度指标。

对于复合地基散体材料桩复合地基, 稳定分析中最危险滑动面上的总滑动力矩可由传至复合地基面上的总荷载确定, 最危险滑动面上的总抗滑力矩计算中, 复合地基加固区强度指标可采用复合土体综合抗剪强度指标, 也可分别采用桩体和桩间土的抗剪强度指标; 未加固区可采用天然地基土体抗剪强度指标。

对于柔性桩复合地基可采用上述散体材料桩复合地基稳定分析方法。在分析时, 应视桩土模量比对抗力的贡献进行折减。

对于刚性桩复合地基, 最危险滑动面上的总滑动力矩可只考虑传至复合地基桩间土地基面上的荷载, 最危险滑动面上的总抗滑力矩计算中, 可只考虑复合地基加固区桩间土和未加固区天然地基土体对抗力的贡献, 稳定安全系数可通过综合考虑桩体类型、桩土面积置换率、工程地质条件、桩持力层情况等因素确定。稳定分析中没有考虑由刚性桩承担的荷载产生的滑动力矩和刚性桩抵抗滑动的贡献。由于没有考虑由刚性桩承担的荷载产生的滑动力的效应可能比刚性桩抵抗滑动的贡献要大, 稳定分析安全系数可适当提高。

5.4.3 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。

处理后的地基上建（构）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。

相关验算结果表明，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。

6 换填地基

6.1 一般规定

6.1.1 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。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 规定了换填地基法的适用范围及基本原则等，参照执行。

6.1.3 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。

6.1.4 开挖基坑后，利用分层回填夯压，也可处理较深的软弱土层。但福建地区尤其是沿海区域地下水位普遍较高，换填基坑开挖过深时常因地下水位高，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，与换填地基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标准第 8 章有关规定执行。

6.2 设计

6.2.1 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 50mm，但不宜大于 100mm，否则将影响垫层的夯压效果。

矿渣的稳定性是其是否适用于作换填地基材料的最主要性能指标。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，对用于换填地基的矿渣，同样要考虑放射性、对地下水及环境的影响及对金属管网、构件的影响。

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。

泡沫混凝土指以水泥为主要胶凝材料，并在骨料、外加剂和水等组分共同制成的浆料中引入气泡，经混合搅拌、浇筑成型、养护而成的具有闭孔结构的轻质多孔混凝土，具备轻质、保温、隔热耐火、隔音和抗冻等材料特性。由于其压缩性良好、强度范围可控，近年来应用于建筑与市政工程补偿地基取得了较好的效果，可有效减少地基不均匀沉降及加宽路基填筑差异变形等问题。泡沫混凝土应用于地基处理工程中时，应以服役性能为目标进行配合比设计。现行行业标准《泡沫混凝土应用技术规程》JGJ/T 341 对泡沫混凝土材料的性能、制备、设计、施工、验收等环节作出了规定，可用于指导地基处理工程中的泡沫混凝土应用。

预拌水泥土外加剂具有改善水泥土加固体性能的作用，是提高水泥土强度的有效措施之一。可根据工程需要和土质条件选用不同类型的外加剂和掺合料，其掺入比应根据配合比试验确定。现行国家标准《混凝土外加剂》GB 8076 和《混凝土外加剂应用技术规范》GB 50119 均对水泥土外加剂性能作出了明确规定，参照执行。

6.2.2 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，使下卧层顶部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，经本标准式（6.2.2-1）复核，最后确定垫层厚度。

下卧层顶面的附加压力值计算，最常用的是扩散角法，按本标准式（6.2.2-2）或式（6.2.2-3）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。

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° 。

现浇泡沫混凝土、预拌水泥土的应力扩散角，目前积累的工程经验资料较少，建议通过试验确定。

6.2.3 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 $z \cdot \tan\theta$ ，且不得小于 300mm，如图 1 所示。

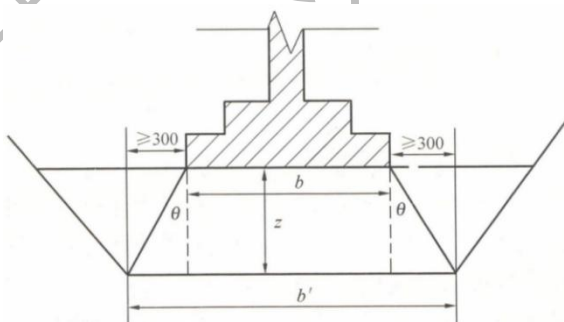


图 1 垫层宽度取值示意

6.2.4 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。

6.2.5 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，本条强调经换填地基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（构）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，当施工达到本标准要求的压实标准后，初步设计时可以参考表 2 所列的承载力特征值取用。

表 2 垫层的承载力

换填材料	承载力特征值 f_{ak} (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
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。

6.2.6 我国软黏土分布地区的大量建（构）筑物沉降观测及工程经验表明，采用换填地基进行局部处理后，往往由于软弱下卧层的变形，建（构）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（构）筑物的沉降计算，以保证地基处理效果及建（构）筑物的安全使用。

6.2.7 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地基，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 3 选用。

表 3 垫层模量 (MPa)

垫层材料 \ 模量	压缩模量 E_s	变形模量 E_0
砂	20~30	—
碎石、卵石	30~50	—
矿渣	—	35~70

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。

6.2.9 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。

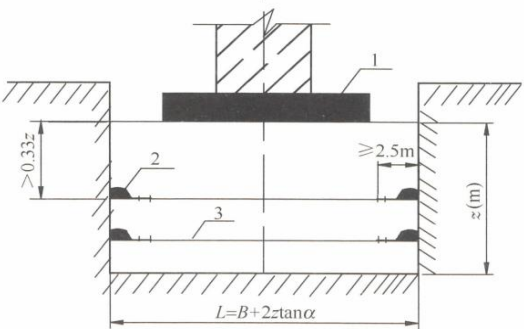


图 2 胞腔式固定方法

1—基础；2—胞腔式砂石袋；3—筋带；z—加筋垫层厚度

现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 给出了加筋土垫层工程案例分析，可参照适用。

6.2.12 本条提出泡沫混凝土弹性模量与抗压强度关系式为试验统计回归分析结果，现有试验结果表明泡沫混凝土抗压强度与弹性模量间具有较好的线性关系。

6.3 施 工

6.3.1 换填地基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。

6.3.3 为获得最佳密实效果，宜采用垫层材料的最优含水量 ω_{op} 作为施工控制含水量。对于粉质黏土和灰土，现场可控制在最优含水量 $\omega_{op} \pm 2\%$ 的范围内；当使用振动碾压时，可适当放宽下限范围值，即控制在最优含水量 ω_{op} 的 $-6\% \sim +2\%$ 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 $\omega_{op} \pm 2\%$ 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 $\omega_{op} \pm 4\%$ 的范围内。若土料湿度过大或过小，应分别予以晾晒、翻松、掺加吸水材料或洒水湿润以调整土料的含水量。对于砂石料则可根据施工方法不同按经验控制适宜的施工含水量，即当用平板式振动器时可取 15%~20%；当用平碾或蛙式夯时可取 8%~12%；当用插入式振动器时宜为饱和。对于碎石及卵石应充分浇水湿透后夯压。

6.3.4 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（构）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，对该不均匀点可不作处理。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。

6.3.5 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。

6.3.6 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。

6.3.7 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。

6.3.8 泡沫混凝土浇筑过程中的质量检验方法和检测频率应符合现行行业标准《泡沫混凝土应用技术规程》JGJ/T 341、《泡沫混凝土》JG/T 266、《气泡混合轻质土填筑工程技术规程》CJJ/T 177 有关要求。

6.4 质量检验

6.4.1 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 200cm^3 ,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。

6.4.2 换填地基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。

6.4.4 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地基处理的厚度,静载荷试验压板的面积不应小于 1.0m^2 。

6.4.6 泡沫混凝土浇筑过程中的质量检验方法和检测频率应符合现行行业标准《泡沫混凝土应用技术规程》JGJ/T 341、《泡沫混凝土》JG/T 266、《气泡混合轻质土填筑工程技术规程》CJJ/T 177 有关要求。

6.4.7 预拌水泥土的质量检验应根据《预拌水泥土》GB/T 14902、《普通混凝土拌合物性能试验方法标准》GB/T 50080、《混凝土物理力学性能试验方法标准》GB/T 50081、《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法标准》GB/T 50082、《混凝土强度检验评定标准》GB/T 50107 等相关现行国家标准规定及福建省工程建设地方标准《预拌水泥土应用技术标准》DBJ/T 13-42 进行。

7 预压地基

7.1 一般规定

7.1.1 预压法是一种较为典型的针对大面积软土地基的综合处理方法，该类方法无论从理论分析，还是设计、施工环节控制都较为成熟，可以参照相关现行国家标准结合已有工程经验和测试成果进行分析设计。

7.1.3 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。

7.1.4 对于变形控制严格的工程，设计时应根据所计算的建（构）筑物最终沉降量并对照建（构）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（构）筑物允许变形要求。

7.1.5 超载预压可缩短处理工期，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。

7.1.6 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。

7.2 设计

I 堆载预压

7.2.2 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。近几年的工程实践表明，采用比较大的等效孔径的塑料排水板，吹填土等软土地基的加固效果更有保证，即使软土中的细颗粒透过滤膜进入到排水板内部，也会被真空泵抽走，不会影响工程质量。

7.2.3 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 k_h 的比值大小和竖井深度等。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。

7.2.5 对逐渐加载条件下竖井地基平均固结度的计算，本标准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。

现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 给出了地基平均固结度计算算例，可作为工程应用参照。

7.2.6 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。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 讨论了井阻与涂抹对土层固结速率的影响，可用于指导工程实践。

7.2.7 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，而其它土则所占比例不大，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它影响因素，根据多项工程实测资料推算，正常固结黏性土地基的 ξ 值在 1.1~1.4 之间。

7.2.8 软土地基处理施工过程中，还需根据现场实测资料来推算最终沉降量及固结度，以便对地基处理过程质量进行控制，判断是否达到设计卸载条件，是否满足设计要求。根据实测沉降曲线推算地基的最终沉降量有多种方法，目前常用的有经验双曲线法和三点法。本标准推荐的是经验双曲线法，它是将满载后的所有观测结果都参与统计分析，剔除异常点后求得和值，从而求得最终沉降量。在用经验公式推算最终沉降量前，均应舍去实测 $S-t$ 曲线上的不合理点，并拟合成一条光滑曲线。相关参数可按照下图 3 确定：

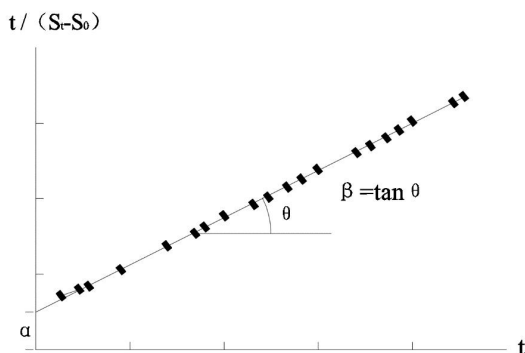


图3 α 值与 β 值确定示意图

实际施工过程中,由于孔隙水压力测试元件数量、仪器精度、干扰因素等制约和影响,地基应力固结度不如利用地表沉降标观测资料推算的地基应变固结度直观和可靠;另外,用沉降法得到的是整个土层的平均值,而孔隙水压力只反映某一点的固结,只有足够数量的观测点,取得整个土层孔隙水压力的分布资料,才可以计算出土层的平均固结度。因此,软土地基处理设计和施工中一般采用地基应变固结度控制指标。

7.2.9 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,本标准暂未能提出具体预计方法。

对正常固结饱和黏性土,本标准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。

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\sigma_z \cdot U_t \tan \varphi_{cu} \quad (2)$$

式中: τ_{f0} 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 c_{cu} ， q_{cu} 计算或由原位十字板剪切试验测定。

7.2.10 砂垫层砂料宜选用中粗砂，含泥量应小于 5%，砂料中可混有少量粒径小于 50mm 的砾石。砂垫层的干密度应大于 1.5g/cm^3 ，其渗透系数宜大于 $1\times 10^{-2}\text{cm/s}$ 。中粗砂垫层应严格按照要求分层摊铺，尽可能减少“拱淤”现象。

II 真空预压

7.2.12 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（构）筑物基础轮廓线，并不小于 3.0m。工程经验表明，在距真空预压边界 15m 范围内会产生较为明显的沉降，20m 以外沉降和侧向位移会较小。

7.2.13 工程经验表明，当黏土密封墙的黏粒含量大于 15%，渗透系数应小于 $1\times 10^{-5}\text{cm/s}$ ，可以起到密封的作用。

7.2.17 中砂或粗砂中的含泥量是指公称粒径不大于 0.08mm 的颗粒质量占砂料总质量的百分比。天津港地区真空预压及真空联合堆载预压工程中水平排水砂垫层的厚度多采用 0.4m，均取得了满意的加固效果。针对砂资源的紧张情况，调查结果显示，有采用排水盲沟代替砂垫层作为水平排水通道的工程实例，也取得了较理想的加固效果。

7.2.19 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。

III 增压式真空预压

7.2.21 当在真空预压的影响范围内有地下管道、危墙及其它建（构）筑物时，会使结构物的地基土体产生沉降和侧向变形，若变形过大，则会危及上部结构的安全，甚至会出现管道断裂、墙体倒塌、路堤损毁等严重的工程事故。大量的工程经验表明，无隔离措施时，在距真空预压边界 20m 范围内会有较为明显的沉降和侧向位移，30m 以外沉降和侧向位移会较小。一般情况下，当距离较近时，可采用开挖明沟阻断，一般开挖深度可控制在 2.5~5.0m；对于不能开挖的情况，可在建（构）筑物与预压区之间打设一排钢板桩或水泥土搅拌桩，利用桩的支护作用和阻断效果，减少周围土体的不均匀沉降，抑制土体侧向变形，桩深不小于 10m。

7.2.25 当软土厚度较大且含水率较高时，增压式真空预压加固过程中，由于地基沉降量较大，容易出现压膜沟侧翻现象。

7.2.26 工程实践证明，当黏土密封墙的黏粒含量大于 15% 时，渗透系数小于 $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ，可以起到密封的作用。

7.2.27 每套抽真空设备可抽真空的面积为 8~12 万 m^2 ，每套设备配置 2 台真空泵，且每一个加固区不得少于 2 套。水气分离罐宜采用上小下大的筒体结构，罐体整体高度宜大于 2m，下半节罐体直径大于 1.5m，整体体积大于 2m^3 。下部罐体埋设于真空膜下方，上部罐体安装在真空膜以上，下部罐体底部应设置一台潜水泵。下部罐体的中上部筒壁宜开设 8~10 个集水口，每个集水口分别与膜下真空主管适当位置的正三通相连接，组成膜下真空系统。每个集水口负担约 1000m^2 的真空处理面积，即每个水气分离罐宜负担 $8000\text{m}^2 \sim 10000\text{m}^2$ 的抽真空面积。

7.2.30 降水管由钢丝弹横外编织透水滤布一次性形成，顶端置螺旋反扣接头封堵管底，另一端接螺旋反扣接头与滤管连接并且内置真空芯管，形成降水井，把真空送至底部，使水分向降水管底部集中，真空由底部向上扩散，同时水位下降至降水管管底，

形成降水作用。

IV 真空联合堆载预压

7.2.31 真空和堆载联合预压加固，二者的加固效果可以迭加，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。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 以瞬间加荷为例，对土中任一点的应力转化过程进行了说明，可作为指导。

7.3 施 工

I 堆载预压

7.3.1 塑料排水板施工所用套管应保证插入地基中的带子平直、不扭曲。塑料排水板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。扭曲的排水板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。插板机后退施插排水板，可避免插板机把排水板芯压入地面。

7.3.2 本条款对无砂垫层施工的关键点及相应施工工艺进行了

描述。无纺土工布可以防止淤泥涂抹和堵塞水平排水管道，使排水通畅。

7.3.3 本条款对覆水预压施工中极易造成裂缝的防治方法进行说明。

7.3.4 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。对铺设土工织物的堆载工程，要注意突发性的破坏。

II 真空预压

7.3.5 目前抽真空设备种类较多，尽管有些功率小的抽真空设备在进气孔封闭时也可以形成不小于 95kPa 的真空压力，但是在有水气补充的情况下，抽真空效果不理想，规范推荐采用功率不低于 7.5kW 的抽真空设备。

7.3.6 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。

7.3.7 密封膜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。膜的密封有多种方法，就效果来说，以膜上全面覆水最好。

III 增压式真空预压

7.3.9 为保证密封膜的密封效果，宜采用 2~3 层聚乙烯或聚氯乙烯薄膜。当透气透水层埋深较浅时，宜采用深挖密封沟或垂直铺膜的方法使密封膜埋深超过透气透水层起到密封的作用，当透

气透水层埋深较深时，需要采用密封墙。密封墙施工是通过喷浆搅拌机械在透气透水层中掺入黏粒含量较大的泥浆，必要时泥浆中可掺入一定量的膨润土。

IV 真空联合堆载预压

7.3.16~7.3.18 堆载施工应保护真空密封膜，采取必要的保护措施。

7.3.19 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。

7.4 质量检验

7.4.1 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。

7.4.2 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；原位试验和室内土工试验检验堆载预压后的地基强度是否满足设计要求。

8 压实和夯实地基

8.1 一般规定

8.1.1 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标准第 6 章的有关规定执行。

8.1.2 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。

8.1.3 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。

8.1.4 强夯法用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、素填土和杂填土等地基，一般均能取得较好的效果。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。

对于软土地基，如果未采取辅助措施，强夯法一般来说处理效果不显著。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，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。

8.1.5 对深厚回填土形成的场地采用夯实和挤密地基处理后，

一般会改变场地水环境,造成地表水或地下水对处理后的场地产生不利影响,应对处理后的场地进行水稳性评价,并考虑地下水位变化对工程的影响。特别是福建省处于台风暴雨的沿海多雨地区,如果又是未清淤清表的无序回填、回填料以遇水易软化的泥岩为主、回填土的底部残留一定厚度的软土等,此类场地建(构)筑物的建造时间、顺序及加荷速率根据填土处理完成后地基的实测沉降趋势,应结合拟建建(构)筑物的基础型式和变形控制等要求综合确定,不宜少于1个雨季的自然密实期。

8.2 设计

8.2.1 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。

工业废渣黏结力小,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 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应结合现场试验确定,现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79对不同类型的土层的碾压法和振动压实法施工参数给出了建议,可用于指导施工。

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,或由于工期和其它原因,确无条件进行击实试验,在这种情况下,允许按本条公式(8.2.1)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。

细粒土的最大干密度试验应严格按照现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123 的有关规定进行。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，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最大干密度。

6~7 压实填土边坡设计应控制坡高和坡比。本条表 8.2.1-3 的规定吸收了铁路、公路等部门的有关（包括边坡开挖）资料和经验，是比较成熟的。

8 冲击碾压技术源于 20 世纪中期，我国于 1995 年由南非引入。冲击压路机以其高振幅、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，具有克服地基隐患的技术优势，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 倍~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。在现场采用静载荷试验或其它原位测试，其结果较准确，可信度高。

10 压实填土的变形包括压实填土层变形和下卧土层变形。

8.2.2 由于地质条件的复杂性，为优化地基加固方案，合理确定相关工艺及其参数，评价强夯加固效果，施工前的试夯是十分必要的。尤其是强夯置换处理地基，其处理效果与土质条件、夯击能、施工工艺、置换材料等多种因素有关，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，特别强调夯实地基正式施工前，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。夯实地基处理宜根据使用要求按场地处理和建筑地基处理进行设计和施工，具备条件时场地处理和建筑地基处理应一并进行，场地处理不满足建（构）

筑物承载力、变形和稳定性要求时应进行二次处理。

8.2.3 强夯法设计是一个系统工程，是一个变形与承载力双控且以变形控制为主的设计方法，对于高能级的强夯工程尤其如此。具体来讲，强夯地基处理的设计要结合地质条件、现场情况和工程经验，主要包括夯锤、施工机具选用、点夯能级确定、满夯能级确定、夯点间距及布置、夯击遍数与击数、有效加固深度、收锤标准、间歇时间、处理范围、监测、检测、变形验算、稳定性验算、填料控制、夯坑深度与土方量计算、减振隔振措施、降排水措施、垫层等等，设计内容应在施工图纸中明确，才能确保现场的施工效果。对施工过程中出现的异常情况，相关各方应加强沟通，结合工程实际情况进行调整和优化。

8.2.4 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）：

$$H \approx \sqrt{Mh} \quad (3)$$

式中： M ——夯锤质量（t）；

H ——落距（m）。

然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、锤底静接地压力、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。

由于梅那公式估算值较实测值为大，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。中国工程建设标准化协会标准《强夯地基处理技术规程》CECS 279 给出了初步设计阶段强夯法有效加固深度的预估公式，公式中同样引入了修正

系数,但是工程实践表明,对于同一类土,采用的单击夯击能越大时,修正系数越小,故本标准仍参照现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 保持列表的形式。

2 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。

3 夯击遍数应根据地基土的性质确定。对于大多数工程采用夯击遍数 2~3 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(构)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，实际工程中多采取隔点或隔行强夯方法。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。若布点间距过大，将会降低单位面积平均夯击能并影响到加固效果。

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（构）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（构）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 $1/2$ 至 $2/3$ ，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 。

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 $0.3\text{m}\sim 1.0\text{m}$ 。

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。

8.2.5 强夯置换处理地基设计应符合下列规定：

1 对于强夯置换法，为了增加置换墩的深度，工艺设计的一套能级中第一遍（工程中叫主夯）的能级最大，第二遍与第一遍相同。每一遍施工填料后都会产生或长或短的夯墩。实践证明，

主夯夯点的置换墩长要比后续几遍大。因此，工程中所讲的主夯墩深度指的是主夯夯点的夯墩深度。对于强夯置换法，主夯击能指的是第一遍夯击能，是决定置换墩深度的夯击能，即决定强夯置换有效加固深度的夯击能。

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。

现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 从强夯置换的加固原理出发说明了墩下加密范围以及强夯置换的能级、锤型、置换深度等参数的选择依据，可指导工程实践。

2 夯击击数对于强夯设计来说是一个非常重要的参数，往往根据工程的具体情况，如压缩层厚度、土质条件、容许沉降量等进行选择。当土体的压缩层越厚、渗透系数越小，同时含水量较高时，需要的夯击击数就越多。国内外目前一般采用 8 击~20 击。总之，夯击击数应通过现场试夯确定，以夯墩的竖向压缩量最大，而夯坑周围隆起量最小为原则。如果隆起量过大，表明夯击效率降低，则夯击击数适当减少。此外，还应考虑施工方便，不会因夯坑过深而导致起锤困难等情况的发生。

累计夯沉量指单个夯点全部夯击数各夯沉量的总和。累计夯沉量为设计墩长的 1.5 倍~2.0 倍是个最低限值，其目的是为了保证墩体的密实度，与充盈系数的概念有些相似，此处以长度比代替体积比，工程实测中该比值往往很大。

3 单击夯击能应根据现场试验确定，在可行性研究或初步设计时可按表 8.2.5-1 中置换深度对应的夯击能选取。

4 墩体材料级配不良或块石过多过大，均易在墩中留下大孔，在后续墩施工或建（构）筑物使用过程中使墩间土挤入孔隙，

下沉增加，因此本条强调了级配和大于 300mm 的块石总量不超出填料总重的 30%。

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。

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（构）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。

8.2.6 降水强夯法是通过需处理不适宜强夯法直接压密的软土，先采用降水方法使地下水位降低，并施加合适能量的强夯击密的地基处理方法。该法结合了降水、强夯两种工法的优点，夯前先进行降水，降低软土的含水量，提高表层土强度使机械设备能很快的具备进场条件，再采用低能级强夯进行深层加固。适用于夹砂饱和黏性土、粉土、砂性土、吹填土，施工时必须根据土层条件采用合理的降水工艺和强夯工艺，保证地下水位降至设计要求才能进行强夯施工。

降水强夯法处理地基应根据处理面积、处理深度和降水设备容量划分为若干个各自独立的降水系统。排水系统宜采用施工区域四周挖明沟，并设置集水井。降水深度及降水持续时间应根据土质条件和地基有效加固深度要求来确定，并在降水施工期间对地下水位进行动态监测，宜每天 2~3 次。

单击夯能不宜过大也不能太小，过大易破坏下卧原状土的结构，过小则无法有效加固下卧软土层，对于不同地基土来说夯击

能与夯击次数也不同，应根据场地的具体情况来定。第一遍夯击能应较小，但不应小于 $400 \text{ kN}\cdot\text{m}$ ，第二遍夯击能为第一遍夯击能的 1.5 倍~3 倍，具体夯击能应按场地情况及通过试夯来确定。

8.3 施 工

8.3.1 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，并按本条规定控制其施工质量，应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的耕土和软弱土层。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宜设置碎石盲沟。

此外，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；在斜坡上进行压实填土，尚应考虑压实填土沿斜坡滑动的可能。具体措施可参考现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关要求。

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。

设置在压实填土地上的上、下水管道，由于材料及施工等原

因,管道渗漏的可能性很大,为了防止影响邻近建筑或其它工程,设计、施工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 当场地周围有对振动敏感的精密仪器、设备、建(构)筑物等或有其它需要时宜进行振动监测。测点布置及具体控制标准及监测方法视具体项目情况参照现行国家标准《爆破安全规程》GB 6722、《城市区域环境振动标准》GB10070 和《城市区域环境振动测量方法》GB10071 等要求执行。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分别按现行国家标准《建筑施工场界噪声限值》GB 12523 和《建筑施工场界噪声测量方法》GB12524 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。

8.3.2 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 100t,常用的夯锤质量为 15t~40t。锤底面积可按土的性质确定,锤底静接地压力值可取 25kPa~150 kPa,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四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。

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。

8.3.3 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,锤底静接地压力值可取80kPa~300kPa。

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。

8.3.4 降水效果是否达到预期要求是降水强夯法施工的要点,施工过程应动态监测地下水位,并指派专人巡检降排水系统,发现异常时及时查明原因并进行纠正。拆除降水设备后要求及时进行强夯施工是保证加固效果的需要,48小时内未能进行强夯施工时,应重新降水。

加固区周围应设置排水沟,若加固区边长大于30m时,中间应设置网格形排水沟。另外,如果发现有地下水上升到夯坑中,则应设法将地下水降低或排除后再进行夯击,以免造成夯击能量的损失。

8.3.6 本条是对夯实法施工所用起重设备的要求。强夯施工时一般在起重机械臂杆端部设置门字型或三角形支架,能够有效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。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,不利于安全生产,因此在本条中予以限制。

8.3.7 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。当砂土等土层的含水量低，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。

8.3.8 对振动有特殊要求的建（构）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。

8.3.9 由于强夯施工的特殊性，施工中所采用的各项参数和施工步骤是否符合设计要求，在施工结束后往往很难进行检查，所以要求在施工过程中对各项参数和施工情况进行详细记录。因此本条对强夯施工过程中的监测要点进行了规定。

8.3.10 基础施工必须在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。

8.4 质量检验

8.4.1 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。

8.4.3 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。

8.4.4 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。

3~5 夯实地基静载荷试验和其它原位测试、室内土工试验检验点的数量，主要根据场地复杂程度和建（构）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。

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。

福建省住房和城乡建设厅
信息公开浏览专用

9 注浆加固及固化土地基

9.1 一般规定

9.1.1 注浆加固按注浆机理又可分为充填注浆、渗透注浆、劈裂注浆和压密注浆四种类型；根据工程需要和机具设备条件，可分别采用单液单系统法、双液单系统法和双液双系统法注浆；根据注浆材料可分为水泥浆液、硅化浆液、碱液和微生物浆液等。

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。

微生物注浆加固系指将矿化微生物和胶结溶液注入土体中，利用 MICP 过程中生成的 CaCO_3 晶体，将土体固化为具有一定机械强度的整体，也被称为微生物注浆固化技术。MICP 为微生物诱导产生碳酸盐沉淀（Microbial Induced Carbonate Precipitate）的简称，该过程也被称为微生物矿化作用。在这个过程中，微生物的作用主要有三个方面：一是为碳酸盐的生成提供 CO_3^{2-} ，二是为碳酸盐的形成提供碱性环境，三是为碳酸盐的结晶提供成核位点。

选用微生物浆液进行地基加固在工程中的应用仍较少，且目前主要应用于砂土中，对于粉土、黏性土、淤泥质软土等地基加固基本还处在实验室阶段。

微生物注浆加固技术中，采用的注浆方式根据工艺上的不同主要分为纵向注浆、花管注浆、井点注浆、搅拌注浆等。注浆方式按照是否有时间间隔分为连续式和间歇式注浆。相对于连续式

注浆方式，采用间歇式注浆方法更有利于细菌的吸附，提高整体的尿素水解反应速率，胶结液反应更加充分，从而有效提高试样的胶结程度。

目前对于微生物注浆固化技术的应用主要集中在小体积的固化试验，对大体积的模型试验和大范围的现场试验则相对较少。

9.1.2~3 固化土地基指采用就地固化技术，利用强力搅拌头将固化材料与软土地基中的软土进行就地搅拌，使土体达到一定强度或满足其它使用要求，从而对土体进行就地利用或达到地基处理要求的方法，常用于公路路基处理。就地固化技术分为干法施工与湿法施工两种工艺。当施工过程对环保要求较高或固化材料存在液体时，应采用湿法施工工艺。

将就地固化技术用于软土地基加固，具有的技术特征包括：

（1）场地适应能力强，可在软土地基上部实现边推进边固化的施工操作；（2）自动化程度高，可实现固化材料的自动定量供给及拌合固化位置的实时监控，提高拌合均匀性；（3）利用强力搅拌头实现固化材料的边添加边拌合，固化效率高。

9.2 设计

1 注浆加固

9.2.1 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。可行性试验是当地质条件复杂，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。

9.2.2~9.2.3 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(构)筑物加固措施,当其它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。

9.2.5 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。现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 说明了不同浆液的适用情形,可作为工程适用参考。

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。

注浆量、注浆流量、注浆时间三者之间具有紧密关系,但是它们取决于地基岩土体性质和浆液的渗透性等因素。在进行大规模注浆施工时,宜在施工现场进行试验性注浆以确定上述三个设计参数。

有效扩散半径指在土力学基本假设(包括土体的连续性、均匀性和各向同性)的前提下的浆液扩散能力,该项指标适用于连续性、均匀性和各向同性相对较好的充填注浆、渗透注浆、压密注浆,但对于岩体的结构面注浆,常常用浆液扩散距离表示。

9.2.6 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及一般黏性土。通常用水玻

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。

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。

II 固化土地基

9.2.9 水泥、石灰及粉煤灰等无机结合料具有材料易得、固化效果好及经济性合理等优点，是软土固化处理的常用固化材料。

9.2.11 就地固化浅层处理常用形式为浅层软土全部固化处理、部分固化处理等，处理深度不宜大于 5m。就地固化浅层处理深度应满足建（构）筑物承载力、下卧层承载力、地基沉降和稳定性计算要求。通常对于地基表层厚度不大于 3m 的软土地基，可采用浅层软土全部固化处理；地基表层软土厚度大于 3m 小于 5m 的软土地基，可根据建（构）筑物荷载、变形及稳定性等要求采用浅层软土全部或部分固化处理；地基表层软土厚度大于 5m 的软土地基，可采用浅层软土部分固化处理，与下卧软土层形成就地固化硬壳层双层地基，但需满足建（构）筑物荷载、变形及稳定性等要求，否则应联合其它地基处理方式一同使用。

软土无硬壳层或天然硬壳层强度、厚度等参数指标不满足工程需要，且不适合采用就地浅层固化处理的段落，可联合竖向增强体即采用就地固化硬壳层-桩体复合地基的形式对软土地基进行加固。

9.2.15 在就地固化浅层处理软土地基的沉降计算中,相关技术参数宜通过固化土的相关土工试验获得。固化土的压缩模量需根据土工试验结果进行取值,当无试验数据时可参考《岩土工程勘察规范》DGJO8-37中压缩模量与原位测试成果进行计算。

9.2.16 浅层固化软土地基的稳定验算宜采用圆弧滑动法中的有效固结应力法。岩土工程中稳定分析方法很多,所用计算参数多。以饱和黏性土为例,抗剪强度指标有有效应力指标和总应指标两类,也可直接测定土的不排水抗剪强度。采用不同试验法测得的抗剪强度指标值,或不排水抗剪强度值是有差异的。甚至取土器不同也可造成较大差异。对灵敏度较大的软黏土,采薄壁取土器取样试验得到的抗剪强度指标值比一般取土器取的30%左右。在岩土工程稳定分析中取的安全系数值一般是特定件下的经验总结。目前不少规程规范,特别是商用岩土工程稳定分析软件中不重视上述四者相匹配的原则,采用再好的岩土工程稳定分析方法也难以取得客观的分析结果,失去进行稳定分析意义,有时会酿成工程事故,应予以充分重视。

9.3 施 工

I 注浆加固

9.3.1 本条为水泥为主剂的注浆施工的基本要求。

本条文说明了注浆施工的主要方法及工艺,需要指出的是,花管注浆和袖阀管注浆是两种截然不同的注浆方法与工艺。

花管注浆工艺较为简便,它是在注浆管前端的一段管壁上钻许多直径2mm~5mm小孔,使浆液从小孔水平地喷到地基中。与钻杆注浆法相比,由于注浆管喷出的断面明显增大,因此大大减小了压力急剧上升和浆液涌到地表层的可能性。花管注浆可用于砂砾层渗透注浆,也可用于土体劈裂注浆。与注浆塞组合,还可

用于孔壁较好的裂隙岩体注浆。

与袖阀管注浆相比，花管注浆存在以下缺点：

- ①不能进行二次或多次注浆；
- ②浆液极易从注浆管周边侧冒至地面；
- ③无法进行封顶注浆；
- ④注浆深度不及袖阀管注浆法；

袖阀管注浆工艺具有下列优点：

①可根据被加固土体的性质、加固要求进行分层灌浆和多次反复灌浆；

②注浆过程比一般的压力注浆更具有可控性；

③注入的浆液在土体中形成复合结构，袖阀管留在土体中使这种复合结构犹如加筋土一般，增强了加固效果；

④可采用单液或双液浆注浆，实现少量多次注浆。浆液可控性好，分布均匀，质量有保证；

⑤可使用较高的注浆压力，注浆时冒浆和窜浆的可能性小；

⑥钻孔和注浆作业可以分开，提高钻孔设备的利用率；

⑦适用范围较广，既适用于渗透性较好的土层，又适用于渗透性差的土体。

但是袖阀管注浆法的袖阀管难于拔出重复使用，费管材，施工进度较慢，成本高。

温度对浆液性能的直接影响表现在浆液的凝固时间、流动性的改变，尤其是冬季与夏季的极端温度对其影响更大，因此，现场浆液配制及性能检验尤为重要，甚至温度变化较大的同一天，应在上午、中午、下午不同时间段分别通过检验浆液性能，调整浆液配比，或者通过适当措施，保持浆液性能稳定，确保注浆效果。

既有建（构）筑物地基加固注浆过程中，因浆液在凝固且固结强度达到设计要求前，在建（构）筑物荷载作用下地基在短

时间内会沉降，为了避免对既有建（构）筑物的不利影响，有必要采用多孔间隔注浆和缩短浆液凝固时间等措施消除或减少因注浆而产生的附加沉降。

根据工程实践经验，在实际施工过程中，常出现的问题和解决措施如下：

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；可采用加大第I序孔的孔距；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照要求尽量增加等待时间。另外还有漏浆、地面抬升、堵塞等现象。

9.3.2 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/cm^3 。

加固既有建（构）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入欲加固的土层中，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（构）筑物或设备基础进行沉降观测，可及时发现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，停止灌注或采取其它处理措施。

II 固化土地基

9.3.4 固化材料和施工机械设备的选择应符合以下规定：

1 固化材料应提供质保单，存储与运输应符合安全、质量和环保等要求；实际施工用固化剂应与室内试验用固化剂类型一致，其余应符合本标准第9.2.9条的相关规定；材料进场后应相关规定做好进场抽检工作；

2 施工机械设备及相应型号的选择，应根据设计要求、工程规模、施工条件与环境条件综合确定；施工前应做好设备调试工作。

9.3.6 施工前尚应做好以下准备工作：

1 收集并熟悉工程施工图设计文件（处治方案、固化剂选择、施工设备要求）、岩土工程勘察报告、地下管线和构造物等资料；

2 施工现场的测量、放样、场地平整、必要的土工试验、设计处治方案的核对，并应具备施工用水、用电、施工道路畅通和必要的安全、环保设施等条件；

3 根据施工规模、配置设备和施工现场条件，合理配置施工人员及质量、安全和环保等施工管理人员。

9.3.7 就地固化剂施工用量采用信息化管理和物联网手段进行控制。需满足以下规定：

1 根据场地区块划分和试验确定的固化土配合比，计算软弱土处理段落的固化剂用量，采用固化剂自动定量供料系统设置固化剂喷料速率及每区块的固化剂用量；

2 固化剂供料系统应具备精确实时记录和检测固化剂的用料量、出料时间及已施工区域的固化剂用量等自动化和智能化的操作功能。

施工过程中应注意以下事项：

1 挖机松土。若强力搅拌头无法直接进行深层土一次处理，可采用挖机对所处理的区域进行松土；若表层存在硬土层时，应先采用挖机进行预松土，保证搅拌机械施工的顺利进行；

2 搅拌设备正向运行逐渐深入搅拌并喷射固化剂，直至达到地基固化处理深度底部；搅拌过程定位系统应实时记录搅拌头搅拌施工全过程；

3 预整平。当固化区域搅拌完成后，应立即进行预整平，使用挖机将表面进行初步平整，避免场地积水。

9.4 质量检验

9.4.1 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（构）筑物安全的承载力确定方法。

9.4.3 对注浆加固效果的检验要针对不同地层条件设置相适应的检测方法，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。

9.4.4 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。

9.4.6 表 4 列出了固化土地基检验项目。表 7 中以“△”标识的检验项目为关键项目，合格率应不低于 95%；其余检验项目为一般项目，合格率应不低于 80%，否则该检验项目为不合格。

表 4 固化土地基检验项目

项次	检验项目		规定值或允许偏差	检验方法和频率
1	固化厚度 (mm)		≥设计值	静力触探：符合本标准 9.4.2 条规定
2	固化宽度 (mm)		≥设计值	尺量：检验数量每 200m ² 不应少于 1 点，且不应少于 5 点。
3△	强度	不排水抗剪强度 (kPa)	符合设计要求	十字板剪切试验：检验数量每 300m ² 不应少于 1 点，且不应少于 3 点。
		静力（或动力）触探锥尖阻力 (MPa)	符合设计要求	静力（或动力）触探试验：符合本标准 9.4.2 条规定
4	固化剂掺量		符合设计要求	查施工记录及相关文件
5△	承载力 (kPa)		符合设计要求	静载荷试验：符合本标准 9.4.6 条规定

10 挤密和置换复合地基

10.1 一般规定

10.1.1 散体材料桩复合地基指的是以砂桩、砂石桩和碎石桩等散体材料桩作为竖向增强体的复合地基。散体材料桩复合地基主要适用于在设置桩体过程中桩间土能够振密挤密，桩间土的强度能得到较大提高的砂性土地基。对饱和软黏土地基，采用散体材料桩复合地基加固，加固后承载力提高幅度不大，而且可能产生较大的工后沉降，应慎用。

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。对黏性土主要起到置换作用，对中细砂和粉土除置换作用外还有振实挤密作用。在以上各种土中施工都要在振冲孔内加填碎石（或卵石等）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，再将砂或碎石挤压入已成的孔中，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的土密度增大，从而使地基的承载能力提高，压缩性降低。沉管砂石桩是指在管内通过

夯实填料挤密桩端土体形成扩大头载体，提高桩端承载力。

10.1.2~10.1.3 采用碎（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。由于目前处理软黏土地基方法较多，如预压法和搅拌法均可达到较好的处理效果，且碎（砂）石桩处理软黏土工程事故较多，因此，建筑工程采用碎（砂）石桩处理软黏土地基应通过试验并谨慎使用。对于塑性指数高的硬黏性土、密实砂土不宜采用碎（砂）石桩复合地基。

振冲碎石桩、沉管砂石桩挤密处理可液化地基广泛使用，由于其承载力和变形计算一般采用复合地基的计算方法，可按本节内容设计和施工。

10.1.4 不加填料振冲挤密地基的承载力是设计的重要参数，也是检验桩间土体挤密效果和工程质量的主要指标之一，通常可采用桩间土的静载荷试验或其他原位测试进行评价。挤密地基变形包括挤密深度范围的变形和下卧土层的变形，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（原位测试或土工试验宜取桩间土中点位置的试验参数）。

10.2 设计

10.2.1 本条规定振冲碎石桩、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。另外，考虑到基础下靠外边的2排~3排桩挤密效果较差，应加宽1排~3排桩。重要的建筑以及要求荷载较大的情况应加宽多些。

10.2.2 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，因靠挤密提高桩周土的密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀。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（构）筑物承载力和变形要求采用矩形、等腰三角形以及单排线性等布桩形式。

10.2.3 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 300mm~800mm，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，主要考虑振动挤压时如扩径较大，会对地基土产生较大扰动，不利于保证成桩质量。另外，成桩时间长，效率低给施工也会带来困难。

10.2.4 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。设计中应根据地质条件、施工影响范围和设计荷载，确定合适的桩间距。合适的桩间距是指既能满足设计要求，又不至于影响到相邻载体桩承载力，且造价最经济的桩间距。

采用夯扩挤密施工工艺时，若桩间距过小，夯扩时产生的侧向挤土压力可能导致邻桩偏移。当桩长短且土体的抗剪强度低时，可能导致土体滑移破坏，使地面隆起、邻桩桩身上移。

10.2.5 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。标准贯入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、沉管砂石桩施工对地面下 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（构）筑物荷载不均匀或地基主要压缩层不均匀，建（构）筑物的沉降存在一个沉降差，当差异沉降过大，则会使建（构）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。

10.2.6 振冲碎石桩、沉管砂石桩桩身材料是没有黏结强度的散体材料，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，有利于施工后土层加快固结；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。

10.2.7 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提高系数来表达。在初步设计估算松散粉土、砂土复合地基承载力时，当没有当地经验，桩间土承载力提高系数可取 1.2~1.5，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

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，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

10.3 施 工

10.3.1 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的大小、工期、工

地电源容量及地基土天然强度的高低等因素。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。

在邻近既有建（构）筑物场地施工时，为减小振动对建（构）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。

4 要保证振冲桩的质量，必须控制好密实电流、填料量和留振时间三方面的规定。

首先，要控制加料振密过程中的密实电流。在成桩时，注意不能把振冲器刚接触填料的一瞬间的电流值作为密实电流，而是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。

5 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。

6 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。

10.3.2 本条为沉管砂石桩施工的要求。

1 沉管法施工，目前所用机械主要有振动式砂石桩机和锤击式砂石桩机。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，高能量的振动砂石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。

3 振动沉管法施工中，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。

5 锤击沉管法施工有单管法和双管法两种。双管法的优点是砂石的压入量可随意调节，施工灵活。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，用贯入度和填料量两项指标双重控制成桩的直径和密实度，填料量和贯入度可通过试桩确定。其它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,另外施工中还会有所损失等,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%。

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)。

10.3.3 采用夯扩挤密施工时,成桩过程中应结合地质情况、间距及长,合理安排施工顺序。施工顺序应本着减少影响邻桩质量的原则,并应符合下列规定:

- 1** 应有利于保护已施工桩不受损坏;
- 2** 应采取退打的方式自中间向两端或自一侧向另一侧进行,当一侧毗邻建筑物时,应由毗邻建筑物一侧向另一侧施工;
- 3** 持力层埋深不一致时,应按先浅后深的顺序进行施工。

10.4 质量检验

10.4.1 本条为挤密和置换复合地基质量检验要求。

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，这些资料本身就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 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。

11 水泥土搅拌桩复合地基

11.1 一般规定

11.1.1 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（构）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）、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 I_p 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。

11.1.2 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。

11.1.3 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。

变径双向搅拌，是指由动力系统带动分别安装在内、外同心钻杆上的两组搅拌叶片同时正、反向旋转搅拌水泥土，同时采用自动伸缩搅拌叶片通过变换旋转方向实现变直径搅拌桩施工。该技术效果良好，施工质量明显提高，取芯试样的无侧限抗压强度比传统单向搅拌桩提高约 23%~31%，已经在我国主要软土分布区域的各类土木工程中得到广泛应用。

11.1.4 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。

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 f_{cu} 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。

11.2 设计

11.2.1 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 变径扩大区设置在桩顶部或用于浅层软土场地,变径比可取大值。桩体的扩大区厚度不足易导致水泥土搅拌桩承担上部荷载时发生冲切破坏,尤其是扩大区位于桩顶部的变径搅拌桩。桩体扩大区厚度过大,经济性不合理。

3 在采用式(5.2.5-2)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,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_p 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_p 值时还应考虑建(构)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(构)筑物对沉降要求严时, β_p 应取低值。

桩端天然地基土的承载力折减系数 α_p ,可取 0.4~0.6,天然地

基承载力高时取低值。

4 式(5.2.7-2)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 0.20~0.25,湿法施工时 η 取 0.25~0.33。

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。

5 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。

6 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。

11.2.2 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。

11.2.3 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。

11.3 施 工

11.3.1 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（构）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。本条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 $10.5\text{m}^3/\text{min}$ ，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。

11.3.2 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：

$$N = \frac{h \cos \beta \sum Z}{V} n \quad (4)$$

式中： h ——搅拌叶片的宽度（m）；

β ——搅拌叶片与搅拌轴的垂直夹角（°）；

$\sum Z$ ——搅拌叶片的总枚数；

n ——搅拌头的回转数（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。

11.3.3 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:

$$V = \frac{\gamma_d Q}{F \gamma \alpha_w (1 + \alpha_c)} \quad (5)$$

式中: V ——搅拌头喷浆提升速度 (m/min);

γ_d 、 γ ——分别为水泥浆和土的重度 (KN/m^3);

Q ——灰浆泵的排量 (m^3/min);

α_w ——水泥掺入比;

α_c ——水泥浆水灰比;

F ——搅拌桩截面积 (m^2)。

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。

11.3.4 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。

11.4 质量检验

11.4.1 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。水泥土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 倍~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。

5 市政线性工程包括城市道路、市政管线、综合管廊等，其复合地基处理工程应覆盖整个线路的大部分工程，而不是局部的处理工程。

12 高压旋喷桩复合地基

12.1 一般规定

12.1.1 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、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。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。

12.1.2 在制定高压旋喷桩复合地基方案时，应搜集和掌握各种基本资料。主要是：岩土工程勘察资料（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）、建（构）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。高压喷射注浆处理地基时，在浆液未硬化前，有效喷射范围内的地基因受到扰动而强度降低，容易产

生附加沉降，因此在既有建筑附近施工时，应防止浆液凝固硬化前建（构）筑物的附加下沉。通常采用控制施工速度、顺序和加快浆液凝固时间等方法防止或减小附加沉降。

12.1.3 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。

全方位高压旋喷注浆 MJS 工法（Metro Jet System）是在原来高压喷射注浆法的基础上，采用独特的多孔管和前端强制吸浆装置，实现了孔内强制排浆和地内压力监测，并通过调整强制排浆量来控制地内压力，使深处排泥和地内压力得到合理控制，使地内压力稳定，也就降低了在施工中出现地表变形的可能性，大幅度减少对环境的影响，而地内压力的降低也进一步保证了成桩直径。和传统旋喷工艺相比，MJS 工法减小了施工对周边环境的影响。

RJP 工法全称为 Rodin Jet Pile 工法，是在三重管工法基础上开发出来的。它仍使用三重管，分别输送水、气、浆，与原三重管工法不同的地方是，水泥浆用高压喷射，并在其外围环绕空气流，进行第二次冲击切削土体。RJP 工法固结体直径大于三重管工法，成桩效果一般能达到 1.8~2.3m。RJP 高压旋喷工法比传统工艺相比能进行更高效更快速施工，总体效率上升了 30%，经济且加固质量高。

12.1.4 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。

12.2 设 计

12.2.1 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 5 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 5 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。

12.2.2 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。

12.3 施 工

12.3.1 施工前，应对照设计图纸核实设计孔位处有无妨碍施工

和影响安全的障碍物。如遇有上水管、下水管、电缆线、煤气管，人防工程、旧建筑基础和其他地下埋设物等障碍物影响施工时，则应与有关单位协商清除或搬移障碍物或更改设计孔位。

12.3.2 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6列出建议的旋喷桩的施工参数，供参考。

表6 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、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 (m ³ /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

续表 6

旋喷施工方法		单管法	双管法	三管法
	提升速度 (cm/min)	15~2	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。

12.3.3 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。

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。

12.3.4 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。

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 100mm，以保证固结体的整体性。

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。

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。

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。

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。

12.4 质量检验

12.4.1 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。

13 刚性桩复合地基

13.1 一般规定

13.1.1 刚性桩复合地基既适用于工业厂房、民用建筑，也适用于堆场及道路工程。

13.1.2 规范中刚性桩包括各类实体、空心 and 异型的钢筋混凝土桩和素混凝土桩，钢管桩等。

CFG 桩复合地基（CFG 桩复合地基）是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和而成的混凝土，经钻孔或沉管施工工艺，在地基中形成具有一定黏结强度的低强度混凝土桩。

13.1.3 在使用过程中，通过桩与土变形协调使桩与土共同承担荷载是复合地基的本质和形成条件。由于端承型桩几乎没有沉降变形，只能通过垫层协调桩土相对变形，不可知因素较多，如地下水位下降引起地基沉降，由各种原因，当基础与桩间土上垫层脱开后，桩间土将不再承担荷载。因此，本标准指出刚性桩复合地基中刚度桩应为摩擦型桩，对端承型桩进行限制。

13.2 设计

13.2.3 当刚性桩复合地基中的桩体穿越深厚软土时，如采用挤土成桩工艺（如沉管灌注成桩），桩距过小易产生明显的挤土效应，一方面容易引起周围环境变化，另一方面，挤土作用易产生桩挤断、偏位等情况，影响复合地基的承载性能。

采用挤土工艺成桩（一般指沉管施工工艺）时，桩的中心距

应符合表 7 的规定。

表 7 桩的最小中心距

土的类别	最小中心距	
	一般情况	排数超过 2 排, 桩数超过 9 根的 群桩情况
穿越深厚软土	3.5 d	4.0 d
其他土层	3.0 d	3.5 d

注: 1 d 为桩管外径;

2 采用非挤土工艺成桩, 桩中心距不宜小于 3d。桩长范围内有饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土, 采用长螺旋钻中心压灌成桩时, 宜采用大桩距。

13.2.5 复合地基承载力由桩的竖向抗压承载力和桩间土地基承载力两部分组成。由于桩土刚度不同, 两者对承载力的贡献不可能完全同步。一般情况下桩间土地基承载力发挥度要小一些。式中 β_s 反映这一情况。 β_s 的影响因素很多, 桩土模量比较大时, β_s 取值较小; 建筑混凝土基础下垫层较厚时, β_s 取值较大; 建筑混凝土基础下复合地基 β_s 取值较路堤基础下复合地基小; 桩的持力层较好时, β_s 取值较小。 β_s 取值应通过综合分析确定。

13.2.6 按本标准公式 (5.2.7-1) 估算由桩周土和桩端土的抗力可能提供的单桩竖向抗压承载力特征值, 考虑到刚性桩刚度一般较大, 桩端土地基承载力折减系数 (α) 可取 1.00。

对水泥粉煤灰碎石桩, 有关规范刚性桩提出桩体强度应符合下式规定:

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p} \quad (6)$$

式中: f_{cu} ——桩体试块标准养护 28 天的立方体 (边长 150mm) 抗压强度平均值 (kPa);

R_a ——单桩竖向抗压承载力特征值 (kN);

A_p ——单桩截面积 (m^2)。

有关桩基规范对钢筋混凝土桩桩体强度提出应符合下式规

定:

$$f_c \geq \frac{R_a}{\psi_c A_p} \quad (7)$$

式中: f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值 (kPa), 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关规定取值;

A_p ——单桩截面积 (m^2);

ψ_c ——桩工作条件系数, 预制桩取 0.75, 灌注桩取 0.6~0.7 (水下灌注桩、沉管灌注桩或长桩时用低值)。当桩体的施工质量有充分保证时, 可以适当提高, 但不得超过 0.8。

根据现行有关标准的规定进行推算, $f_c \approx 0.5f_{cu}$ 。因此本标准中, 刚性桩按公式 (5.2.7-2) 估算由桩体材料强度可能提供的单桩竖向抗压承载力特征值时, 其中桩体强度折减系数 (η) 建议取 0.33~0.36。灌注桩或长桩时用低值, 预制桩取高值。

13.3 施 工

13.3.3 锤击成桩沉桩时, 必须严格控制第一节桩的沉桩质量, 认真注意稳桩、压桩时的桩身变化情况, 发现有偏移或倾斜时, 应立即分析原因, 采取校正措施。开始锤击时, 宜用低能量、低冲程或空锤锤击 3 击~5 击, 在确认桩身贯入方向无异常时, 方可连续锤击。

收锤标准包括的内容、指标较多, 如桩的入土深度、每米沉桩锤击数、最后一米沉桩锤击数、总锤击数、最后贯入度、桩尖进入持力层深度等。一般情况下, 桩端持力层、最后贯入度或最后一米沉桩锤击数为主要控制指标, 其中桩端持力层作为定性控制指标, 最后贯入度或最后一米锤击数作为定量控制指标。其余指标可根据具体情况有所选择作为参考指标。

13.3.5 当在水泥土或旋喷桩中植入管桩时，施工应符合现行行业标准《劲性复合桩技术标准》JGJ/T 327 和《劲性复合管桩基础技术标准》JGJ/T330 的规定。

13.3.6 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，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。

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。

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。

13.4 质量检验

13.4.2 采用低应变动力测试检测桩体完整性时，检测数量可取不少于总桩数 20%。

刚性桩复合地基工程验收时，检验数量由设计单位根据工程情况提出具体要求。一般情况下，复合地基竖向抗压载荷试验数量对于建筑工程为总桩数的 0.5%~1.0%，对于交通工程为总桩数的 0.2%，对于堆场工程为总桩数的 0.1%，且每个单体工程的试验数量不应少于 3 点。单桩竖向抗压载荷试验数量为总桩数的 0.5%，且每个单体工程的试验数量不应少于 3 点。

14 桩网复合地基

14.1 一般规定

14.1.1 桩网复合地基适用于有较大工后沉降的场地，特别适用于新近填海地区软土、新近填筑的深厚杂填土、液化粉细砂层和湿陷性土层的地基处理。当桩土共同作用形成复合地基时，桩网复合地基的工作机理与刚性桩复合地基基本一致。当处理新近填土、湿陷性土和欠固结淤泥等地基时，工后沉降较大，桩间土不能与桩共同作用承担上覆荷载，桩帽以上的填土荷载、使用荷载通过填土层、垫层和加筋层共同作用形成土拱，将桩帽以上的荷载全部转移至桩帽由桩承担。此时桩网地基是填土路堤下桩承堤的一种形式。

14.1.2 桩网复合地基一般用于填土路堤、柔性面层的堆场和场道等构筑物的地基加固，已广泛应用于桥头路基、高速公路、高速铁路和机场场道等严格控制工后沉降的工程，具有施工进度快、质量易于控制等特点。

14.1.3 桩网复合地基中的桩可采用刚性桩，也可选用低强度桩。实际上采用低强度桩时布桩间距较密，桩顶不需要设置荷载传递所需的桩帽、加筋层，对填土层高度也无严格要求，在形式上与桩网复合地基不一致。所以，桩网复合地基中的桩普遍指的是刚性桩。

刚性桩的型式有多种，应根据施工可行性和经济性比选桩型。在饱和软黏土地层，不宜采用沉管灌注桩；采用打（压）入预制桩时，应采取合理的施工顺序和必要的孔压消散措施。填土、

粉细砂、湿陷性土等松散的土层宜采用挤土桩。

塑料套管桩是专门开发用于桩网复合地基的一种塑料套管就地灌注混凝土桩，桩径 150mm~250mm，先由专门的机具将带铁靴的塑料套管压入地基土层中，后灌注混凝土，桩帽可一次浇筑，具有施工速度快，饱和软土地层施工影响小等特点。

14.1.4 为了充分发挥桩网复合地基刚性桩桩体强度，宜采用较大的布桩间距。但是，加大桩间距时，需加大桩长、增加桩帽尺寸和配筋量，加筋体应具有更高的性能，以及加大填土高度以满足土拱高度要求，结果有可能导致总体造价升高。所以，应综合地质条件、桩的竖向抗压承载力、填土高度等要求，确定桩间距、桩帽尺寸、加筋层和垫层及填土层厚度。

14.2 设计

14.2.1 应该根据桩的设计承载力、桩型和施工可行性等因素选用经济合理的桩径，根据国内的施工经验，就地灌注桩的桩径不宜小于 300mm，预应力管桩直径宜选 300mm~400mm，桩体强度较低的桩型可以选用较大的桩径。桩穿过原位十字板强度小于 10kPa 的软弱土层时，应考虑压曲影响。

14.2.2 正方形布桩并采用正方形桩帽时，桩帽和加筋层的设计计算较方便。同时加筋层的经向或纬向正交于填方边坡走向时，加筋层对增强边界稳定性最有利。三角形布桩一般采用圆形桩帽，采取等代边长参照正方形桩帽设计方法。

根据实际工程统计，桩网复合地基的桩中心间距与桩径之比大多在 5~8 之间。当桩的竖向抗压承载力高时，应选较大的间距桩径比。但 3.0m 以上的布桩间距较少见。过大桩间距会导致桩帽造价升高，加筋体的性能要求提高，以及填土总厚度加大，在实际工程中不一定是合理方案。

14.2.4 参照现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94 中第 5.4.4

条计算下拉荷载 (Q_n^g)。计算时要注意负摩阻力取标准值。

14.2.5 当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，桩间土的沉陷是一个较缓慢的发展过程，复合地基的载荷试验不能反映桩间土下沉导致不能承担荷载的客观事实，所以不建议采用复合地基竖向抗压载荷试验确定该类地质条件下的桩网复合地基承载力。桩网复合地基主要由桩承担上覆荷载，用桩的单桩竖向抗压载荷试验确定单桩竖向抗压承载力特征值，推算复合地基承载力更为恰当。

对于有工后沉降的桩网复合地基，载荷试验确定的单桩竖向抗压承载力应扣除负摩擦引起的下拉荷载。注意下拉荷载为标准值，当采用特征值计算时应乘以系数 2。

14.2.6 当复合地基中的桩和桩间土的相对沉降较小时，桩间土能发挥作用承担一部分上覆荷载，桩网复合地基的工作机理与刚性桩复合地基一致，属于复合地基的一种形式， β_p 和 β_s 按刚性桩复合地基的规定取值。当桩和桩间土有较大的相对沉降时，不应考虑桩间土分担荷载的作用， β_p 取 1.0， β_s 取 0。

14.2.7 当采用圆形桩帽时，可采用面积相等的原理换算圆形桩帽的等效边长 (a_0)。等效边长按下式计算：

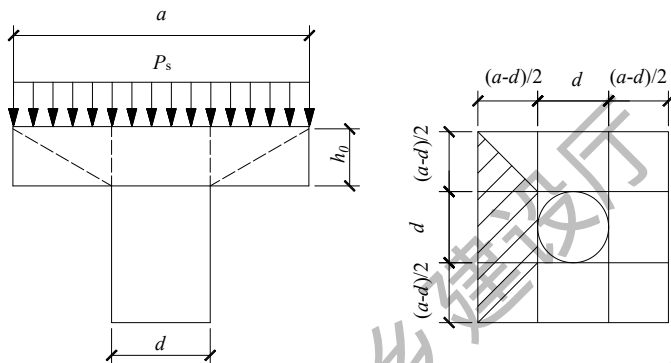
$$a_0 = \frac{\sqrt{\pi}}{2} d_0 \quad (8)$$

式中： d_0 ——圆形桩帽的直径 (m)。

14.2.8 桩帽宜采用现浇，可以保证对中和桩顶与桩帽紧密接触。当采用预制桩帽时，一般在预制桩帽的下侧面设略大于桩径的凹槽，安装时对中桩位。桩帽面积与单桩处理面积之比宜取 15%~25%。当桩径为 300mm~400mm 时，桩帽之间的最大净间距宜取 1.0m~2.0m。方案设计时，可预估需要的上覆填土厚度为最大间距的 1.5 倍。

桩帽作为结构构件，采用荷载基本组合验算截面抗弯和抗冲

剪承载力。



(1) 桩帽抗冲剪验算简图

(2) 桩帽抗弯截面验算简图

图4 桩帽计算简图

桩帽抗冲剪按下列公式计算：

$$V_s / u_m h_0 \leq 0.7 \beta_{hp} f_t / \eta \quad (9-1)$$

$$V_s = P_s a^2 - (\tan 45^\circ h_0 + d)^2 \pi P_s / 4 \quad (9-2)$$

$$u_m = 2(d/2 + \tan 45^\circ h_0/2)\pi \quad (9-3)$$

式中： V_s ——桩帽上作用的最大冲剪力 (kN)；

P_s ——相应于荷载效应基本组合时，作用在桩帽上的压力值 (kPa)；

β_{hp} ——冲切高度影响系数，取 1.0；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度 (kPa)；

η ——影响系数，取 1.25。

桩帽截面抗弯承载力按下列公式计算：

$$M_R \geq M \quad (10-1)$$

$$M = \frac{1}{2} P_s d \left(\frac{a-d}{2} \right)^2 + \frac{2}{3} P_s \left(\frac{a-d}{2} \right)^3 \quad (10-2)$$

式中： M_R ——截面抗弯承载力（kN·m）；

M ——桩帽截面弯矩（kN·m）。

当桩需要穿过松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土层时，作用于桩帽上的压力值可按下式计算：

$$P_s = A \sigma_v \quad (11-1)$$

$$\sigma_v = 1.35(\gamma_m H + q) \quad (11-2)$$

式中： P_s ——相应于荷载效应基本组合时，作用在桩帽上的压力值（kPa）；

σ_v ——相应于荷载效应基本组合时，作用在桩帽顶平面上的平均压力值（kPa）；

γ_m ——垫层、填土层填料加权平均重度（kN/m³）；

q ——相应于荷载效应标准组合时的路面荷载（kN/m³）；

H ——桩帽顶至地面高度（m）；

A ——单桩承担的地基处理面积（m²）。

其余情况作用于桩帽上的压力值可参照《土工合成材料应用技术规范》GB/T 50290 按下式计算：

$$P_s = (C_c a / H)^2 \sigma_v \quad (12-1)$$

式中： a ——桩帽直径或宽度（m）；

C_c ——成拱系数。

对于端承桩：

$$C_c = 1.95H / a - 0.18 \quad (12-2)$$

对于摩擦桩：

$$C_c = 1.50H / a - 0.07 \quad (12-3)$$

也可参考《大面积基础刚性桩及桩网路基设计与施工技术标准》DBJ/T 13-221，由桩顶和桩端边界约束及桩土变形协调条件迭代联立求解桩帽顶分担的荷载。

14.2.9 当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有

明显工后沉降的地基时，确定土拱高度是桩网地基填土高度设计的前提，也是计算确定加筋体的依据。实用的土拱计算方法主要有英国规范法、日本细则法和北欧规范法等。

英国规范 BS8006(1995)根据 Hewlett、Low 和 Randolph 等人的研究成果，假定土体在压力作用下形成的土拱为半球拱。提出了桩网土拱临界高度的概念，认为：路堤的填土高度超过临界高度 ($H_c=1.40(S-a)$) 时，才能产生完整的土拱效应。该规定忽视了路堤填土材料的性质，在对路堤填料有严格限制的条件下，英国规范的方法方便实用。

北欧规范引用了 Carlsson 的研究成果，假定桩网复合地基平面土拱的形式为三角形楔体，顶角为 30° 。可计算得土拱高度为 $H_c=1.87(S-a)$ 。

日本细则采用了应力扩散角的概念，同样假定桩网复合地基平面土拱的形式为三角形楔体，顶角为 2φ ， φ 为材料的内摩擦角，黏性土取综合内摩擦角。

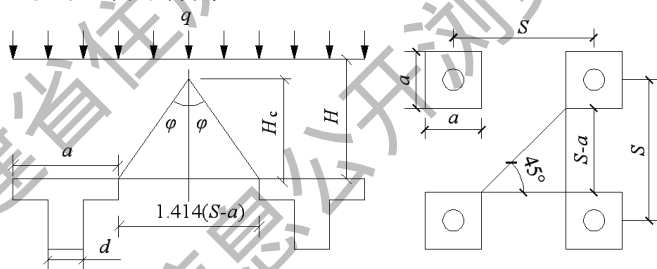


图5 土拱高度计算简图

桩网复合地基采用间距为 S 的正方形布桩，正方桩帽边长为 a ，土拱高度计算应考虑桩帽之间最大的间距， $H_c=0.707(S-a)/\tan\varphi$ 。当 $\varphi=30^\circ$ 时， $H_c=1.22(S-a)$ ；日本细则另外规定土拱高度计算取 1.2 的安全系数，设计取值时 $H_c=1.46(S-a)$ 。

目前各国采用的规范方法略有不同，但是考虑到路堤填料规

定的差异，各国关于土拱高度计算方法实质上差异较小。

14.2.12 当处理松散填土层、欠固结软土层、自重湿陷性土等有明显工后沉降的地基时，根据桩网地基的工作机理，土拱产生之后，桩帽以上以及土拱部分填土荷载和使用荷载均通过土拱作用，传递至桩帽由桩承担。当桩间土下沉量较大时，拱下土体通过加筋体的提拉作用也传递至桩帽，由桩承担。目前国外规范关于加筋体拉力的计算方法主要有以下几种：

1 英国规范 BS8006 法

将水平加筋体受竖向荷载后的悬链线近似看成双曲线，假设水平加筋体之下脱空，得到竖向荷载（ W_T ）引起的水平加筋体张拉力（ T ）按下式计算：

$$T = \frac{W_T(S-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (13)$$

式中： S ——桩间距（m）；

a ——桩帽宽度（m）；

ε ——水平加筋体应变；

W_T ——作用在水平加筋体上的土体重量（kN）。

当 $H_c > 1.4(S-a)$ 时， W_T 按下列公式计算：

$$W_T = \frac{1.4S\gamma(S-a)}{S^2 - a^2} \left[S^2 - a^2 \left(\frac{C_c a}{H} \right)^2 \right] \quad (14-1)$$

对于端承桩：

$$C_c = 1.95H/a - 0.18 \quad (14-2)$$

对于摩擦桩及其他桩：

$$C_c = 1.5H/a - 0.07 \quad (14-3)$$

式中： C_c ——成拱系数。

2 北欧规范法

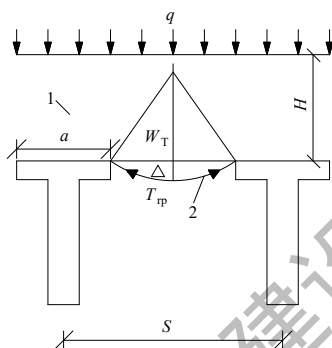


图6 加筋体计算简图

1——路堤；2——水平加筋体

北欧规范法的计算模式采用了三角形楔形土拱的假设（图6），不考虑外荷载的影响，则二维平面时的土楔重量（ W_{T2D} ）按下式计算：

$$W_{T2D} = \frac{(S-a)^2}{4 \tan 15^\circ} \gamma \quad (15)$$

该方法中水平加筋体张拉力的计算采用了索膜理论，也假定加筋体下面脱空，得到二维平面时的加筋体张拉力（ T_{p2D} ）可按下式计算：

$$T_{p2D} = W_{T2D} \left(\frac{S-a}{8\Delta} \right) \sqrt{1 + \frac{16\Delta^2}{(S-a)^2}} \quad (16)$$

式中： Δ ——加筋体的最大挠度（m）。

瑞典 Rogheck 等考虑了三维效应，得到三维情况下土楔重量（ W_{T3D} ）可按下式计算：

$$W_{T3D} = \left(1 + \frac{S-a}{2} \right) W_{T2D} \quad (17)$$

则三维情况下水平加筋体的张拉力（ T_{p3D} ）可按下式计算：

$$T_{p3D} = \left(1 + \frac{S-a}{2} \right) T_{p2D} \quad (18)$$

3 日本细则方法

日本细则方法考虑拱下三维楔形土体的重量,假定加筋体为矢高 Δ 的抛物线,土拱下土体荷载均布作用在加筋体上,推导出加筋体张拉力可按式计算:

$$W = \frac{1}{2} h \gamma (S^2 - \frac{1}{4} a^2) \quad (19)$$

格栅上的均布荷载:

$$q = \frac{W}{2(S-a)a} \quad (20)$$

加筋体的张力:

$$T_{\max} = \sqrt{H^2 + \left(\frac{q\Delta}{2}\right)^2} \quad (21-1)$$

$$H = q(S-a)^2 / 8\Delta \quad (21-2)$$

4 本标准方法

本标准采用应力扩散角确定的土拱高度,考虑空间效应计算加筋体张拉力。

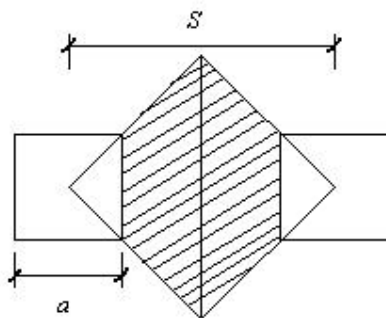


图7 加筋体计算平面图

土拱设计高度 $h=1.2H_c$, $H_c=0.707(S-a)/\tan\varphi$ (图7)。加筋体张拉力产生的向上的分力承担图中阴影部分楔体土的重量,假定加筋体的下垂高度为 Δ ,变形近似于三角形,土荷载的分项系数

取 1.35，则加筋体张拉力可按式计算：

$$T \geq \frac{1.35\gamma h(S^2 - a^2)\sqrt{(S-a)^2 + 4\Delta^2}}{32\Delta a} \quad (22)$$

5 不同方法计算结果的对比

此处以一个算例，对比上述不同规范计算土拱高度和加筋拉力的结果。算例中：布桩间距 2.0m，桩帽尺寸 1.0m，填料内摩擦角取 35°、30°和 25°三种情况，填土的重度取 20kN/m³，填土的总高度大于 2.5m，加筋体最大允许下垂量 0.1m。土拱的高度和加筋体的拉力分别按照不同的规范方法计算，结果列于表 8。

表 8 不同规范土拱高度和加筋体拉力计算比较

规范或方法名称		英国规范 BS8006	北欧规范	日本细则	本标准
$\varphi=35^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	1.45	1.45
	加筋拉力 (kN/m)	64.10	101.90	49.90	58.30
$\varphi=30^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	1.76	1.76
	加筋拉力 (kN/m)	64.10	101.90	60.70	69.40
$\varphi=25^\circ$	土拱高度 (m)	1.68	2.24	2.18	2.18
	加筋拉力 (kN/m)	64.10	101.90	75.20	85.32

在本标准确定总填土厚度时，考虑了 20%的安全余量。能够保证桩网复合地基形成完整的土拱，不至于在路面产生波浪形的差异沉降。工程实际和模型试验都表明，增加加筋层数能够有效地减小土拱高度。但是，目前这方面还没有定量的计算方法，建议采用有限元等数值方法和足尺模型试验确定多层加筋土土拱高度。

加筋层材料应选用土工格栅、复合土工布等具有铺设简便、造价便宜、材料性能适应性好等特点的土工聚合物材料。宜选用尼龙、涤纶、聚酯材料的经编型、高压聚乙烯和交联高压聚乙烯

材料等拉伸型土工格栅，或该类材料的复合土工材料。热压型聚苯稀、低密度聚乙烯等材料制成的土工格栅强度较低、延伸性大、蠕变性明显，不宜采用。玻纤土工格栅强度很高，但是破坏时应变率较小，一般情况下也不适用。

桩与地基土共同作用形成复合地基时，桩帽上部加筋按边坡稳定要求设计。加筋层数和强度均应该由稳定计算的结果确定。多层加筋也可以解决单层加筋强度不够的问题。从桩网加筋起桩间土提兜作用的机理分析，选择两层加筋体时，两层筋材应尽量靠近。但是贴合会减少加筋体与垫层材料的摩擦力，要求之间有10cm左右的间距，所填的材料应与垫层相同。由于两层加筋体所处的位置不同，实际产生的变形量也不同，所以强度发挥也不同。两层相同性质的加筋体，上层筋材发挥的拉力只有下层的60%左右。

加筋体的允许下垂量与地基的允许工后沉降有关，也关系到加筋体的强度性能。当工后沉降控制严格时，允许下垂量 Δ 取小值。规定的加筋体下垂量越小，加筋体的强度要求就越高。所以，一般情况下规范推荐取桩帽间距的10%。

14.2.13 当桩间土发生较大沉降时，加筋层和桩间土可能脱开，为了避免垫层材料漏到加筋层之下，填料的最小粒径不应小于加筋体的孔径尺寸。如果加筋体的孔径较大，垫层材料粒径不能满足要求时，可在加筋层之上铺设土工布，或者采用复合型的土工格栅。

14.2.15 当复合地基中的桩和桩间土发生较大相对沉降时，导致桩帽以上荷载通过土拱作用转移至桩帽，根据土体体积不变的原理，推导出形成稳定土拱所导致的地面沉降量 s_3 的计算公式（14.2.15-2）。在实际工作中往往更关心工后沉降，桩网复合地基的工后沉降主要由桩受荷后的沉降和桩间土下沉而产生的地面沉降组成，所以控制加筋层的下垂量，对于控制工后沉降有重

要作用。

14.3 施 工

14.3.2 在饱和软土地层施工打入桩、压桩时，随着打入或压入地层的桩数增加，会引起软土层超静孔隙水压力升高，导致打桩或压桩的阻力减小，很难实现施工初期确定的收锤标准和压桩力标准。所以本条规定“饱和黏土地层预制桩沉桩施工时，应以设计桩长控制为主，工艺试桩确定的收锤标准或压桩力控制为辅的方法控制施工桩长。”在工艺试桩过程中，应记录在不同地层、设计桩长时的贯入量或压桩力，结合桩的载荷试验结果，总结出收锤标准和压桩力控制标准。对于成孔就地灌注桩，主要根据钻孔揭示的土层判断持力层来控制桩长。

14.3.3 饱和软土地层采用挤土桩施工时，可以采取较长间隔时间跳打、由中间往两侧施工等办法，减小超静孔隙水压力升高对成桩质量和周边环境的影响。必要时在饱和软土层中插塑料排水板或打设砂井等竖向排水通道，促使超静孔隙水压力消散。

14.3.4 聚合物土工材料在紫外线强烈曝晒下，都会有一定的强度损失，即发生老化现象。所以在材料的运输、储存和铺设过程中，应尽量避免阳光曝晒。

加筋层的接头可采用锁扣连接、拼接或缝接，加筋层接头的强度不应低于材料抗拉强度设计值的 70%。

14.3.5 现浇桩帽施工时，要注意桩帽和桩的对中，桩头与桩帽的连接，必要时可在桩顶设构造钢筋与桩帽连接。预制桩帽一定要有可靠的对中措施，安装时桩帽和桩对中、两者密贴。桩帽之间土压实困难，故应采用砂土、石屑等回填。

14.3.6 当加筋层以上铺设碎石垫层时，采用振动碾压很容易损伤加筋层。垫层应选用强度高、变形小的填料，铺设平整后可不作压实处理。

14.4 质量检验

14.4.3 土工合成加筋体抗老化性能测试采用现行国家标准《塑料实验室光源暴露试验方法 第2部分：氙弧灯》GB/T16422.2 光照老化试验的有关规定。光照老化法：氙弧灯光照辐射强度 55W/m^2 ，照射 150 小时，测试加筋体的拉伸强度不小于原有强度的 70%。加筋体的其它检测与检验按照现行行业标准《公路工程土工合成材料试验规程》JTGE50 的有关规定和要求进行试验。

15 监测与检测

15.1 一般规定

15.1.1 地基处理工程施工过程应重视监测，利用监测成果指导施工、完善设计，及时发现问题采取措施。

15.1.2 本条是对地基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、原水管等重要市政设施、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 邻近地表监测点宜按剖面布置，剖面间距宜为 30m~50m，宜设置在场边每侧边中部；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。

15.2 监 测

15.2.4 现行标准中规定的应实施监测的项目,有可能有一部分是环境条件不允许或不可能用现场人工方式进行监测的监测项目,这些项目大多具有地理位置偏远、周边环境复杂或危险的特点。然而,这些项目又属于应实施监测的监测项目,因此,这些项目只能采用自动化监测,这种监测方式在一次安装后,除必要的巡视检查外,大部分情况可以在远程进行监测,大幅降低了现场人工监测的劳动力成本和危险程度。

相对于现场人工监测,自动化监测的另外一些优点是高频率、实时性、智能化。因此,当监测频率要求很高或要求实现实时监测和实时趋势分析时,也只能采用自动化监测。

15.2.5 实施自动化监测技术手段很多,既要准确、安全,又要合理、经济,就要求对工程特点进行研究,结合场地电力供应、网络条件、精度要求等进行选择。

目前位移类监测涉及控制网联测、监测方法和监测设备的稳定性等诸多问题,均会影响监测的精度,其他监测也有可能因现场变化而产生较大误差,因此,需要进行一定量的比对测量,以保证监测的准确度。

15.2.7 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、工程的类型和加荷的方式有关。

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、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。

15.2.8 强夯施工时的振动对周围建(构)筑物的影响程度与土质条件、夯击能量和建(构)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(构)筑物反应加速度以及对建(构)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(构)筑物损伤影响距离一般为10m~15m,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(指一般在建(构)筑物邻近开挖深度约3m的隔振沟)。

15.2.9 固化土地基加固注浆过程中,因浆液在凝固且固结体强度达到设计要求前,荷载作用下地基在短时间内会沉降,为了避免对既有建(构)筑物的不利影响,有必要对地面、周围建(构)筑物、地下管线等进行监测。

15.2.10 在软土地基中采用夯实、挤密桩、旋喷桩、CFG桩、柱锤冲扩桩、注浆等方法进行施工时,会产生挤土效应,对周边建(构)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、地下管线等将产生十分有害的影响。为了保护周围建(构)筑物和地下管线安全,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（构）筑物的影响程度与土质条件、需保护的建（构）筑物、地下设施、管线等的特性有关。振动强度主要有三个参数：位移、速度、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》GB6722 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。

15.2.11 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。

15.3 检测

15.3.1 根据第 1.0.3 条的原则及地基检测工作的特殊性，本条对调查阶段工作提出了具体要求。为了正确地对地基工程质量进行检测和评价，提高地基工程检测工作的质量，做到有的放矢，应尽可能详细地了解和搜集有关的技术资料。另外，有时委托方的介绍和提出的要求是笼统的、非技术性的，也需要通过调查来进一步明确委托方的具体要求和现场实施的可行性。

15.3.2 根据《建筑工程施工质量验收统一标准》GB 50300-2013，具有独立使用功能的单位工程是建筑工程施工质量竣工验收的基础，因此，一般情况下，检测数量应按单位工程进行计算确定。

设计单位根据上部结构和岩土工程勘察资料，可能在同一单位工程中同时采用天然地基和人工处理地基、天然地基和复合地基等不同地基类型，对于这种情况，应将不同设计参数的检测对象划为不同的检验批，按检验批抽取一定数量的样本进行检测。

15.3.3 本条提出的检测方案内容为一般情况下包含的内容，制定检测方案要考虑的因素较多，一是要考虑检测对象特殊性，如

20m 长的桩与 50m 长的桩、1m 压板尺寸与 3m 的压板尺寸，对场地条件和试验设备的要求是不一样的或对检测方法的选择有影响。二是要考虑受检工程所在地区的试验设备能力。三是要考虑场地局限性。同时还应考虑检测过程中可能出现的争议，因此，检测方案可能需要与委托方或设计方共同协商制定，尤其是应确定受检桩桩位、检测点的代表性，有时候委托单位要求检测单位对有疑问的检测对象（如下暴雨时施工的桩、局部暗沟区域的地基处理效果）进行检测，掌握其质量状况。这类检测对象属于特别的检测对象，不具备正常抽样的样品的代表性的特性。安全检测措施可参照国家标准《岩土工程勘察安全标准》GB 50585-2019 的有关规定执行。

制定检测方案时，只能根据已有工程实践经验初步确定检测方法，但在具体工程中，所选择的检测方法能否满足委托方的要求，往往还需要根据现场检测效果进行评价和判断。因此，本标准明确规定，如果检测方案中确定的检测方法不能满足检测目的的，应重新选择检测方法。不能满足检测目的的检测结果，不能计入检测数量。

15.3.5 本条是地基处理工程的验收检验的基本要求。换填地基、预压地基、压实地基、夯实地基、注浆加固地基的检测，主要通过静载荷试验、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，不仅要作上述检验，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。

15.3.6 在地基质量验收检测时，考虑间歇时间是因为地基土的密实、土的触变效应、孔隙水压力的消散、水泥或化学浆液的固结等均需有一个期限，施工结束后立即进行验收检测难以反映地基处理的实际效果。间歇时间应根据岩土工程勘察资料、地基处理方法，结合设计要求综合确定。当无工程实践经验时，可参照

此条规定执行。

15.3.7 由于检测成本和周期问题,很难做到对地基基础工程全部进行检测。施工后验收检测的最终目的是查明隐患、确保安全。检测抽样的样本要有代表性、随机均匀分布,为了在有限的检测数量中更充分地暴露地基基础存在的质量问题,首先,应选择设计人员认为比较重要的部位;第二,应充分考虑局部岩土特性复杂可能影响施工质量或结构安全,如局部存在破碎带、软弱夹层、或者淤泥层比较厚,与正常地质条件相比,施工质量更难控制;第三,应根据监理记录和施工记录选择施工出现异常情况、可能有质量隐患的部位;第四,一般来说,应采用两种或两种以上的方法对地基基础施工质量进行检测,并应遵循先普查、后详检的原则,因此,应根据前一种方法的检测结果确定后一种方法的检测位置,这样做符合本标准第 1.0.3 条合理搭配、优势互补,相互验证的原则。

15.3.8 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。

15.3.10 对检测结果产生争议的原因可能有:(1)委托方怀疑检测单位未严格按标准进行检测,检测设备、检测环境、检测时间等方面可能不满足标准要求;(2)检测结果与场地的岩土工程勘察资料出入较大;(3)单位工程的全部检测结果存在逻辑上的矛盾等;(4)由于准备工作不充分(如桩头处理未完全满足检测的要求)或目前检测技术水平所限,所采用的检测方法难以提供准确的检测结果。验证检测的目的是确认检测结论的可靠性,宜以验证检测结论为验收依据。

15.3.11~12 当检测结果不满足设计要求时,处理是比较复杂的,无法给出统一的处理方案。当进行扩大检测时,应不能否认前面的检测结果。