

UDC

中华人民共和国行业标准

P

TB

TB 10106 — 2023

J 1078 — 2023

铁路工程地基处理技术规程

Technical Specification for Ground Treatment
of Railway Engineering

2023-01-16 发布

2023-05-01 实施

国 家 铁 路 局 发 布

中华人民共和国行业标准

铁路工程地基处理技术规程

Technical Specification for Ground Treatment
of Railway Engineering

TB 10106—2023

J 1078—2023

主编单位：中铁二院工程集团有限责任公司
中铁第四勘察设计院集团有限公司

批准部门：国家铁路局

施行日期：2023年5月1日

中国铁道出版社有限公司

2023年·北京

国家铁路局关于发布铁道行业标准的公告

(工程建设标准 2023 年第 1 批)

2023 年 第 1 号

现公布《铁路工程地基处理技术规程》(TB 10106—2023)行业标准,自 2023 年 5 月 1 日起实施。《铁路工程地基处理技术规程》(TB 10106—2010)行业标准同时废止。

本标准由中国铁道出版社有限公司出版发行。

国家铁路局

2023 年 1 月 16 日

前 言

随着铁路工程建设规模扩大、铁路等级和设计速度提高,地基处理技术对铁路工程质量安全的影响日益凸显。复合地基被广泛应用于铁路路基地基处理中,布袋注浆桩、素混凝土桩等新技术日趋成熟,在满足地基承载要求、控制路基工后沉降、保障路基安全稳定等方面发挥了重要作用,积累了丰富经验,为全面修订《铁路工程地基处理技术规程》奠定了坚实的基础。

本规程为统一铁路工程地基处理技术要求,系统总结近年来国内外地基处理技术科研成果和实践经验,充分借鉴相关标准要求,在《铁路工程地基处理技术规程》TB 10106—2010 的基础上,经广泛征求意见后全面修订而成。本规程坚持安全可靠、技术先进、经济合理、绿色环保的理念,协调现行铁路勘察、设计、施工、验收等有关标准,将更好满足铁路工程地基处理技术发展需要。

本规程共分 21 章,包括总则、术语和符号、基本规定、换填垫层、冲击(振动)碾压、强夯及强夯置换、排水固结、碎石(砂)桩、灰土(水泥土)挤密桩、柱锤冲扩桩、水泥土搅拌桩、旋喷桩、布袋注浆桩、碎石注浆桩、水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩、预制桩、钢筋混凝土灌注桩、多桩型复合地基、桩网(桩筏)结构、桩板结构、注浆,另有 4 个附录。

本次修订的主要内容如下:

1. 调整章节结构,新增布袋注浆桩、碎石注浆桩及多桩型复合地基章节,将原规程钢筋混凝土桩网(桩筏)结构章节拆分为预制桩、钢筋混凝土灌注桩、桩网(桩筏)结构三章,将原规程碎石桩

章节和挤密砂石桩章节合并为碎石(砂)桩一章。

2. 完善地基压缩层厚度的确定方法,补充沉降计算修正系数和工后沉降完成比例系数取值。

3. 调整复合地基承载力验算要求,补充刚性桩复合地基稳定性计算方法。

4. 规定布袋注浆桩和碎石注浆桩的适用范围、承载力设计计算、施工过程控制、承载力检验等技术内容。

5. 新增螺纹(杆)桩、现浇 X 形桩和现浇大直径管桩等素混凝土桩的适用条件、承载力设计计算、施工及质量检验等技术内容。

6. 明确预制桩适用条件、成孔控制指标、桩顶高程、承载力试验等设计、施工及质量检验等技术内容。

7. 规定钢筋混凝土灌注桩适用条件、桩间距、承载力计算、泥浆护壁成孔工艺等设计、施工及质量检验的技术内容。

8. 规定多桩型复合地基适用条件、处理深度、工艺性试验等设计、施工及质量检验的技术内容。

9. 提出考虑土拱效应、索膜效应、边坡推力效应、地基反力效应的桩网结构加筋垫层设计计算方法。

10. 修订地基处理工程不同桩型质量检验的基本要求、检测数量、检验方式等相关技术内容。

在本规程的执行过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见及有关资料寄交中铁二院工程集团有限责任公司(四川省成都市通锦路3号,邮政编码:610031),并抄送国家铁路局规划与标准研究院(北京市西城区广莲路1号,邮政编码:100055),供今后修订时参考。

本规程由国家铁路局科技与法制司负责解释。

主编单位:中铁二院工程集团有限责任公司、中铁第四勘察设

设计院集团有限公司。

参编单位:中国铁路设计集团有限公司、中国铁路经济规划研究院有限公司、中国铁道科学研究院集团有限公司、西南交通大学、重庆大学。

主要起草人:李安洪、薛元、孙红林、李时亮、崔维孝、叶阳升、刘珣、杨常所、罗强、刘汉龙、苏昶、张东卿、姚成志、王歆宇、张磊、王亚飞、蔡德钧、丁选明、代伟、周波、王智猛、闫宏业、李泰澧、周文洋、张硕、刘菀茹、蒋楚生、曾惜、吴沛沛、邱永平、赵前进、李宁、程田、刘宏扬、刘维正。

主要审查人:余雷、杨鹏健、张先军、刘好正、徐红星、周诗广、崔德山、顾湘生、田士军、李肖伦、李海光、吴连海、詹志雄、杜文山、崔俊杰、郭绍影、毛忠良、白朝能、王小青、崔江余、王炳龙、徐林荣、肖宏。

本规程的历次版本发布情况:《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》TB 10113—1996、《铁路工程地基处理技术规程》TB 10106—2010。

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	3
2.1	术 语	3
2.2	符 号	7
3	基本规定	9
3.1	一般规定	9
3.2	稳定检算	10
3.3	地基承载力验算	17
3.4	沉降计算	18
4	换填垫层	22
4.1	一般规定	22
4.2	设 计	22
4.3	施 工	24
4.4	质量检验	25
5	冲击(振动)碾压	26
5.1	一般规定	26
5.2	设 计	26
5.3	施 工	26
5.4	质量检验	27
6	强夯及强夯置换	28
6.1	一般规定	28
6.2	设 计	28
6.3	施 工	31
6.4	质量检验	32

7	排水固结	33
7.1	一般规定	33
7.2	设计	33
7.3	施工	36
7.4	质量检验	38
8	碎石(砂)桩	39
8.1	一般规定	39
8.2	设计	39
8.3	施工	41
8.4	质量检验	43
9	灰土(水泥土)挤密桩	45
9.1	一般规定	45
9.2	设计	45
9.3	施工	47
9.4	质量检验	49
10	柱锤冲扩桩	50
10.1	一般规定	50
10.2	设计	50
10.3	施工	51
10.4	质量检验	52
11	水泥土搅拌桩	54
11.1	一般规定	54
11.2	设计	54
11.3	施工	56
11.4	质量检验	57
12	旋喷桩	58
12.1	一般规定	58
12.2	设计	58
12.3	施工	60

12.4	质量检验	61
13	布袋注浆桩	62
13.1	一般规定	62
13.2	设计	62
13.3	施工	64
13.4	质量检验	65
14	碎石注浆桩	66
14.1	一般规定	66
14.2	设计	66
14.3	施工	68
14.4	质量检验	70
15	水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩	72
15.1	一般规定	72
15.2	设计	72
15.3	施工	74
15.4	质量检验	76
16	预制桩	78
16.1	一般规定	78
16.2	设计	78
16.3	施工	79
16.4	质量检验	82
17	钢筋混凝土灌注桩	83
17.1	一般规定	83
17.2	设计	83
17.3	施工	85
17.4	质量检验	86
18	多桩型复合地基	87
18.1	一般规定	87
18.2	设计	87

18.3	施 工	91
18.4	质量检验	91
19	桩网(桩筏)结构	93
19.1	一般规定	93
19.2	设 计	94
19.3	施 工	99
19.4	质量检验	99
20	桩板结构	101
20.1	一般规定	101
20.2	设 计	101
20.3	施 工	106
20.4	质量检验	107
21	注 浆	108
21.1	一般规定	108
21.2	设 计	108
21.3	施 工	110
21.4	质量检验	110
附录 A	铁路工程常用地基处理方法及适用条件	112
附录 B	复合地基单桩载荷试验要点	114
附录 C	复合地基载荷试验要点	116
附录 D	地基沉降计算	119
	本规程用词说明	130
	《铁路工程地基处理技术规程》条文说明	131

1 总 则

1.0.1 为统一铁路工程地基处理技术要求,确保铁路工程地基处理满足安全可靠、技术先进、经济合理、绿色环保等要求,制定本规程。

1.0.2 本规程适用于铁路工程地基处理的设计、施工和质量检验。

1.0.3 铁路工程地基处理措施应根据铁路等级、轨道类型、荷载大小、场地地质和环境条件、工期要求、施工工艺和地区经验等因素合理确定。

1.0.4 铁路工程地基处理应加强工程地质勘察工作,采用综合勘探的方法,取得详细的工程地质、水文地质和环境条件资料。

1.0.5 铁路工程地基处理应满足稳定、变形和耐久性的要求。

1.0.6 铁路工程地基处理应考虑地形地貌、水文条件、周边环境等对铁路工程稳定及变形的影响。

1.0.7 铁路工程构筑物分界处、地层变化较大的地段及不同地基处理措施连接处工后差异沉降大时,应采取过渡的地基处理措施。

1.0.8 铁路工程地基处理施工应作为控制工程优先安排,按照先试验、后施工的原则,并根据试验结果验证、调整施工工艺及参数。

1.0.9 铁路工程地基处理应重视环境保护,施工工法和工艺的选择应考虑振动、噪声、粉尘、泥浆等可能对环境产生的影响。

1.0.10 铁路工程地基处理应加强施工过程质量控制和加固效果检测,积极采用信息化手段对施工全过程进行质量控制。

1.0.11 铁路工程地基处理应按照相关标准的要求开展变形观测

及评估工作。

1.0.12 铁路工程地基处理应采用安全可靠的新技术、新工艺、新材料和新设备。

1.0.13 铁路工程地基处理除应符合本规程外,尚应符合国家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

为提高地基承载力,改善其变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法。

2.1.2 天然地基 natural ground

未经人工处理的地基。

2.1.3 散体材料桩 pile of granular material

在天然地基中设置以碎石、砂砾等无黏结散粒材料构成的密实桩体,并与桩周土组成复合地基,如碎石(砂)桩等。

2.1.4 柔性桩 flexible pile

在天然地基中设置以水泥、石灰等黏结材料与土拌和形成具有一定黏结强度的桩体,并与桩周土组成复合地基,如灰土(水泥土)桩、水泥土搅拌桩及旋喷桩等。

2.1.5 刚性桩 rigid pile

在天然地基中设置的高黏结强度的水泥粉煤灰碎石桩、素混凝土桩、碎石注浆桩、预制桩及钢筋混凝土灌注桩等。

2.1.6 地基容许承载力 ground allowable bearing capacity

确保地基不产生剪切破坏而失稳,同时又保证建筑物沉降不超过容许值的最大荷载。

2.1.7 地基基本承载力 ground basic bearing capacity

建筑物基础短边宽度不大于2.0 m、埋置深度不大于3.0 m时的地基容许承载力。

2.1.8 地基极限承载力 ground ultimate bearing capacity

地基能承受的最大荷载强度。

2.1.9 工后沉降 post-construction settlement

上部建筑物竣工或路基竣工铺轨工程开始时的沉降量与最终形成的总沉降量之差。

2.1.10 换填 fill replacement

挖除地表浅层软弱土层,回填合格填料,并碾压或夯压密实的地基处理方法。

2.1.11 换填垫层 replacement layer of compacted fill

挖去表面浅层软弱土层或不均匀土层,回填坚硬、较粗粒径的材料,并夯压密实形成的垫层。

2.1.12 加筋垫层 replacement layer of tensile reinforcement

在垫层材料内铺设单层或多层水平向加筋材料形成的垫层。

2.1.13 冲击碾压 impact rolling

采用多边形压实轮非圆曲线滚动时对地基表层施加碾压、冲击综合作用,使土体得到压实的地基处理方法。

2.1.14 振动碾压 vibrating rolling

采用滚动式振动碾压机对地基表层施加碾压、振动综合作用,使土体得到压实的地基处理方法。

2.1.15 强夯 dynamic compaction

将夯锤提升到高处使其自由落下,给地基施加冲击和振动能量,将地基土夯实地基处理方法。

2.1.16 强夯置换 dynamic compaction replacement

将夯锤提升到高处使其自由落下形成夯坑,并不断夯击坑内回填的碎石等硬粒料,使其形成密实墩体的地基处理方法。

2.1.17 袋装砂井 sand wick

以透水型土工织物长袋装砂,设置在软土地基中形成排水砂井,以加速软土排水固结。

2.1.18 塑料排水板 plastic drain sheet

将塑料板芯材外包排水良好的土工织物排水带,用插带机插入软土地基中代替砂井,以加速软土排水固结。

2.1.19 真空预压 vacuum preloading

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

2.1.20 碎石(砂)桩 gravel (sand) pile

采用振动、冲击、振冲及振动挤压等方式在地基中成孔后,再将碎石(砂)挤压入已成的孔中,形成由碎石(砂)构成的密实桩体。

2.1.21 灰土挤密桩 lime-soil compaction pile

利用横向挤压成孔设备成孔,使桩间土得以挤密,将灰土填入孔内分层夯实形成的灰土桩。

2.1.22 水泥土挤密桩 cement-soil compaction pile

利用横向挤压成孔设备成孔,使桩间土得以挤密,将水泥土填入孔内分层夯实形成的水泥土桩。

2.1.23 柱锤冲扩桩 pile thrust-ed expanded with column-hammer

将柱状重锤提到高处使其自由落下冲击成孔,然后分层填料夯实形成的扩大桩体。

2.1.24 水泥土搅拌桩 cement-soil mixing pile

以水泥作为固化剂的主剂,通过深层搅拌机械,将固化剂与地基土强制搅拌,使软弱土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的柱状加固体桩。水泥土搅拌桩按加固材料状态不同可分为浆体搅拌桩(水泥浆搅拌桩、水泥砂浆搅拌桩)和粉体搅拌桩,按施工机械叶片搅拌方向不同又可分为单向水泥土搅拌桩和多向水泥土搅拌桩。

2.1.25 旋喷桩 jet grouting pile

用高压水泥浆通过钻杆由水平方向的喷嘴喷出,形成喷射流,钻杆边旋转、边喷射,喷射出的水泥浆切割土体,并与土拌和形成

的水泥土加固体桩。

2.1.26 布袋注浆桩 bag grouting pile

采用机械在地基中成孔,将土工布袋套在注浆管外,浆液通过注浆管孔底压入,充填、膨胀布袋形成的桩体。

2.1.27 碎石注浆桩 gravel grouting pile

利用钻机成孔,在孔内放置注浆管,投入碎石后注入水泥浆液固结形成的桩。

2.1.28 水泥粉煤灰碎石桩 cement fly-ash gravel pile(CFG)

由水泥、粉煤灰、碎石、石屑、砂等混合料加水拌和形成的高黏结强度桩。

2.1.29 素混凝土桩 plain concrete pile

由水泥、碎石、砂等混合料加水拌和形成的高黏结强度桩,包括现浇混凝土桩、螺纹(杆)桩、现浇大直径管桩以及现浇 X 形桩等异形桩。

2.1.30 螺纹(杆)桩 screw pile

采用螺纹(杆)桩机施工形成的桩身全部带有螺牙(或部分带有螺牙)的混凝土灌注桩,又名螺丝钉桩。

2.1.31 现浇大直径管桩 large diameter cast-in-place concrete pipe pile

采用桩机将带有活瓣桩尖或预制桩尖的内外双层套管桩模沉入地基,在桩模内外管之间灌注混凝土,然后振动拔管,在桩芯土体与外部土体之间形成的桩。

2.1.32 现浇 X 形桩 X-section cast-in-place concrete pile

采用桩机将带活瓣桩尖或预制桩尖的 X 形截面桩模沉入地基,在 X 形桩模内灌注混凝土,然后振动拔模后形成的桩。

2.1.33 预制桩 precast pile

在预制构件加工厂预制,运至施工现场,采用机械打(压)入土中的钢筋混凝土桩。

- 2.1.34 钢筋混凝土灌注桩** cast-in-place reinforced concrete pile
采用机械或人工成孔,在孔内放置钢筋笼、灌注混凝土形成的桩。
- 2.1.35 复合地基** composite ground
部分土体被增强或被置换形成增强体,由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基处理。
- 2.1.36 多桩型复合地基** composite ground with multiple reinforcement of different materials or lengths
由两种及两种以上桩型处理形成的复合地基。
- 2.1.37 桩网结构** pile-net structure
由刚性桩、桩帽(扩大桩头)及加筋垫层组成,由桩体承担主要上部荷载的结构。
- 2.1.38 桩筏结构** pile raft structure
由刚性桩、垫层及钢筋混凝土筏板组成的结构。
- 2.1.39 桩板结构** pile-slab structure
由钢筋混凝土桩、承载板(托梁)组成的结构。
- 2.1.40 注浆** grouting
利用灌浆压力或浆液自重,经过钻孔将浆液压到地基裂隙、孔隙或空洞内,以改善地基条件的处理方法。
- 2.1.41 细粒含量** fine grain content
粒径小于0.075 mm的颗粒质量占总质量的百分比。

2.2 符 号

- A ——拟处理地基的面积;
 A_e ——单桩所承担的处理地基面积;
 A_p ——桩的平均截面积;
 D_r ——砂土相对密实度;
 d ——桩身直径;
 d_e ——单桩分担的处理地基面积的等效圆直径;

- e ——孔隙比；
- m ——面积置换率；
- $[P]$ ——单桩竖向容许承载力；
- q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力；
- q_p ——桩端地基土容许承载力, 桩端容许端阻力；
- s ——桩间距；
- U ——固结度；
- V ——注浆量；
- z ——垫层厚度；
- θ ——压力扩散角；
- ρ_d ——干密度；
- $[\sigma]$ ——地基容许承载力；
- σ_{sp} ——复合地基容许承载力；
- σ_s ——桩间土容许承载力；
- σ_0 ——天然地基基本承载力；
- τ_c ——复合地基抗剪强度；
- τ_p ——桩体抗剪强度；
- τ_s ——桩间土抗剪强度；
- w_{op} ——最优含水率。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 地基处理设计前应开展以下工作：

1 搜集沿线的地形、地貌、工程地质、水文地质、气象等资料，在详细可靠的工程地质、水文地质和环境条件资料的基础上开展地基处理方案研究。

2 收集场地范围内地下工程、管线及新建铁路工程可能影响到的邻近建(构)筑物的有关资料。

3 结合工程情况，调查当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的工程，尚应调查其他地区相似场地上同类工程的地基处理经验和使用情况。

3.1.2 地基处理应采取勘探、试验和综合分析的方法，查明地基土成因、分布及工程性质。勘探优先采用静力触探等原位测试方法。

3.1.3 地基处理方法宜根据本规程附录 A 和以下要求进行多方案比较后合理确定。

1 充分考虑地基土性质、厚度及埋深、地层结构情况、地下及地表水特征、荷载、环境条件等因素，初步选出可行的地基处理方案(包括组合处理方案)。

2 对初步选出的地基处理方案，从预期处理效果、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对比分析，选择适宜的处理方法。

3.1.4 斜坡及斜基底软弱地基应重视地基整体稳定性及侧向变形的影响，综合分析处理。

- 3.1.5** 地基处理施工前应根据地层条件和工装设备选择代表性地段进行工艺性试验,验证设计参数、检验地基处理效果、获取施工工艺参数。
- 3.1.6** 地基处理施工前应查明场地范围内地表及地下构(建)筑物和各种管线,选择合理的地基处理措施,并采取必要的保护措施或予以迁改,以免因施工而造成破坏。
- 3.1.7** 地基处理施工前及施工过程中,应对地质情况进行核对,并做好记录,当地质资料与现场不符或地质情况异常时,应及时分析处理。
- 3.1.8** 地基处理施工前应设置地表排水设施,严防地表水流入地基加固区域。
- 3.1.9** 施工场地距离既有线等建筑物较近时,地基处理施工应采取可靠的安全防护措施,并加强既有线变形监测。
- 3.1.10** 地基处理所用材料的技术指标应符合设计要求,并按相关规定进行进场检验。
- 3.1.11** 地基处理工程质量检验应符合本规程及现行有关标准的规定。
- 3.1.12** 单桩及复合地基载荷试验应符合本规程附录 B 和附录 C 的规定。
- 3.1.13** 地基处理应选择合适的监测手段进行变形监测,可采用自动化数据采集、无线传输等新技术、新工艺和新设备。
- 3.1.14** 地基处于腐蚀性环境时,应对地基加固桩体采取防腐处理措施。

3.2 稳定检算

- 3.2.1** 铁路路基稳定性分析的强度参数,应根据土工试验和原位测试成果,并结合当地经验综合确定。
- 3.2.2** 路堤填料的物理力学指标应根据试验资料确定,无试验资料时可按表 3.2.2 确定。

表 3.2.2 路堤填料物理力学指标

填料种类	黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 φ ($^{\circ}$)	容重 (kN/m^3)
细粒土	20 ~ 25	20 ~ 25	18 ~ 20
砂类土	—	35	19 ~ 20
碎石类、砾石类土	5 ~ 10	35 ~ 40	20 ~ 21
不易风化的块石类土	5 ~ 10	40	21 ~ 22

注:1 填料的容重可根据填料性质和压实等情况作适当修正。

2 全风化石、特殊土的 c 、 φ 值应根据试验资料确定。

3.2.3 地基土强度参数应根据不同检算工况,按表 3.2.3 确定。

表 3.2.3 地基土抗剪强度指标的试验方法

地基处理方法	检算工况	试验方法						无侧限 抗压强度	十字板 剪切
		直 剪		三轴剪切					
		快剪	固结 快剪	不固结 不排水	固结 不排水	固结 排水			
天然地基	施工期	√		√			△	√	
	运营期		√		√				
排水固结法	施工期	√	△	√	△		△	√	
	运营期		√		√	△			
复合地基法	施工期	√		√			△	△	
	运营期	√	△	√	△				

注:1 表中所列项目考虑了施工期与运营期两种检算工况,实际工程中应根据不同检算工况选用。

2 室内剪切试验宜以三轴剪切试验为主。

3 “√”表示优先采用,“△”表示可采用。

4 采用排水固结法时,应根据工期及填土速率考虑地基固结强度增长。

5 采用复合地基处理时,对于有排水功能的措施可考虑固结引起的强度增长。

3.2.4 复合地基抗剪强度指标应按下列方法确定:

1 散体材料桩复合地基的抗剪强度指标按下列公式计算:

$$c_c = (1 - m)c_s \quad (3.2.4-1)$$

$$\tan \varphi_c = (1 - m) \tan \varphi_s + m \tan \varphi_p \quad (3.2.4-2)$$

式中 c_c, φ_c ——复合地基土的黏聚力(kPa)和内摩擦角($^\circ$);

c_s, φ_s ——桩间土的黏聚力(kPa)和内摩擦角($^\circ$);

φ_p ——桩体的内摩擦角($^\circ$);

m ——复合地基置换率。

2 柔性桩复合地基的抗剪强度按下式计算:

$$\tau_c = m \tau_p + (1 - m) \tau_s \quad (3.2.4-3)$$

式中 τ_c ——复合地基抗剪强度(kPa);

τ_p ——桩体抗剪强度(kPa);

τ_s ——桩间土抗剪强度(kPa)。

3.2.5 分析路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性时,应结合场地条件,选择软弱层面的土层试验获得强度参数 c, φ 值,可采用直剪(快剪)或三轴不固结不排水剪试验。受地下水或地表浸水影响较大时,应采用饱和强度指标。

3.2.6 稳定性验算应分别检算路堤施工期及铁路运营期的稳定系数,以运营期的稳定安全系数作为设计指标,施工期的稳定安全系数作为验算指标。路堤施工期荷载应考虑路堤自重和运架梁车等施工临时荷载;运营期荷载应包括路堤自重、列车和轨道荷载。地震力的计算应符合现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的有关规定。

3.2.7 路堤和地基的整体稳定性宜采用圆弧滑动法进行计算,稳定系数 F_s 按式(3.2.7-1)或式(3.2.7-7)进行计算,如图 3.2.7 所示。

1 不考虑固结稳定系数可按下列公式计算:

$$F_s = \frac{\sum S_i + \sum S_j + T}{P_T} \quad (3.2.7-1)$$

$$P_T = \sum W_i \sin \alpha_i + \sum W_j \sin \alpha_j \quad (3.2.7-2)$$

$$S_i = W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + c_{qi} l_i \text{ 或 } S_i = \tau_i l_i \quad (3.2.7-3)$$

$$S_j = W_j \cos \alpha_j \tan \varphi_{qj} + c_{qj} l_j \quad (3.2.7-4)$$

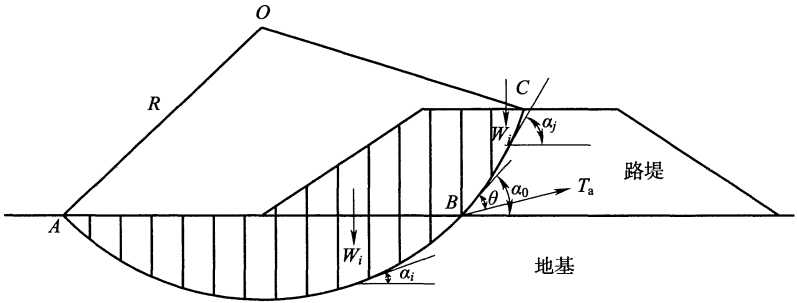


图 3.2.7 圆弧滑动法计算示意图

$$W_i = W_{ti} + W_{di} \quad (3.2.7-5)$$

$$T = T_a \cos \theta \quad (3.2.7-6)$$

式中 i, j ——土条编号, 下标 i 表示土条底部的滑裂面在地基土层内, 下标 j 表示土条底部的滑裂面在路堤填料内;

P_T ——各土条在滑弧切线方向的单位宽度下滑力总和 (kN/m);

S_i ——地基土内 (\widehat{AB}) 第 i 土条单位宽度抗剪力 (kN/m), 天然饱和黏性土地基计算时 W_i 不计 W_{ti} ;

S_j ——路堤内 (\widehat{BC}) 抗剪力 (kN/m);

W_i, W_j ——第 i, j 土条单位宽度重量 (kN/m);

W_{di}, W_{ti} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内 (\widehat{AB}) 时, 分别为滑面以上该土条中的单位宽度地基自重及路堤自重 (kN/m);

α_i, α_j ——第 i, j 土条底滑面的倾角 ($^\circ$);

l_i, l_j ——第 i, j 土条底滑面的长度 (m);

R ——滑动圆弧半径 (m);

c_{qi}, φ_{qi} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内 (\widehat{AB}) 时, 分别为该土条所在土层的快剪黏聚力 (kPa) 及快剪内摩擦角 ($^\circ$);

c_{qj}, φ_{qj} ——当第 i 土条的滑裂面处于路堤内(\widehat{BC})时,分别为该土条所在路堤填料的黏聚力(kPa)与内摩擦角($^{\circ}$) (按 3.2.2 条取值);

τ_i ——第 i 土条底滑面的不排水抗剪强度(kPa);

T ——加筋体提供的单位宽度抗滑力(kN/m);

T_a ——加筋体容许抗拉强度(kN/m),宜按式(19.2.10—3)计算,在缺乏经验时可取加筋体极限张拉强度的 0.4 倍;

θ ——加筋体在圆弧滑动时其拉力方向的角度($^{\circ}$) (可取 $0 \sim \alpha_0$),地基软弱如泥炭等可取 $0, \alpha_0$ 为加筋体与滑弧交点处切线的仰角($^{\circ}$)。

2 考虑固结稳定系数可按下列公式计算:

$$F_s = \frac{\sum (S_i + \Delta S_i) + \sum S_j + T}{P_T} \quad (3.2.7-7)$$

$$S_i = W_{dt} \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + c_{qi} l_i \text{ 或 } S_i = \tau_i l_i \quad (3.2.7-8)$$

$$\Delta S_i = W_{ui} U_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{gi} \quad (3.2.7-9)$$

式中 S_i ——地基土内(\widehat{AB})单位宽度抗剪力(kN/m);

ΔS_i ——由于固结增长的单位宽度地基强度(kN/m);

U_i ——地基土平均固结度;

φ_{gi} ——第 i 土条所在土层的固结快剪或三轴固结不排水剪的内摩擦角($^{\circ}$)。

3.2.8 当软弱土层较薄时,路堤沿复式滑面滑动的稳定性按不平衡推力法进行计算,如图 3.2.8 所示。

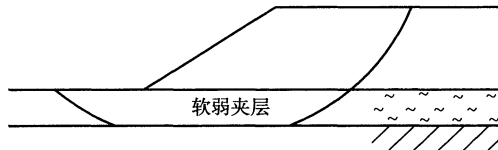


图 3.2.8 复式滑面计算示意图

3.2.9 路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性除按圆弧滑动法进行计算外,还应采用不平衡推力法进行分析,稳定系数 F_s 按式(3.2.9—1)、式(3.2.9—2)计算,如图 3.2.9 所示。

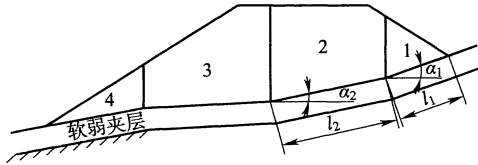


图 3.2.9 路堤沿斜坡软弱地基滑动的稳定性计算示意图

$$E_i = W_{Qi} \sin \alpha_i - \frac{1}{F_s} (c_i l_i + W_{Qi} \cos \alpha_i \tan \varphi_i) + E_{i-1} \Psi_{i-1} \quad (3.2.9-1)$$

$$\Psi_{i-1} = \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (3.2.9-2)$$

式中 W_{Qi} ——第 i 土条的单位宽度重力与外加竖向荷载之和 (kN/m);

l_i ——第 i 土条底滑面的长度 (m);

α_i, α_{i-1} ——第 i 、第 $i-1$ 土条底滑面的倾角 ($^\circ$);

c_i, φ_i ——第 i 土条底的黏结力 (kPa) 和内摩擦角 ($^\circ$);

E_{i-1} ——第 $i-1$ 土条传递给第 i 土条的单位宽度下滑力 (kN/m);

Ψ_{i-1} ——剩余下滑力传递系数。

用式(3.2.9—1)和式(3.2.9—2)试算,直到第 n 条(最后一条)的剩余推力为零,由此确定稳定系数 F_s 。

3.2.10 刚性桩复合地基的整体稳定性应根据不同破坏模式进行检算。采用圆弧滑动法时,稳定系数 F_s 可按式(3.2.10—1)进行计算,计算模型如图 3.2.10 所示。

S_j ——路堤内(\widehat{BC})第 i 土条单位宽度抗剪力(kN/m),按式(3.2.7—4)计算;

T_g ——筋带容许拉力值(kN/m),一般取极限值的 0.2 ~ 0.4 倍;

l_T ——筋带至滑动圆心竖向距离(m)。

3.2.11 路基稳定性计算分析得到的稳定系数不得小于表 3.2.11—1 所列值。

表 3.2.11—1 路堤最小稳定安全系数

列车设计行车速度 v (km/h)	最小稳定安全系数 $[F_s]$	
	施工期	运营期
$250 \leq v \leq 350$	1.15	1.25
$120 < v \leq 200$	1.10	1.25
$v \leq 120$	1.10	1.20

注:对于斜坡软弱地基路堤,采用圆弧滑动法检算时,其稳定系数应根据软弱地基横向坡度大小,在表 3.2.11—1 规定的最小稳定安全系数 $[F_s]$ 的基础上按表 3.2.11—2 进行修正。

表 3.2.11—2 斜坡软弱地基路堤最小稳定安全系数

软弱地基横向坡度	水平地基	1:20	1:10	1:7.5
最小稳定安全系数	$[F_s]$	$[F_s] + 0.05$	$[F_s] + 0.10$	$[F_s] + 0.15$

3.3 地基承载力验算

3.3.1 路堑及填高小于基床厚度的低路堤,基床范围的地基承载力应满足相关规范的要求。

3.3.2 挡土墙、涵洞等刚性基础的地基承载力应符合下式规定,存在软弱下卧层时,应验算下卧层的承载力。

$$p_k \leq [\sigma] \quad (3.3.2)$$

式中 p_k ——刚性基础底面接触压应力(kPa);

$[\sigma]$ ——地基容许承载力(kPa)。

3.3.3 软土高填方的复合地基,应进行承载能力验算。

3.3.4 复合地基承载力设计时,应根据本规程相应章节有关规定进行计算,必要时可通过现场载荷试验确定。

3.3.5 桩网和桩筏结构等桩承式路基,桩体承载力应符合下式规定。

$$P_0 \leq \frac{1}{\psi} [P] \quad (3.3.5)$$

式中 P_0 ——单桩顶面承受的荷载(kN);

$[P]$ ——单桩竖向容许承载力(kN);

ψ ——单桩承载力发挥系数,取 0.9~1.0。

3.3.6 刚性基础处理后地基的承载力应按下列规定修正:

- 1 基础宽度修正系数应取零。
- 2 基础深度修正系数可取 1.0。

3.4 沉降计算

3.4.1 地基压缩层计算深度应考虑铁路等级、轨道类型及地基土特性等因素综合确定。

1 高速铁路、无砟轨道地基。

- 1) 地基压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 大于等于 0.3 MPa^{-1} 时,地基压缩层的计算深度按下式确定:

$$\sigma_z = 0.1\sigma_1 \quad (3.4.1-1)$$

式中 σ_z ——沉降计算深度 z 处的地基垂直附加应力(kPa);

σ_1 ——沉降计算深度 z 处的地基自重应力(kPa)。

- 2) 地基压缩系数 $a_{0.1-0.2}$ 小于 0.3 MPa^{-1} 时,地基压缩层的计算深度按下式确定:

$$\sigma_z = 0.2\sigma_1 \quad (3.4.1-2)$$

- 3) 计算深度以下有软土层时应继续增加计算深度。

2 其他铁路地基。

- 1) 软土地基压缩层的计算深度按式(3.4.1-1)计算。

2) 其他地基压缩层的计算深度按式(3.4.1—2)计算。

3.4.2 沉降计算参数应根据土工试验、现场原位测试、地区经验及类似工程计算参数等因素综合选取。

3.4.3 天然地基和采取排水固结法处理后地基的总沉降量可按下式计算：

$$S = S_d + S_c + S_s \quad (3.4.3-1)$$

式中 S ——地基总沉降量(m)；

S_d ——瞬时沉降(m)；

S_c ——主固结沉降(m)；

S_s ——次固结沉降(m)。

也可按下式进行计算：

$$S = m_s S_c \quad (3.4.3-2)$$

式中 m_s ——沉降经验修正系数，与地基条件、荷载强度、加荷速率等因素有关：对于饱和软黏性土，采用堆载预压排水固结法处理时，其值可取 1.2 ~ 1.4；采用真空预压排水固结法处理时，其值可取 1.0 ~ 1.2。

3.4.4 复合地基的总沉降量应按下列式计算：

$$S = m_{js} S_1 + m_{xs} S_2 \quad (3.4.4-1)$$

无可靠经验时复合地基的总沉降量应按下列式综合计算：

$$S = m_s (S_1 + S_2) \quad (3.4.4-2)$$

式中 S_1 ——加固区沉降量(m)；

S_2 ——下卧层沉降量(m)；

m_{js} ——加固区沉降经验修正系数，与地基条件、荷载强度、地基处理措施及路基填筑完成放置时间等因素有关；

m_{xs} ——下卧层沉降经验修正系数，与地基条件、荷载强度、加荷速率等有关；

m_s ——沉降经验修正系数，与地基条件、荷载强度等因素有关，根据地区沉降观测资料及经验确定。下卧层为

中低压缩性土时,对于散粒体桩、柔性桩复合地基,其值可取 1.0 ~ 1.2;对于 CFG 桩等刚性桩复合地基,可根据区域工程经验取值,缺乏经验时可按表 3.4.4 插值确定;对于膨胀土地基可参照现行《铁路特殊路基设计规范》TB 10035 有关规定选取;对于黄土地基可参照现行《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025 有关规定选取。

表 3.4.4 中低压缩性土下卧层刚性桩复合地基沉降经验修正系数

压缩模量当量值 \bar{E}_s (MPa)	4	7	15	20
m_s	1	0.5	0.3	0.2

注: \bar{E}_s 为沉降计算总深度 z 内地基压缩模量的当量值,应按下式确定:

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (3.4.4-3)$$

式中 A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值;

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量值 (MPa),桩长范围内的复合土层按复合土层的压缩模量取值。

3.4.5 地基沉降计算应符合本规程第 3.4.3、第 3.4.4 条及附录 D 的有关规定,同时考虑相邻荷载的影响。

3.4.6 工后沉降量应按下列公式计算:

$$S_r = S - S_T \quad (3.4.6-1)$$

$$S_T = \eta S' \quad (3.4.6-2)$$

式中 S_r ——工后沉降量 (m);

S ——地基总沉降 (包含轨道荷载和列车荷载作用) (m);

S_T ——施工期沉降量 (m);

S' ——无荷状态 (不考虑轨道荷载和列车荷载作用,采用堆载预压处理时按相应荷载状态计算)下地基总沉降量 (m);

η ——上部建筑物竣工或路基竣工铺轨时的沉降完成比例系数(或称施工期沉降完成比例系数),应结合地基条件、地基处理措施、路基填筑完成放置时间及地区经验综合确定,无经验时可按表 3.4.6 取值。

表 3.4.6 施工期沉降完成比例取值

地基土类型	荷载稳定 3 个月	荷载稳定 6 个月	荷载稳定 12 个月
饱和软土(排水固结法处理)	按固结理论计算		
中低压缩性土(未加固)	80%~85%	85%~90%	90%~95%
中低压缩性湿陷性黄土(未加固)	—	90%~95%	—
膨胀土(未加固)	90%	—	—

注:中低压缩性土是指压缩系数为 $0.1 \text{ MPa}^{-1} \sim 0.3 \text{ MPa}^{-1}$ 的土。

3.4.7 铁路工程地基工后沉降量及沉降速率应满足现行有关标准的要求。

4 换填垫层

4.1 一般规定

- 4.1.1 换填垫层法可用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。
- 4.1.2 换填垫层应根据荷载性质、结构特点、地基条件、施工机械设备及换填材料等进行设计,并选择合理的施工方法。
- 4.1.3 换填垫层可采用砂砾石垫层、碎石垫层、灰土垫层、水泥土垫层和加筋垫层等。

4.2 设计

- 4.2.1 换填垫层厚度应根据需要换填的软弱土层深度或下卧土层的承载力确定,宜为 0.5 m ~ 3.0 m。刚性基础还应符合下式要求:

$$p_z + p_{cz} \leq [\sigma] \quad (4.2.1)$$

式中 p_z ——垫层底面处的附加压力(kPa);

p_{cz} ——垫层底面处土的自重压力(kPa);

$[\sigma]$ ——垫层底面地基容许承载力(kPa)。

- 4.2.2 垫层底面处的附加压力 p_z 可按下列公式计算:

条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4.2.2-1)$$

矩形基础

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

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)；
 p_k ——基础底面处的平均压力(kPa)；
 p_c ——基础底面处土的自重压力(kPa)；
 z ——垫层的厚度(m)；
 θ ——垫层的压力扩散角($^\circ$)，宜通过试验确定，无试验资料时，可按表 4.2.2 确定。

表 4.2.2 压力扩散角 θ

z/b	换填材料	
	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、碎石、卵石	灰土、水泥石
0.25	20 $^\circ$	28 $^\circ$
≥ 0.50	30 $^\circ$	28 $^\circ$

注：1 当 $z/b < 0.25$ ，除灰土、水泥石取 $\theta = 28^\circ$ 外，其余材料可取 $\theta = 0^\circ$ ，必要时，宜由试验确定。

2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时， θ 值可内插求得。

4.2.3 垫层底面宽度应满足压力扩散的要求，并符合下列规定：

1 垫层底面宽度应按下式计算：

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (4.2.3)$$

式中 b' ——垫层底面宽度(m)；

θ ——压力扩散角，可按表 4.2.2 选用；当 $z/b < 0.25$ 时，仍按表中 $z/b = 0.25$ 取值。

2 垫层顶面宽度可从垫层底面两侧向上，按基坑开挖期间保持边坡稳定的坡度确定。垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300 mm。

3 湿陷性黄土地基的处理宽度还应满足现行《铁路特殊路基设计规范》TB 10035 的规定。

4.2.4 刚性基础下换填垫层的压实标准应按《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关规定确定。路基基底换填垫层的压实标准宜按垫层所处铁路路基对应部位的压实标准确定。

4.2.5 换填垫层处理后路基的稳定性应按本规程第 3.2 节的有关规定检算。

4.2.6 垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成。垫层下卧层的变形可按本规程第 3.4 节的有关规定计算。

4.2.7 灰土垫层中石灰的掺合量和水泥土垫层中水泥的掺合量宜通过试验确定。

4.2.8 加筋砂垫层应采用砾砂、粗砂、中砂,加筋碎石垫层应采用级配良好且未风化的砾石或碎石,其最大粒径不宜大于 50 mm。垫层材料不应含草根、垃圾等杂质,碎石垫层细粒含量不应大于 10%,砂垫层细粒含量不应大于 5%,用作排水固结的砂垫层细粒含量不应大于 3%。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。

4.2.9 加筋垫层土工合成材料应选用耐久性好的土工格栅、土工格室或土工织物等,应具有高强度、低延伸率、蠕变性小、不易脆性破坏、抗拔能力强、耐腐蚀和耐久性好等性能。

4.3 施 工

4.3.1 垫层施工前应对换填的范围、深度及地基地质条件进行核查。

4.3.2 垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数等宜通过现场试验确定。除接触下卧软土层的垫层底部应根据施工机械设备及下卧层土质条件确定厚度外,垫层的分层铺填厚度宜取 200 mm ~ 300 mm。

4.3.3 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动,宜保留 300 mm ~ 500 mm 厚的土层,待铺填垫层前再挖至设计高程。

4.3.4 垫层底面宜设在同一高程上,如深度不同或垫层底面土层承载力差异较大时,基坑底面应挖成阶梯或斜坡搭接,并按先深后浅的顺序进行垫层施工,搭接处应夯压密实。

4.3.5 砂(碎石)垫层分段施工时接头处应做成台阶,上、下层接

头应搭接 2.0 m, 并应碾压密实。

4.3.6 加筋垫层施工应符合下列规定:

1 土工合成材料的铺设应将强度高的方向置于路基主要受力方向, 筋材的连接和搭接应符合设计要求和有关标准的规定。

2 铺设土工合成材料的下承层表面应平整、密实, 严禁有尖锐凸出物。土工合成材料上摊铺的填料, 应采用轻型机械或人工运输。机械行驶时, 筋材上覆填料厚度不宜小于 20 cm。

3 严禁机械设备和车辆直接在土工合成材料表面上行走。

4.4 质量检验

4.4.1 换填垫层质量检验内容应包括垫层材料质量、垫层压实质量等, 加筋垫层应检验土工合成材料的材料质量、施工实体工程质量。

4.4.2 换填垫层中填料的材料质量应符合设计要求, 压实质量应根据填料类别及其所在路基部位分层检测, 并应符合下列规定:

1 普通填料和物理改良土垫层应检测压实系数和地基系数。

2 化学改良土应检测压实系数和无侧限抗压强度。

3 位于基床或过渡段部位的 A 组填料、级配碎石(含水泥级配碎石)应检测压实系数、地基系数和动态变形模量。

4.4.3 刚性基础的基底换填垫层压实质量检验, 条形基础每 10 m ~ 20 m 不应少于 1 个点, 独立柱基、单个基础不应少于 1 个点, 其他刚性基础, 每 50 m² ~ 100 m² 不应少于 1 个点。

4.4.4 刚性基础基底换填垫层应通过载荷试验进行承载力检验, 每个单体工程不宜少于 2 处。

4.4.5 加筋垫层中填料的材料质量应符合设计要求; 土工合成材料的品种、规格、质量及性能应符合设计要求和有关标准的规定, 铺设范围、层数、层间距、方向、连接方法及强度等应符合设计要求。

5 冲击(振动)碾压

5.1 一般规定

5.1.1 冲击(振动)碾压可用于浅层碎石土、卵石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基处理。

5.1.2 冲击(振动)碾压设计与施工应根据具体的地形地貌、土质条件等因素,结合冲击碾压的适用范围综合确定。冲击碾压施工应考虑对居民、构造物、地下管线等周边环境带来的影响,距既有建筑物较近时应预留安全距离或采取减振措施。

5.1.3 冲击(振动)碾压施工前应选取代表性场地进行工艺性试验,确定其适用性、施工工艺和施工参数。

5.2 设计

5.2.1 冲击(振动)碾压处理范围应大于基底范围,宜超出路堤坡脚或基础外缘 3 m。

5.2.2 冲击碾压处理深度不宜大于 3 m,振动碾压的处理深度不宜大于 2 m,加固效果应根据现场试验或当地经验确定。

5.2.3 冲击(振动)碾压处理后的地基稳定性与沉降应分别按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算。

5.2.4 冲击碾压宽度不宜小于 6 m,长度不宜小于 100 m。

5.3 施工

5.3.1 施工前应进行场地平整,清除表层土,修筑机械设备进出道路及施工区周边排水沟,确保场地排水通畅。

5.3.2 冲击(振动)碾压的碾压遍数应根据工艺性试验确定,并

应满足设计要求的压实标准。冲击碾压的碾压遍数可根据现场施工时冲击轮轮迹高差小于 15 mm 控制,并应满足设计要求的压实标准。

5.3.3 冲击碾压施工时自边坡坡脚一侧开始,顺(逆)时针行驶,以冲压面中心线为轴转圈,而后按纵向错轮冲压,全路幅排压后,再自行向内冲压,压实机的行进速度宜控制在 10 km/h ~ 12 km/h。

5.3.4 冲击碾压时应通过改变转弯半径调整冲压地点,使其均匀冲压。

5.3.5 冲击碾压时应及时对地基表面适量洒水,使水分充分渗透,达到适宜的含水量后进行冲击碾压。冲击碾压 10 遍左右后,平地机大致整平,再冲击碾压。

5.3.6 振动碾压应控制碾压速度,施工由地基处理两侧向中心碾压,轮迹覆盖整个路基表面为碾压一遍。

5.3.7 振动碾压应按静压→弱振→强振→弱振→静压的顺序施工。

5.3.8 相邻两段冲击碾压搭接长度不宜小于 15 m,振动碾压搭接长度不宜小于 5 m。

5.3.9 冲击(振动)碾压段出现橡皮土时应及时停止施工,并作相应处理。

5.3.10 冲击碾压完成后,用平地机平整,用光轮压路机最后碾压。

5.3.11 施工过程中应对碾压遍数和轮迹高差等参数进行记录。

5.4 质量检验

5.4.1 冲击(振动)碾压检验内容应包括压实质量及承载力等。

5.4.2 地基处理压实检验宜在碾压处理 7 d ~ 14 d 后进行,填土追加压实可在施工后及时进行。

5.4.3 压实质量应检测压实系数,压实标准应符合设计要求。

5.4.4 承载力检验应采用平板载荷试验。

6 强夯及强夯置换

6.1 一般规定

6.1.1 强夯可用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土和黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。强夯置换可用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的黏性土等地基处理,并应通过现场试验确定其适用性。

6.1.2 强夯及强夯置换施工前,应结合工程类型、工程地质条件和设备组合选择有代表性的地段进行工艺性试验,确定主要工艺参数,验证地基处理效果。

6.1.3 邻近既有建筑物、居民区的地基处理不应采用强夯及强夯置换。

6.2 设计

I 共性规定

6.2.1 强夯及强夯置换处理范围应符合下列规定:

1 路堤坡脚外不小于 3 m,可液化地基不小于 5 m。

2 建筑物基础以外每边超出基础外缘的宽度宜为基底设计处理深度的 1/2~2/3,并不宜小于 3 m,可液化地基不小于 5 m。

6.2.2 强夯及强夯置换地基的稳定性与沉降应按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算,夯后有效加固深度内土层的压缩指标应通过原位测试或土工试验确定。

II 强 夯

6.2.3 强夯夯击点宜按正三角形或正方形布置。

6.2.4 强夯的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时可参照表 6.2.4 计算。

表 6.2.4 强夯的有效加固深度 (单位:m)

单击夯击能(kN·m)	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、湿陷性黄土等细颗粒土
1 000	4.0~5.0	3.0~4.0
2 000	5.0~6.0	4.0~5.0
3 000	6.0~7.0	5.0~6.0
4 000	7.0~8.0	6.0~7.0
5 000	8.0~8.5	7.0~7.5
6 000	8.5~9.0	7.5~8.0
8 000	9.0~9.5	8.0~8.5
10 000	9.5~10.0	8.5~9.0
12 000	10.0~11.0	9.0~10.0

注:强夯的有效加固深度应从最初起夯面算起;单击夯击能大于 12 000 kN·m 时,强夯的有效加固深度应通过试验确定。

6.2.5 夯点的夯击次数,应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定,并符合下列规定:

1 最后两击的平均夯沉量宜满足表 6.2.5 的要求,当单击夯击能大于 12 000 kN·m 时,应通过试验确定。

表 6.2.5 强夯法最后两击平均夯沉量

单击夯击能 E (kN·m)	最后两击平均夯沉量(mm)
$E < 4\ 000$	≤ 50
$4\ 000 \leq E < 6\ 000$	≤ 100
$6\ 000 \leq E < 8\ 000$	≤ 150
$8\ 000 \leq E < 12\ 000$	≤ 200

- 2 夯坑周围地面不应发生过大的隆起。
- 3 不应出现夯坑过深而提锤困难的现象。

6.2.6 强夯夯击遍数应根据地基土的性质确定,可采用点夯 2~4 遍,渗透性较差的细颗粒土夯击遍数可适当增加。最后再低能量满夯 2 遍,满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击,锤印搭接不得小于 1/4 夯锤直径。

6.2.7 强夯两遍夯击之间宜有一定的间隔时间,间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散速度。缺少实测资料时,可根据地基土的渗透性确定,对于渗透性差的黏性土地基,间隔时间不应小于 2 周~3 周,对于渗透性好的地基可连续夯击。

6.2.8 强夯第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍,第二遍夯击点应位于第一遍夯击点之间,以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程,第一遍夯击点间距宜适当增大。

6.2.9 强夯地基承载力可根据夯后静力触探、标准贯入、动力触探试验或土工试验指标按相关规范确定,必要时应通过现场载荷试验确定。

III 强夯置换

6.2.10 强夯置换墩的深度应穿透软土层,到达硬土层上。

6.2.11 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定。

6.2.12 强夯置换墩体材料应采用级配良好的块石、碎石、矿渣等坚硬粗颗粒材料,粒径大于 300 mm 的颗粒含量不宜超过总质量的 30%。

6.2.13 强夯置换夯点的夯击次数应通过现场试夯确定,且应同时符合下列规定:

- 1 墩底穿透软弱土层,且达到设计墩长。
- 2 累计夯沉量为设计墩长的 1.5~2.0 倍。
- 3 最后两击的平均夯沉量应符合本规程第 6.2.5 条要求。

6.2.14 强夯置换墩间距应根据荷载大小和地基土的性质选定。当满堂布置时可取夯锤直径的 2~3 倍,对独立基础或条形基础可

取夯锤直径的 1.5 ~ 2.0 倍。强夯置换墩的计算直径可取夯锤直径的 1.1 ~ 1.2 倍。

6.2.15 强夯置换墩顶应铺设一层加筋垫层,厚度不宜小于 500 mm,垫层材料宜采用级配良好且未风化的砾石或碎石,其最大粒径不宜大于 50 mm,细粒含量不应大于 10%。

6.2.16 强夯置换设计应预估地面抬高值,并在试夯时校正。

6.2.17 确定强夯置换地基承载力时,对软土可只考虑墩体的作用,不考虑墩间土的作用;对非软土地基可按复合地基考虑。

6.3 施 工

6.3.1 强夯夯锤质量可取 10 t ~ 60 t,其底面形状宜采用圆形或多边形,锤底面积宜按土的性质确定,锤底静接地压力值可取 25 kPa ~ 80 kPa,对于细颗粒土锤底静接地压力宜取较小值。锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔,孔径可取 300 mm ~ 400 mm。强夯置换锤底静接地压力值可取 100 kPa ~ 200 kPa。

6.3.2 施工机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备。采用履带式起重机时,应在臂杆端部设置辅助门架或采取其他安全措施,防止落锤时机架倾覆。

6.3.3 场地地表土软弱或地下水位较高,宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的砂石材料的施工措施。施工前,宜将地下水位降低至坑底面以下 2 m。施工时,坑内或场地积水应及时排除。

6.3.4 强夯施工所产生的振动对周边建筑物或设备可能产生影响时,应设置监测点,并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.3.5 施工过程中应加强过程控制:

1 开夯前应检查夯锤质量和落距,确保单击夯击能量符合设计要求。

2 每一遍夯击前,应对夯点放线进行复核,夯完后检查夯坑位置,发现偏差或漏夯应及时纠正。

3 强夯处理范围和夯击点布置应符合设计要求。强夯夯坑

中心偏差不应大于 $0.1D$ (D 为夯锤直径)。

4 满夯时搭接面积不小于加固面积的 $1/4$ 。

5 强夯加固的地基承载力以及强夯处理的实际有效深度应满足设计要求,对强夯置换应检查置换深度。

6.3.6 施工过程中应对各项参数及施工情况进行详细记录。

6.4 质量检验

6.4.1 强夯加固质量检验内容应包括地基承载力和有效加固深度等;强夯置换质量检验内容应包括置换墩的深度、密度,墩间土的强度和复合地基承载力等。

6.4.2 施工结束后应间隔一定时间后方可进行质量检验。采用强夯处理地基时,对碎石土和砂土地基间隔时间宜取 $7\text{ d} \sim 14\text{ d}$;粉土和黏性土地基宜取 $14\text{ d} \sim 28\text{ d}$;湿陷性黄土地基宜取 28 d ;素填土和杂填土宜按其成分所属的土类执行。采用强夯置换处理地基宜取 28 d 。

6.4.3 强夯加固地基的承载力和有效加固深度,应采用标准贯入试验或动力触探试验、静力触探试验、平板载荷试验等方法进行检验。

6.4.4 强夯置换后的复合地基承载力采用平板载荷试验或动力触探进行检验;桩间土强度和墩深、墩体密度采用动力触探进行检验。

7 排水固结

7.1 一般规定

7.1.1 排水固结法可用于淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和黏性土地基。对深厚软黏土地基,应设置袋装砂井或塑料排水板等排水竖井。当软土层厚度不大或软土层含较多粉砂夹层,且固结速率能满足要求时,可不设排水竖井。

7.1.2 预压荷载大小及类型应根据工后沉降控制标准、施工工期、现场条件等确定。路堤工程宜采用路堤填土预压法,当单独以路堤填土或真空预压荷载不能满足工后沉降要求时,可采用填土超载预压、真空预压或真空-堆载联合预压。

7.1.3 采用排水固结法处理地基应预先通过勘察查明地层成因、水平和竖直方向的分布、变化,查明地下水类型及水源补给情况等。并应通过土工试验结合原位测试确定土层的基本物理指标、压缩指标、渗透系数、固结系数、抗剪强度指标等。

7.1.4 采用排水固结法处理长大工程地基时,宜先期填筑试验段并进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力、真空度、地下水位等项目的监测。地基加固前后应进行原位十字板剪切试验和室内土工试验,根据试验工程获得的监测及测试资料确定加载速率控制指标,推算地基的最终变形及工后沉降等,分析地基处理效果。

7.1.5 采用填土超载预压或真空预压时,地基经预压所完成的变形量、平均固结度及工后沉降应在满足设计要求后方可卸载。

7.2 设计

7.2.1 排水固结法处理范围不宜小于基底范围。对于要求沉降

均匀的工程,当采用真空预压时,处理范围宜扩大至基底范围以外不小于3 m。

7.2.2 采用排水固结法处理地基时地面以上应设置水平向排水通道,可采用砂垫层或其他排水方式。水平排水通道应具有良好的透水性和连续性。当采用砂垫层作为排水通道时,垫层厚度不宜小于500 mm。

7.2.3 堆载预压处理地基时,应包括下列设计内容:

- 1 选择是否采用排水竖井,确定排水竖井的类型、断面尺寸、间距、排列方式和打设深度。
- 2 确定预压区范围、预压荷载大小、加载速率和预压时间等。
- 3 计算地基土的固结度、强度增长、稳定性和变形、工后沉降值等。

7.2.4 排水竖井分袋装砂井和塑料排水板。袋装砂井直径宜为70 mm~100 mm,塑料排水板的当量换算直径可按下式计算:

$$d_p = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (7.2.4)$$

式中 d_p ——塑料排水板当量换算直径(mm);

b ——塑料排水板宽度(mm);

δ ——塑料排水板厚度(mm)。

7.2.5 排水竖井的平面布置可采用正三角形或正方形排列,有效排水直径 d_e 与间距 l 的关系应按下列公式计算:

$$\text{正三角形排列} \quad d_e = 1.05l \quad (7.2.5-1)$$

$$\text{正方形排列} \quad d_e = 1.13l \quad (7.2.5-2)$$

式中 d_e ——有效排水直径(mm);

l ——间距(mm)。

7.2.6 排水竖井的间距应根据地基土的固结特性、允许工后沉降和工期要求等确定。

7.2.7 排水竖井的深度应根据地质条件、地基的稳定性和工后沉降要求、工期等综合确定。对以地基抗滑稳定性控制的工程,打设

深度应超过最危险滑动面不少于 2.0 m;对以变形控制的工程,打设深度应根据在限定的时间内工后沉降是否能达到要求确定。排水竖井宜穿透受压软土层。

7.2.8 排水固结地基的平均固结度可按附录 D.0.3 条进行计算。

7.2.9 当排水竖井未穿透压缩层时,应分别计算加固范围及下卧层的平均固结度。

7.2.10 预压荷载大小、范围、填筑速率应通过计算确定。对于沉降有严格限制的工程,宜采用超载预压法处理。

7.2.11 真空预压法处理地基需设置排水竖井,设计应包括下列内容:

- 1 排水竖井的类别、间距、排列方式和打设深度。
- 2 预压区范围和分区大小。
- 3 排水通道及真空管网设置。
- 4 真空预压施工工艺。
- 5 要求达到的真空度和停抽真空标准。
- 6 地基的变形及稳定性计算等。

7.2.12 如地基表层存在良好透气层或在排水竖井处理范围内有充足水源补给的透水层,真空预压时应在加固区周界采取有效措施进行隔断。

7.2.13 真空预压的膜下真空度应稳定保持在 80 kPa 以上,且均匀分布。

7.2.14 真空预压所需真空泵的数量,应根据加固面积大小和形状、地层结构的特点等确定,宜按 $1\ 000\ \text{m}^2 \sim 1\ 500\ \text{m}^2$ 配备一台真空泵考虑。

7.2.15 真空预压地基的沉降可按本规程第 3.4 节的有关规定计算,压缩层厚度及附加应力大小应按真空度在地基土中的影响深度及传递规律确定。

7.3 施 工

7.3.1 袋装砂井施工应符合下列规定：

- 1 砂井的砂料应选用中粗砂,其细粒含量不应大于3%,渗透系数应大于 1×10^{-2} cm/s。
- 2 砂袋进场后应妥善存放,禁止长时间在阳光下曝晒。
- 3 砂袋应防止扭结、缩颈、磨损和断裂,砂袋灌砂应饱满、密实。
- 4 袋装砂井应锚定在孔底,施工中拔管带出砂袋长度大于0.5 m时应重新补打。
- 5 施打一周内应经常检查袋中砂的沉缩情况,并及时补砂。

7.3.2 塑料排水板施工应符合下列规定：

- 1 塑料排水板性能指标应符合设计要求,滤膜应紧裹芯板不松皱。
- 2 塑料排水板进场后应妥善存放,禁止长时间在阳光下曝晒。
- 3 安装及打设过程中塑料排水板不应扭曲,滤膜不应破损和污染,并防止泥土等杂物进入排水板滤膜内。
- 4 塑料排水板不得接长使用。
- 5 塑料排水板应锚定在孔底,打设时回带长度不得超过0.5 m。
- 6 塑料排水板打设宜采用套管式打设法,套管断面尺寸应满足打设垂直度、深度等对套管强度和深度的要求,并应减少对地基土的扰动。
- 7 塑料排水板打设宜设置管靴,管靴的形式和结构应有利于塑料排水板打设和留置板头。

7.3.3 排水固结平面井距偏差不应大于100 mm,垂直度偏差不应大于1.5%,深度不得小于设计要求,埋入砂垫层中的长度应大于500 mm。

7.3.4 排水固结施工完成后应及时清除周围带出的泥土并用砂

子回填密实。

7.3.5 堆载预压工程,预压荷载应逐级施加,确保每级荷载下地基的稳定性;真空预压工程,可一次连续抽真空至设计要求的真空度。

7.3.6 堆载预压土施工宜采用有效隔离措施防止预压土污染已填筑的路基。

7.3.7 堆载预压工程,在加载过程中应进行地基竖向变形、边桩水平位移及孔隙水压力等项目的监测,并根据监测资料控制加载速率。

7.3.8 当采用堆载预压处理时,路堤填土速率应符合下列规定:

1 填筑时间不应小于地基抗剪强度增长所需的固结时间。

2 路堤中心地面沉降速率不应大于 10 mm/d,坡脚水平位移速率不应大于 5 mm/d。

7.3.9 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵,空抽时应达到 95 kPa 以上的真空吸力,真空泵的设置应根据预压面积大小和形状、真空泵效率和工程经验确定,每块预压区至少应设置两台真空泵。

7.3.10 真空管路的连接应严格密封,在真空管路中应设置止回阀和截止阀。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。滤水管应设在砂垫层中,其上覆盖厚度 100 mm ~ 200 mm 的砂层。滤水管可采用钢管或塑料管,外包土工织物等滤水材料。

7.3.11 密封膜应采用抗老化性能好、韧性好、抗刺穿性能强的不透气材料。密封膜热合连接时宜采用双热合缝的平搭接,搭接宽度应大于 15 mm。密封膜宜铺设 2 ~ 3 层,膜下宜设土工布等保护材料,膜周边设密封沟,将膜体四周沿密封沟内壁埋入土层,用黏土回填密实,沟内覆水密封。

7.3.12 真空预压相邻分区抽真空应同步实施,当不能同步实施时应在相邻分区间采取防止漏气的隔离措施。

7.3.13 真空预压加固区周边邻近既有建筑物时,应设置监测点,并采取挖隔离沟、打隔离桩等防护措施。

7.3.14 采用真空-堆载联合预压时,先抽真空,当真空压力达到设计要求并稳定后,再堆载,并继续抽气。堆载前应采取在膜上铺设土工布及砂垫层等保护措施。

7.4 质量检验

7.4.1 袋装砂井质量检验的主要内容应包括砂袋品种、规格、平面井距、数量、直径、插设深度、砂料的品种、细粒含量、渗透系数等。

7.4.2 塑料排水板质量检验的主要内容应包括塑料排水板品种、规格、质量、平面间距、数量、插设深度等。

7.4.3 真空预压质量检验的主要内容应包括密封膜和排水滤管的品种、规格、质量,排水滤管的布设位置、形式、数量、滤水管之间的连接、密封膜的连接等。

7.4.4 堆载预压质量检验的主要内容应包括堆载填筑速率、堆载预压填料密度和填筑高度等。

7.4.5 预压后,质量检验应符合下列规定:

1 堆载预压卸载应进行变形观测评估,评估由施工单位按评估要求分段提供观测资料,评估单位提供卸载评估报告,建设单位组织设计、施工、监理、评估单位参加,确定卸载时间。

2 必要时,应对预压完成的地基土进行原位十字板剪切试验、室内土工试验及载荷试验。

8 碎石(砂)桩

8.1 一般规定

8.1.1 碎石(砂)桩可用于处理砂土、粉土、粉质黏土、黏土、素填土和杂填土等软弱地基以及可液化地基,处理不排水抗剪强度小于 20 kPa 的饱和黏性土地基,应通过现场试验确定其适用性。

8.1.2 碎石(砂)桩正式施工前应通过现场试桩确定施工工艺、施工参数和加固效果。

8.1.3 居民集中区应优先采用低噪声设备,改进施工工艺,减少对环境的影响。

8.2 设计

8.2.1 碎石(砂)桩处理范围宜在路堤坡脚或基础外缘扩大 1~2 排桩。处理液化土地基时,在路堤坡脚或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。

8.2.2 碎石(砂)桩桩位宜采用正三角形、正方形布置。

8.2.3 振冲法桩径宜采用 500 mm~1 200 mm,沉管法桩径宜采用 300 mm~800 mm。

8.2.4 碎石(砂)桩的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况,结合施工设备综合考虑,宜为桩径的 2~3 倍。碎石(砂)桩处理液化土地基时,桩间距不应大于式(8.2.4—1)和式(8.2.4—2)的值。

$$\text{等边三角形布置 } s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.4-1)$$

$$\text{正方形布置} \quad s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.4-2)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (8.2.4-3)$$

式中 s ——碎石(砂)桩间距(m);

d ——碎石(砂)桩直径(m);

ξ ——修正系数,考虑振动下沉密实作用时,可取 1.1 ~ 1.2;

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

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比;

e_{\max}, e_{\min} ——砂土的最大、最小孔隙比,并可按现行《土工试验方法标准》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。

8.2.5 碎石(砂)桩桩长应根据工程要求和地质条件通过计算确定,并符合下列规定:

1 软弱地基层厚度不大时,桩长宜穿过松软土层。

2 软弱地基层厚度较大时,应满足稳定要求且桩长不小于最危险滑动面以下 2 m 的深度。

3 处理液化地基时,桩长应按抗震要求确定。

4 桩长不宜小于 4 m。

8.2.6 碎石(砂)桩桩顶和基础之间宜铺设一层 200 mm ~ 500 mm 厚的砂砾石或碎石加筋垫层,并满足本规程第 4.2.8 条和第 4.2.9 条的有关规定。

8.2.7 砂桩所用的砂料应采用中粗砂、砾砂,细粒含量不应大于 5%。碎石桩桩体材料应采用不易风化的碎石、卵石、含石砾砂、矿渣等性能稳定的硬质材料,细粒含量不大于 5%。沉管法施工粒径不宜大于 50 mm,振冲法施工粒径宜为 20 mm ~ 150 mm。

8.2.8 碎石(砂)桩复合地基容许承载力应通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式计算:

$$\sigma_{sp} = m\sigma_p + (1 - m)\sigma_s \quad (8.2.8-1)$$

$$m = d^2/d_e^2 \quad (8.2.8-2)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa)；

σ_p ——桩体容许承载力(kPa),宜通过单桩载荷试验确定,设计时可根据地区经验选取；

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基容许承载力；

m ——面积置换率；

d ——桩身直径(m)；

d_e ——单桩分担的处理地基面积的等效圆直径(m),等边三角形布桩,取 $1.05s$ ；正方形布桩,取 $1.13s$ ；矩形布桩,取 $1.13\sqrt{s_1s_2}$ 。 s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、纵向间距和横向间距(m)。

黏性土地基如无现场载荷试验资料,设计时复合地基的容许承载力可按下式计算：

$$\sigma_{sp} = [1 + m(n - 1)]\sigma_s \quad (8.2.8-3)$$

式中 n ——桩土应力比,无实测资料时,可取 $2 \sim 4$,原土强度低取大值,原土强度高取小值。

8.2.9 碎石(砂)桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第3.2节和第3.4节的有关规定计算。

8.3 施 工

8.3.1 碎石(砂)桩施工可采用振冲法或沉管法,沉管法包括振动沉管成桩法和锤击沉管成桩法。用于消除砂土及粉土液化时,宜采用振动沉管成桩法。

8.3.2 振冲碎石(砂)桩施工可根据设计荷载、原土强度、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施工参数。

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

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

8.3.5 振冲碎石(砂)桩施工可按下列步骤进行:

- 1 清理平整施工现场,布置桩位。
- 2 施工机具就位,使振冲器对准桩位。
- 3 启动供水泵和振冲器,将振冲器徐徐沉入土中,直至达到设计深度。记录振冲器经各深度的水压、电流和留振时间。
- 4 造孔后边提升振冲器边冲水直至孔口,再放至孔底,重复2~3次扩大孔径并使孔内泥浆变稀,开始填料制桩。
- 5 将振冲器沉入填料中进行振冲制桩,当电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后,将振冲器提升30 cm~50 cm。
- 6 重复以上步骤,自下而上逐段制作桩体直至孔口,记录各段深度的填料量、最终电流值和留振时间,并均应符合设计规定。
- 7 关闭振冲器和水泵。

8.3.6 沉管法施工中应选用能顺利出料和有效挤压桩孔内砂料的桩尖结构。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。

8.3.7 振动沉管成桩法施工中应严格控制拔管高度、拔管速度、压管次数和时间、填砂石量、电机工作电流,保证桩体连续、均匀、密实。

8.3.8 振动沉管碎石(砂)桩可按下列步骤进行:

- 1 清理平整施工现场,布置桩位。
- 2 施工机具就位,使沉管垂直对准桩位。
- 3 振动成孔,利用锤重及沉管自重徐徐静压1 m~2 m后开动振动锤振动下沉,每下沉0.5 m~1.0 m,留振5~10 s,直至设计深度。

4 石料投放,沉管至设计深度或沉管拔出地面时及时投料或补料至满。

5 反插,振动成孔后,停振灌料至满,先振动再开始拔管,边振边拔,每次拔管高度 $0.5\text{ m} \sim 1.0\text{ m}$,反插深度 $0.3\text{ m} \sim 0.5\text{ m}$,并停拔振动 $5 \sim 10\text{ s}$ 。

6 加压成桩。

8.3.9 锤击沉管成桩法施工应根据冲击锤的能量控制拔管高度、分段填砂石量、贯入度,保证桩体质量。

8.3.10 锤击沉管碎石(砂)桩施工可按下列步骤进行:

1 清理平整施工现场,布置桩位。

2 施工机具就位,使沉管垂直对准桩位。

3 投石制塞:往导管内投入适量的碎石(砂),形成一定高度的“石塞”,高度宜为 $0.6\text{ m} \sim 1.2\text{ m}$ 。

4 内击沉管:用冲锤反复冲击管内碎石塞,通过碎石(砂)与管内壁摩擦力带动导管与石塞一道沉入土中,达到预定深度为止。

5 分段填冲:拔管、加填料、冲夯,循环往复,直至制桩完成。

6 制桩完成。

8.3.11 砂土和粉土地基中以挤密为主的碎石(砂)桩施工,应从外围或两侧向中间进行,中间的桩间隔(跳打)施工;黏性土地基中以置换为主的碎石(砂)桩施工,宜从中间向外围或隔排施工,同一排中也可以间隔施工;既有建(构)筑物邻近施工时,应背离建(构)筑物方向进行。

8.3.12 施工时桩位水平偏差不应大于 0.3 倍套管外径,套管垂直度偏差不应大于 1% 。

8.3.13 碎石(砂)桩施工后,应将地表以下的松散土层挖除或夯压密实后铺设、压实砂石垫层。

8.4 质量检验

8.4.1 碎石(砂)桩质量检验内容应包括桩身密实度、桩间土处

理效果、复合地基承载力等。

8.4.2 施工结束后应间隔一定时间后方可进行质量检验。对黏土地基间隔时间宜取 28 d,粉质黏土地基宜取 21 d~28 d,粉土地基宜取 14 d~21 d,砂土和杂填土地基不宜少于 7 d。素填土和杂填土宜按其成分所属的土类执行。

8.4.3 碎石(砂)桩桩身密实度采用标准贯入或重型动力触探试验。

8.4.4 碎石(砂)桩桩间土的处理效果检验采用标准贯入法或静力触探试验,检测位置应位于桩间形心点。

8.4.5 碎石(砂)桩复合承载力检验应采用平板载荷试验。

9 灰土(水泥土)挤密桩

9.1 一般规定

9.1.1 灰土(水泥土)挤密桩可用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。以消除地基土的湿陷性为主要目的时,宜选用灰土挤密桩。以提高地基土的承载力、增强其水稳性、降低压缩性和控制地基沉降变形为主要目的时,宜选用水泥土挤密桩。变形要求不高,且以消除湿陷性为主要目的时,可采用素土挤密桩。

9.1.2 施工前应选取代表性地段进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。

9.2 设计

9.2.1 灰土(水泥土)挤密桩处理范围宜在路堤坡脚外缘扩大1~2排桩;自重湿陷性黄土地基,处理范围应在路堤坡脚外缘扩大不小于3m。

9.2.2 灰土(水泥土)挤密桩宜采用正三角形、正方形、矩形布置。

9.2.3 灰土(水泥土)挤密桩桩孔直径可根据所选用的成孔设备、成孔方法和地基处理深度综合确定。挤密处理深度小于等于12m时,成桩直径宜为350mm~450mm;挤密处理深度超过12m时,可采用预钻孔,孔径宜为250mm~350mm,成桩直径宜为500mm~600mm。

9.2.4 灰土(水泥土)挤密桩处理地基的深度,应根据地基的土质情况、工程要求和成孔及夯实设备等因素综合确定。湿陷性黄土地基,应符合现行《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025的有关规定。

9.2.5 灰土(水泥土)挤密桩桩孔内的填料,应根据工程要求或处理地基的目的确定,桩体的夯实质量采用平均压实系数 $\bar{\lambda}_c$ 控制。桩孔内用灰土或水泥土分层回填、分层夯实时,桩体内的平均压实系数 $\bar{\lambda}_c$ 值不应小于0.97(轻型击实)。

9.2.6 灰土(水泥土)挤密桩所用土的质量应满足设计要求,且有机质含量不应大于5%,土块粒径不得大于15 mm,不得含有杂土、冻土、膨胀土及砖、瓦、石块。

9.2.7 灰土(水泥土)挤密桩桩顶应设置500 mm~1 000 mm厚的灰土或水泥土加筋垫层,其压实系数不应小于0.95,并满足本规程第4.2.7条和4.2.9条的有关规定。

9.2.8 桩间距宜为桩孔直径的2.0~2.5倍,也可根据经验按下式计算:

$$s = \alpha \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{d\max} D^2 - \rho_{d0} d^2}{\bar{\eta}_c \rho_{d\max} - \rho_{d0}}} \quad (9.2.8)$$

式中 α ——系数,按正三角形布桩,取 α 为0.95;正方形布桩,取 α 为0.89;

s ——桩孔之间的中心距离(m);

D ——挤密填料孔直径(m);

d ——预钻孔直径(m),无预钻孔的挤密法中取0;

$\rho_{d\max}$ ——轻型击实试验确定的桩间土最大干密度(t/m^3);

ρ_{d0} ——地基挤密前压缩层范围内各层土的平均干密度(t/m^3);

$\bar{\eta}_c$ ——桩间土经成孔挤密(达到挤密填料孔直径 D)后,3个孔之间土的平均挤密系数,宜为0.90~0.93。

9.2.9 灰土(水泥土)挤密桩桩间土的平均挤密系数 $\bar{\eta}_c$,应按下式计算:

$$\bar{\eta}_c = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{d\max}} \quad (9.2.9)$$

式中 $\bar{\rho}_{\text{dl}}$ ——在成孔挤密深度内,桩间土的平均干密度(t/m^3),平均试样数不应少于 6 组。

9.2.10 灰土(水泥土)挤密桩桩孔的填料用量可按下式计算:

$$G = n \frac{\pi d^2 \bar{h}}{4} \rho'_{\text{dmax}} (1 + w_y) \quad (9.2.10)$$

式中 G ——填料总重(t);

n ——桩总数;

d ——桩直径(m);

\bar{h} ——平均桩深(m);

ρ'_{dmax} ——桩体填料最大干密度(t/m^3);

w_y ——填料最优含水率,为填料干密度最大时的含水率,可由击实试验确定,也可按当地经验或 $w_y = w_p + 2\%$ 来确定, w_p 为塑限。

9.2.11 灰土(水泥土)挤密桩复合地基容许承载力,应通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式计算:

$$\sigma_{\text{sp}} = m\sigma_p + \alpha(1 - m)\sigma_s \quad (9.2.11)$$

式中 σ_{sp} ——灰土(水泥土)挤密桩复合地基容许承载力(kPa);

σ_p ——桩体容许承载力(kPa),宜通过单桩载荷试验确定;

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基容许承载力;

m ——面积置换率;

α ——桩间土承载力提高系数,排土成孔时,取 1.05 ~ 1.15;挤土成孔时;一般黏性土,取 1.1 ~ 1.2,杂填土、素填土、大孔隙土,应经原位测试确定。

9.2.12 灰土(水泥土)挤密桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算。

9.3 施 工

9.3.1 灰土(水泥土)挤密桩成孔应按设计要求、成孔设备、现场

土质和周围环境等情况选用沉管(振动、锤击、静压)、冲击或夯扩等方法。

9.3.2 灰土(水泥石)挤密桩施工前应在工程施工现场选取有代表性的场地进行成桩工艺性试验,验证设计参数和施工效果,确定施工工艺和施工参数。

9.3.3 灰土(水泥石)挤密桩桩顶设计高程以上的预留覆盖土层厚度应符合下列规定:

1 沉管(振动、锤击、静压)成孔,宜为 0.50 m ~ 0.70 m。

2 冲击成孔,宜为 1.20 m ~ 1.50 m。

9.3.4 灰土(水泥石)挤密桩成孔时,地基土宜接近最优含水率或塑限,土的含水率低于 12%(特别是在整个处理深度范围内的含水率普遍很低)时,宜对拟处理范围内的土层进行增湿,增湿处理应于地基处理前 4 d ~ 6 d,通过一定数量、深度的渗水孔均匀地将水浸入拟处理范围内的土层中。增湿土的加水量可按下式计算:

$$Q = V \bar{\rho}_d (w_{op} - \bar{w}) k \quad (9.3.4)$$

式中 Q ——计算加水量(t);

V ——拟加固土的总体积(m^3);

$\bar{\rho}_d$ ——地基处理前土的平均干密度(t/m^3);

w_{op} ——土的最优含水率,通过室内击实试验求得;

\bar{w} ——地基处理前土的平均含水率;

k ——损耗系数,可取 1.05 ~ 1.10。

9.3.5 灰土(水泥石)挤密桩成孔及孔内回填夯实应符合下列规定:

1 成孔挤密应间隔分批进行,成孔及孔内回填夯实的施工顺序:整片处理时,宜从里(或中间)向外间隔 1 ~ 2 孔进行,对大型工程,可采取分段施工;局部处理时,宜从外向里间隔 1 ~ 2 孔进行。

2 成孔后应及时夯填,当发生桩孔严重缩颈或回淤时,可视实际情况填入干砂、生石灰块或碎石等重新成孔。

3 挤密桩填料应采用机械拌和且随拌随用,桩孔填充料应拌

和均匀,色泽一致,无灰团、灰条和花面现象。在向孔内回填填料前,孔底应夯实,并应抽样检查桩孔的直径、深度和垂直度。

4 桩孔的垂直度偏差不宜大于 1.5%。

5 桩位(纵横向)的允许偏差为 50 mm。

6 桩孔检验合格后,应向孔内分层填入筛好的灰土或水泥石土填料,并分层夯实,回填过程中不宜间隔停顿或隔日施工。

7 夯填高度宜高出桩顶设计高程 200 mm ~ 300 mm。

9.3.6 灰土(水泥石土)挤密桩铺设桩顶垫层前,应按设计要求将桩顶高程以上超出部分的桩尖挖除,将桩周围预留松动土层挖除或夯(压)密实。

9.3.7 灰土(水泥石土)挤密桩雨季或冬季施工时,应采取防雨或防冻措施,防止灰土或水泥石土料受雨水淋湿或冻结。夏季施工应防止桩体填充料暴晒过干。

9.4 质量检验

9.4.1 灰土(水泥石土)挤密桩质量检验内容应包括桩身及桩间土密实度和复合地基承载力等,对湿陷性黄土地基还应检测桩间土湿陷系数。

9.4.2 灰土(水泥石土)挤密桩施工结束 7 d ~ 14 d 后应对桩身质量进行检验。

9.4.3 灰土(水泥石土)挤密桩施工结束 7 d 后应对桩间土的处理效果进行检验。

9.4.4 灰土(水泥石土)挤密桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行。

10 柱锤冲扩桩

10.1 一般规定

10.1.1 柱锤冲扩桩可用于处理黄土、粉土、黏性土、素填土和杂填土等地基,对饱和松软土层应通过现场试验确定其适用性。

10.1.2 施工前应进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。

10.2 设计

10.2.1 柱锤冲扩桩处理范围宜在路堤坡脚外缘扩大1~2排桩;自重湿陷性黄土地基,处理范围应在路堤坡脚外缘扩大不小于3m。要求消除地基液化时,在路堤坡脚或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,且不小于5m。

10.2.2 柱锤冲扩桩可采用正三角形、正方形、矩形布置。桩间距宜为1.0m~2.0m。

10.2.3 柱锤冲扩桩桩径宜为600mm~800mm。

10.2.4 柱锤冲扩桩处理深度可根据工程地质情况及设计要求确定,且不宜大于25m。处理深度应至持力层,当持力层较深时,应按下卧层地基承载力及路基地基的变形允许值确定;对湿陷性黄土地基,应按相关规范的有关规定确定。

10.2.5 桩体材料可采用水泥土、灰土、砂石等。当采用其他材料时,应通过试验确定其适用性和配合比。

10.2.6 柱锤冲扩桩复合地基应在桩顶设置碎石、砂砾石、灰土或水泥土加筋垫层。碎石、砂砾石垫层厚度宜为200mm~500mm,灰土或水泥土垫层厚度宜为500mm~1000mm,并满足本规程第4.2.7条~4.2.9条的有关规定。

10.2.7 柱锤冲扩桩复合地基容许承载力应通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式计算:

$$\sigma_{sp} = m\sigma_p + \alpha(1 - m)\sigma_s \quad (10.2.7)$$

式中 σ_{sp} ——柱锤冲扩桩复合地基容许承载力(kPa);

σ_p ——桩体容许承载力(kPa),宜通过单桩载荷试验或当地经验确定;

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值,无经验时,可取天然地基容许承载力;

m ——面积置换率,可取0.2~0.5;

α ——桩间土承载力提高系数,排土成孔时,取1.1~1.2;挤土成孔时,一般黏性土,取1.15~1.3,杂填土、素填土、大孔隙土,应经原位测试确定。

10.2.8 柱锤冲扩桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第3.2节和第3.4节的有关规定计算。

10.3 施 工

10.3.1 柱锤冲扩桩法宜用直径300mm~500mm、长度2m~6m、质量1t~8t的柱锤进行施工。

10.3.2 地基处理深度较大时,可先采用履带式螺旋钻机或机械洛阳铲取土成孔再柱锤冲扩成桩。桩孔的垂直度偏差不宜大于1.5%,桩孔中心点的偏差不宜超过桩距设计值的5%。

10.3.3 地基处理深度不大于6m时,可直接采用柱锤冲孔。根据土质及地下水情况柱锤冲孔可分别采用下列成孔方式:

1 冲击成孔:将柱锤提升一定高度,自动脱钩下落冲击土层,如此反复冲击,接近设计成孔深度时,可在孔内填少量粗骨料继续冲击,直至孔底夯击密实。

2 填料冲击成孔:成孔出现缩颈或坍孔时,可分别填入碎石和生石灰块,边冲击边将填料挤入孔壁及孔底,孔底接近设计成孔深度时,夯入部分碎石挤密桩端土。

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

4 采用上述方法仍难以成孔时,可采用套管成孔,即用柱锤边冲孔边将套管压入土中,直至桩底设计高程。

10.3.4 柱锤冲扩桩法施工步骤及技术要求如下:

1 清理平整施工场地,应将桩顶高程以上松土全部铲除。

2 布置桩位,准确定出桩孔位置并进行编号。

3 成孔顺序应由外向里间隔分排进行,防止错位或漏孔。

4 柱锤冲扩机就位后,应保持平整稳固,使柱锤对准孔中心,并能自由地落入孔底,确保动能压强。

5 成桩:成孔达到要求深度后,用标准料斗或运料车将拌和好的填料分层填入桩孔并逐层夯实。锤的质量、锤长、落距、分层填料量、分层夯填度、夯击次数、总填料量等应根据试验或当地经验确定。每个桩孔应夯填至桩顶设计高程以上至少 0.5 m,其上部桩孔宜用原土夯封。施工中应做好记录,并对发现的问题及时处理。

6 施工机具移位,重复上述步骤进行下一根桩施工。

10.3.5 成孔和填料夯实的施工顺序,宜间隔进行。

10.3.6 封顶或拍底可采用重量 20 kN ~ 100 kN 的扁平锤,并铺设、压实垫层。

10.4 质量检验

10.4.1 柱锤冲扩桩质量检验内容应包括桩身及桩间土密实度和复合地基承载力等,湿陷性黄土地基还应检测桩间土湿陷系数。

10.4.2 柱锤冲扩桩施工结束 7 d ~ 14 d 后,采用重型动力触探、钻机取样对桩身质量进行检验。

1 检验数量不应少于总桩数的 3%,且不少于 3 根。

2 在全桩长范围内,在桩心附近采用钻机取样,每 2 m 采取

试样测定干密度。

10.4.3 柱锤冲扩桩施工结束 7 d ~ 14 d 后应对桩间土的处理效果进行检验：

1 沿线路纵向连续每 50 m 抽样检验不少于 3 处。

2 在桩间形心点、成孔挤密深度范围内采用钻机取样，每 2 m 取样测定干密度并进行压缩试验，对湿陷性黄土还应进行湿陷性试验。

10.4.4 柱锤冲扩桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行，应采用单桩或复合地基载荷试验，检验数量为总桩数的 2%，且不少于 3 根。

11 水泥土搅拌桩

11.1 一般规定

11.1.1 水泥土搅拌桩可用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。

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,或在无工程经验的地区使用时,必须通过现场试验确定其适用性。地基土天然含水率小于 30%(黄土含水率小于 25%)时,不宜采用粉土搅拌桩。

11.1.3 地基处理深度较大、承载力要求较高时,宜采用多向水泥土搅拌桩或多向水泥砂浆搅拌桩。

11.1.4 确定水泥土搅拌桩处理方案前,应详细查明地基土的分层及组成情况,包括含水率、塑性指数、有机质含量、地下水侵蚀性和 pH 值等。

11.1.5 水泥土搅拌桩施工前应进行室内配比试验,选择满足设计强度要求的水泥、外掺剂及其掺量,并进行工艺性试验,确定其适用性、喷灰(浆)量、提升速度等施工工艺及参数。

11.2 设计

11.2.1 水泥土搅拌桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

11.2.2 水泥土搅拌桩桩位宜采用正三角形、正方形或矩形布置。

11.2.3 水泥土搅拌桩桩径宜采用 500 mm。

11.2.4 水泥土搅拌桩桩长确定应符合下列规定:

1 竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力、稳定和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层。

2 为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,其桩长应超过危险滑弧以下不小于 2 m。

11.2.5 水泥土搅拌桩宜选用强度等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥,水泥掺量可取被加固土体质量的 12%~20%,水胶比宜为 0.45~0.55。

11.2.6 水泥土搅拌桩复合地基应在桩顶设置加筋垫层,厚度宜为 200 mm~500 mm,并满足本规程第 4.2.8 条和第 4.2.9 条的有关规定。

11.2.7 单桩竖向承载力宜通过现场载荷试验确定,设计时可按下列公式计算,并取其较小值:

$$[P] = \eta P_f A_p \quad (11.2.7-1)$$

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (11.2.7-2)$$

式中 $[P]$ ——单桩容许承载力(kN);

η ——桩身强度折减系数,粉体搅拌桩可取 0.20~0.30,浆体搅拌桩可取 0.25~0.33;

P_f ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块(边长为 70.7 mm 的立方体,也可采用边长为 50 mm 的立方体)在标准养护条件下 90 d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa);

A_p ——桩身截面积(m^2);

u_p ——桩身周长(m);

q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力(kPa);

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

α ——桩端地基土容许承载力折减系数,可取 0.4~0.6,承载力高时取低值;

q_p ——桩端地基土容许承载力(kPa);

n ——桩长范围内所划分的土层数。

11.2.8 水泥土搅拌桩复合地基的竖向承载力宜通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定,设计时可按下列公式计算:

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta(1 - m)\sigma_s \quad (11.2.8-1)$$

$$m = \frac{A_p}{A_e} \quad (11.2.8-2)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa);

σ_s ——桩间土天然地基容许承载力(kPa);

β ——桩间土承载力折减系数,刚性基础桩间土为淤泥、淤泥质土和流塑状软土等固结程度差时可取0.1~0.4;路基工程或刚性基础桩间土为其他土层可取0.4~1.0;加固土层强度较高时取高值,桩端土层强度较高时取低值;

m ——面积置换率,可取10%~20%;

A_e ——桩所承担的复合地基面积(m^2)。

11.2.9 水泥土搅拌桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第3.2节和第3.4节的有关规定计算。

11.3 施 工

11.3.1 水泥土搅拌桩应根据地基条件、工程要求等选择合适的施工机械。施工机械应符合下列规定:

1 根据地基的加固深度选择合适的搅拌钻机、注浆泵、粉体喷射机及自动计量装置等配套设备。

2 搅拌桩施工宜采用多向搅拌工艺。

11.3.2 水泥土搅拌桩桩体搅拌次数应符合设计要求,宜全桩长复搅。

11.3.3 水泥土搅拌桩钻进施工中,应依据钻杆长度和施工电流强度等综合判断地层情况,确保桩端置于设计规定地层的深度。并应随时检查钻杆垂直度,保证桩身垂直。

11.3.4 水泥土搅拌桩成桩过程中应严格控制钻进和提升速度、喷粉(浆)高程及数量,确保成桩质量。

11.3.5 粉体搅拌桩成桩过程中因故停止喷粉时,应将搅拌头下沉至停灰面以下 1 m 处,待恢复喷粉时再喷粉搅拌提升;浆喷搅拌桩如因故停浆,应将搅拌头下沉至停浆点以下 0.5 m 处,待恢复供浆时再喷浆搅拌提升。若停机超过 3 h,应在原桩位旁边进行补桩处理。

11.4 质量检验

11.4.1 水泥土搅拌桩质量检验内容应包括桩身完整性、均匀性、桩身强度、单桩或复合地基承载力等。

11.4.2 水泥土搅拌桩的桩身完整性、均匀性、无侧限抗压强度检验应符合下列规定:

1 成桩 7 d 后,可采用浅部开挖桩头,深度宜超过停浆面下 0.5 m,目测检查搅拌桩的均匀性,量测成桩直径。

2 成桩 28 d 后,应采用双管单动取样器在桩径方向 1/4 处、桩长范围内垂直钻孔取芯,观察桩体完整性、均匀性,取不同深度的不少于 3 个试样作无侧限抗压强度试验。

11.4.3 水泥土搅拌桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行,采用单桩或复合地基载荷试验。

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

12 旋 喷 桩

12.1 一 般 规 定

12.1.1 旋喷桩可用于处理淤泥质土、黏性土、粉土、砂土、碎石土、黄土及人工填土等地基加固及防渗处理。对于淤泥、土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有较高的有机质时,以及地下水流速过大和已涌水的工程,应通过现场试验确定其适用性。

12.1.2 旋喷桩施工前应进行室内配比试验,并进行工艺性试验确定施工工艺及参数。

12.2 设 计

12.2.1 旋喷桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

12.2.2 旋喷桩间距应根据注浆方法、复合地基承载力、沉降控制等因素确定,宜为 2~4 倍桩径。其布置形式宜采用正方形或三角形。

12.2.3 旋喷桩桩身直径应根据注浆方法,并通过现场试验确定。无现场试验资料时,可参照相似地质条件的工程经验确定,宜为 500 mm~1 500 mm。

12.2.4 旋喷桩桩长确定应符合下列规定:

1 竖向承载旋喷桩的长度应根据上部结构对承载力、稳定和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层。

2 为提高抗滑稳定性而设置的旋喷桩,其桩长应超过危险滑弧以下不小于 2 m。

12.2.5 旋喷桩桩顶和基础之间宜铺设一层砂砾石或碎石加筋垫

层,厚度宜为 200 mm ~ 500 mm,并满足本规程第 4.2.8 条和第 4.2.9 条的有关规定。

12.2.6 旋喷桩的主要材料为水泥,水胶比可取 0.8 ~ 1.5。根据工程需要可加入适量的外加剂及掺合料,其类型和掺量应通过试验确定。

12.2.7 旋喷桩单桩容许承载力宜通过现场单桩载荷试验确定,设计时可按下列公式计算,取其较小值:

$$[P] = \eta P_f A_p \quad (12.2.7-1)$$

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (12.2.7-2)$$

式中 $[P]$ ——单桩容许承载力(kN);

η ——桩身强度折减系数,可取 0.3 ~ 0.4;

P_f ——与旋喷桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块(边长为 70.7 mm 的立方体)在标准养护条件下 28 d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa);

A_p ——桩身截面积(m²);

u_p ——桩身周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力(kPa);

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

α ——桩端地基土容许承载力折减系数,无经验时可取 1.0;

q_p ——桩端地基土容许承载力(kPa)。

12.2.8 旋喷桩复合地基容许承载力宜通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式计算:

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta(1 - m)\sigma_s \quad (12.2.8)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa);

σ_s ——桩间土天然地基容许承载力(kPa);

m ——面积置换率,可取 10%~20%;

β ——桩间土承载力折减系数,刚性基础桩间土为淤泥、淤泥质土和流塑状软土等固结程度差时可取 0.1~0.4;路基工程或刚性基础桩间土为其他土层可取 0.4~1.0;加固土层强度较高时取高值,桩端土层强度较高时取低值。

12.2.9 旋喷桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算。

12.2.10 旋喷桩用于防渗工程时,尚应符合防渗的有关要求。

12.3 施 工

12.3.1 旋喷桩应根据地基条件、工程要求,选择单管法、双重管法或三重管法进行施工,工艺参数应通过现场成桩试验确定。

12.3.2 旋喷桩施工工序为机具就位、插入喷射管(钻孔)、喷射注浆、拔管和冲洗等,施工中应配置浆液自动计量装置,且应保证桩体垂直。

12.3.3 旋喷桩成孔一般采用振动钻机钻孔,遇到比较坚硬的地层时宜采用地质钻机钻孔。成孔过程中应依据钻杆长度和钻机电流综合判断地质情况,确保桩端置于设计规定地层的深度。

12.3.4 喷射孔与高压注浆泵的距离不宜大于 50 m,桩位与设计位置的偏差不得大于 50 mm。

12.3.5 孔内喷射注浆应自下而上、均匀提升,喷射管分段提升的搭接长度不得小于 100 mm。需要局部扩大加固范围或提高强度的部位,可采取复喷措施。因故停喷后继续喷射时,喷射搭接长度不应小于 0.5 m。

12.3.6 高压喷射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。

12.3.7 高压喷射注浆完毕应迅速拔出喷射管。必要时应在原孔位采取冒浆回灌或第二次注浆等措施,防止浆液凝固收缩影响桩顶高程。

12.4 质量检验

12.4.1 旋喷桩质量检验内容应包括桩身完整性、均匀性、桩身强度、单桩或复合地基承载力等。

12.4.2 旋喷桩的桩身完整性、均匀性、无侧限抗压强度检验应符合下列规定：

1 成桩 7 d 后,可采用浅部开挖桩头,深度宜超过停浆面下 0.5 m,目测检查旋喷桩的均匀性,量测成桩直径。

2 成桩 28 d 后,应采用双管单动取样器在桩径方向 1/4 处、桩长范围内垂直钻孔取芯,观察桩体完整性、均匀性,取不同深度的不少于 3 个试样作无侧限抗压强度试验。

12.4.3 旋喷桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行,应采用单桩或复合地基载荷试验。

13 布袋注浆桩

13.1 一般规定

13.1.1 布袋注浆桩适用于加固淤泥、淤泥质土、软黏土、饱和粉土、含硬夹层的软弱地基及净空受限或邻近既有线的软弱地基。

13.1.2 布袋注浆桩宜穿透软弱土层,选择承载力较高的地层作为桩端持力层。

13.1.3 布袋注浆桩施工前,应选择代表性地段分段进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。

13.2 设计

13.2.1 布袋注浆桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

13.2.2 布袋注浆桩间距应根据复合地基承载力、稳定性和沉降控制等因素确定,宜为2~4倍桩径;其布置形式宜采用正方形或三角形;当桩间距较大时,桩顶可增设桩帽或扩大桩头。

13.2.3 布袋注浆桩桩径宜为300 mm~400 mm。

13.2.4 布袋注浆桩桩顶宜设置砂砾石或碎石加筋垫层,垫层厚度宜为200 mm~500 mm,并满足本规程第4.2.8条和第4.2.9条的有关规定。

13.2.5 布袋注浆桩注浆材料宜选用普通硅酸盐水泥和不低于Ⅱ级粉煤灰,其配比应根据试验确定,并满足设计强度要求,28 d龄期桩身无侧限抗压强度不宜小于5.0 MPa。

13.2.6 注浆管可采用聚丙烯管(PP-R管),直径宜为40 mm~50 mm,注浆完成后注浆管可不拔出,与桩体共同形成布袋加筋注

浆桩;注浆管下部为带孔眼的注浆花管。

13.2.7 布袋可选用与桩径相同的无缝合线卷筒式尼龙或聚丙烯材质有纺土工管袋;布袋应具有隔离浆液的作用,强度应满足注浆压力、地层条件和设计的要求。

13.2.8 布袋注浆桩单桩容许承载力宜通过现场单桩试验确定,设计时可按下式计算,取其小值:

$$[P] = \eta P_f A_p \quad (13.2.8-1)$$

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (13.2.8-2)$$

式中 $[P]$ ——单桩竖向容许承载力(kN);

η ——桩身强度折减系数,可取 0.3 ~ 0.4;

P_f ——与布袋注浆桩同配比不宜少于 6 个室内标准试块(边长 150 mm 立方体)标准养护 28 d 立方体抗压强度平均值(kPa);

A_p ——桩身截面积(m²);

u_p ——桩身周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力(kPa);

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

α ——桩底地基土容许承载力折减系数,无经验时可取 1.0;

q_p ——桩端地基土容许承载力(kPa)。

13.2.9 布袋注浆桩复合地基承载力宜通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式估算:

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta(1-m)\sigma_s \quad (13.2.9)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa);

m ——面积置换率;

β ——桩间土承载力折减系数,可根据试验或类似土质条

件工程经验确定,当无试验资料或经验时,桩底为软弱土层时可取 0.75~0.95,桩底为硬土层时可取 0.1~0.4;

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基容许承载力。

13.2.10 布袋注浆桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算。

13.3 施 工

13.3.1 布袋注浆桩成桩直径不应小于设计桩径,可采用地质钻机或潜孔钻机成孔,成孔直径不大于设计桩径,一般可小于设计桩径 50 mm~100 mm,成孔深度应大于设计桩长 200 mm。

13.3.2 成孔过程中应控制和保持钻杆垂直,确保桩身垂直度,垂直度偏差不大于 1%。并及时检查钻孔泥浆排放、渣样和机械振动或电流反馈,确保桩端进入持力层的深度不小于设计要求。

13.3.3 施工设备宜根据场地条件选择,采用配备自动计量和压力监测的注浆设备,选用高强输浆管路,降低注浆安全风险。

13.3.4 布袋注浆桩施工工序主要包括:施工准备、成孔、土工布袋制作、绑扎、布袋随注浆管下放、注浆、补浆、切桩头。

13.3.5 布袋注浆桩宜间隔跳打施工。邻近既有构(建)筑物地段,应按照由近及远、由内向外的顺序,依次跳排施工。

13.3.6 布袋注浆桩泵送注浆压力一般为 0.2 MPa~0.8 MPa,注浆宜采用孔底返浆的方式,自下而上一次压浆,浆液下沉后及时进行补浆;注浆量、注浆压力应满足设计要求。

13.3.7 施工桩顶高程宜高出设计桩顶 0.3 m~0.5 m,截桩采用切割法,清土和截桩不应造成桩身断裂和桩间土扰动。

13.3.8 施工过程中产生的泥浆应及时清运。

13.3.9 桩顶垫层铺设宜采用静压法或者小型机械夯实,压实质量应满足设计要求。

13.4 质量检验

13.4.1 布袋注浆桩质量检验内容应包括桩身直径、桩身完整性、均匀性、桩身强度、单桩或复合地基承载力等。

13.4.2 布袋注浆桩桩身直径、桩身完整性、均匀性、桩身强度检验应符合下列规定：

1 成桩 7 d 后,可采用浅部开挖桩头,目测检查布袋注浆桩的成桩情况,量测成桩直径,开挖深度宜为 0.5 m ~ 1.0 m;检验数量为桩总数的 10%,且不少于 5 根。

2 成桩 28 d 后,可在桩体中心处、桩长范围内垂直钻孔取芯,观察桩体完整性、均匀性、检查桩长;将桩长分为 3 段,在每段中部分别取样做无侧限抗压强度试验;检验数量为桩总数的 2%,且每个工点不少于 3 根;钻芯后孔洞采用水泥砂浆灌注封闭。

13.4.3 布袋注浆桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行,采用单桩或复合地基载荷试验。检验数为总桩数的 2%,且每个工点不少于 3 根。

14 碎石注浆桩

14.1 一般规定

14.1.1 碎石注浆桩适用于施工场地净空受限、邻近既有建筑物等复杂施工环境下黏性土、粉土、松散或稍密砂土及人工填土等地基处理。对厚度较大、灵敏度较高的淤泥和流塑状态的黏性土等软弱土层,应按地区经验或现场试验确定其适用性。

14.1.2 碎石注浆桩的桩长应根据承载力和沉降要求确定,桩端宜位于承载力较高或压缩性较低的土层中。

14.1.3 碎石注浆桩施工前应进行室内配比试验,并进行工艺性试验确定施工工艺及参数。

14.2 设计

14.2.1 碎石注浆桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

14.2.2 碎石注浆桩宜采用正三角形、正方形或矩形布置,桩间距根据设计要求的复合地基承载力和变形、土性及施工工艺确定,桩间距宜为 2.5~5 倍桩径。

14.2.3 碎石注浆桩的直径宜为 400 mm~600 mm,桩长不宜大于 25 m。

14.2.4 碎石注浆桩填充料宜采用粒径不小于 16 mm 的不连续级配碎石,细粒含量不大于 5%。胶结料宜采用 42.5 级及以上普通硅酸盐水泥,其配比应根据试验确定,并满足设计强度要求,28 d 龄期桩身无侧限抗压强度不宜小于 10.0 MPa。

14.2.5 碎石注浆桩的桩顶宜设置桩帽和加筋垫层,并应符合本

规程第 19.2.7 ~ 第 19.2.13 条和第 19.2.15 条的规定。

14.2.6 碎石注浆桩单桩竖向容许承载力 $[P]$ 的取值,应符合下列规定:

1 采用单桩静载荷试验时,应按单桩竖向极限承载力的 0.5 倍取值。

2 无单桩静载荷试验资料时,可按下列公式计算:

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n \lambda_i q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (14.2.6)$$

式中 $[P]$ ——单桩竖向容许承载力(kN);

u_p ——桩身周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

λ_i ——桩身等效极限侧阻力标准值相对于干作业钻孔桩极限侧阻力标准值的修正系数,考虑注浆作用,宜根据工程经验取 1.0 ~ 1.2,土层渗透系数较小时取低值,渗透系数较大时取高值;

q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力(kPa),当无当地经验时,可按现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94 关于泥浆护壁钻孔桩的规定取值;

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

α ——桩端地基土容许承载力折减系数,与注浆量、注浆压力、持力层厚度、土的性质、桩长和截面尺寸等因素有关,可取 0.9 ~ 1.0,桩端土为高压缩性土层时取低值,低压缩性土层时取高值;

A_p ——桩身截面积(m^2);

q_p ——桩端地基土容许承载力(kPa);当无地区经验时,可按现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94 关于泥浆护壁钻孔桩的规定取值。

14.2.7 碎石注浆桩复合地基承载力宜通过现场复合地基载荷试验确定。设计时可按下式计算:

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta(1 - m)\sigma_s \quad (14.2.7)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa)；

m ——面积置换率；

β ——桩间土承载力折减系数,宜按地区经验取值,无地区经验时,可取 0.82 ~ 1.00,天然地基承载力较高或渗透系数较大时取高值；

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值,如无地区经验时,可取天然地基容许承载力。

14.2.8 碎石注浆桩桩体试块抗压强度平均值应符合下式规定：

$$P_f \geq 4 \frac{[P]}{A_p} \quad (14.2.8)$$

式中 P_f ——桩体试块(边长 150 mm 立方体)标准养护 28 d 立方体抗压强度平均值(kPa)。

14.3 施 工

14.3.1 施工前应选择具有代表性地段进行成桩工艺性试验,以明确施工的工艺参数。

14.3.2 施工机械的选择应符合下列规定：

1 成孔设备净高应满足施工场地条件,宜选择干取土施工机械,在不良地质条件下可采用正循环泥浆护壁成孔钻机。

2 注浆设备应选择高压注浆泵,注浆设备最大额定注浆压力不宜低于 3 MPa,流量宜为 6 m³/h ~ 15 m³/h。连接注浆泵的管路宜采用高压柔管,并安装自动灌浆记录仪。

3 施工机械选定后应核实现场地基承载能力是否满足桩机施工的要求,当不满足时,应采取相应处理措施。

14.3.3 碎石注浆桩的施工步骤包括:施工准备、场地平整、定位放线、成孔设备就位、成孔、护筒埋设、下注浆管、投放碎石、洗孔、压力注浆、桩头振捣等。

14.3.4 碎石注浆桩成孔应符合下列规定:

1 成孔工艺宜选择旋挖取土工艺,成孔孔壁不稳定地层也可采用回旋钻进工艺。

2 开孔应采用慢速钻进,钻头中心位置对准桩位中心,钻杆保持垂直稳固。

3 钻进过程中应及时清理孔口积土和地面散落土,防止掉落孔内;发生孔内坍塌后应停止钻孔,查明部位后及时回填黏土并捣实后重新成孔。

4 钻进至设计深度后进行清孔并检查孔底,清孔后泥浆相对密度应小于 1.05。

14.3.5 碎石注浆桩注浆管放置应符合下列规定:

1 注浆管宜采用直径不小于 25 mm 端部开口的镀锌管,采取螺纹连接分段下放。

2 安装注浆管前应清除管内杂物,防止堵塞,注浆管底部与孔底之间的距离不宜大于 300 mm。

3 注浆管下放到位后,应在管内注清水进行洗孔。

14.3.6 投放碎石时,孔口应放置投料漏斗,碎石应填满桩孔。

14.3.7 碎石注浆桩注浆应符合下列规定:

1 施工前应做好水泥砂浆的配合比试验。

2 宜采用 42.5 级及以上普通硅酸盐水泥,严禁使用过期或受潮的水泥;砂子应采用细砂。

3 注浆前应对注浆泵、灰浆搅拌和注浆管线进行检查,使其处于完好状态。

4 拌制水泥砂浆必须采取计量投料。

5 注浆前先拌制 $0.3 \text{ m}^3 \sim 0.5 \text{ m}^3$ 纯水水泥浓浆注入孔内,充填孔底骨料间隙,充填桩孔长度不小于 2 m,并润滑注浆管道。

6 注浆应连续进行,因故中断时应立即处理,尽快恢复注浆。

7 注浆压力宜为 0.2 MPa ~ 0.6 MPa,注浆时应做好注浆压

力、注浆量、注浆时间及其他异常情况的记录工作,发现问题及时分析处理。

8 根据实际注浆量计算注浆面上升高度,及时提升注浆管,保证提升后注浆管埋深不小于 3 m。

9 在压浆过程中应逐步补填碎石到桩顶。

10 当水泥砂浆充分溢出孔口后应停止注浆,并应预留 3 m 注浆管在孔内,待 30 min ~ 60 min 后进行二次补浆,拔出注浆管,最后用插入式振捣器插入桩体进行振捣,使桩顶浆液充填密实,振捣器插入深度不应小于 1.5 m。

11 当出现穿孔导致砂浆大量流失时,可采用跳孔施工或间歇施工等措施。

14.3.8 施工过程中产生的弃土、弃渣等应妥善处理,不得对周围环境造成影响。

14.3.9 碎石注浆桩施工后桩顶高程大于设计高程时应进行桩头清理。挖土和截桩时应保护桩身及桩间土,不得造成桩身开裂、桩间土扰动等。

14.4 质量检验

14.4.1 碎石注浆桩质量检验内容应包括桩身完整性、均匀性、桩身强度、单桩或复合地基承载力等。

14.4.2 碎石注浆桩的桩身完整性、均匀性、桩身强度检验应符合下列规定:

1 桩施工后,可在成桩 7 d 后现场开挖检查桩位和桩径,检查数量不少于总桩数的 10%,且每检验批不少于 5 根。

2 成桩 14 d 后可采用低应变检查桩身完整性,检查数量不少于总桩数的 20%,且每个工点不少于 3 根。

3 成桩 28 d 后,应在桩体中心处、桩长范围内垂直钻孔取芯,观察桩体完整性、均匀性,将桩长分为 3 段,在每段中部分别取

样作抗压强度试验;钻芯后孔洞采用水泥砂浆灌注封闭。检验数为总桩数的 2‰,且每个工点不少于 3 根。

14.4.3 碎石注浆桩承载力检验宜在成桩 28 d 后进行,应采用单桩或复合地基载荷试验。检验数为总桩数的 2‰,且每个工点不少于 3 根。

15 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩

15.1 一般规定

15.1.1 水泥粉煤灰碎石桩(CFG桩)及素混凝土桩可用于处理黏性土、粉土、砂土、碎石土、残积土、黄土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土、泥炭质土以及地基中夹有块石和较大粒径的碎石、卵石层时,应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。地基条件复杂、地下水有侵蚀性、变形要求严格地段,现浇大直径管桩应通过现场试验确定其适用性。

15.1.2 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩设计宜选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

15.1.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩设计前,应搜集拟处理区域内详尽的岩土工程资料,包括地层分层及空间分布情况、土的含水率、有机质含量、地下水侵蚀性及pH值等。

15.1.4 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩施工前应进行室内配比试验,并分段进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。

15.2 设计

15.2.1 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

15.2.2 水泥粉煤灰碎石桩及实心素混凝土桩桩径宜为400mm~600mm,现浇大直径管桩外径宜为1000mm~1200mm,且壁厚宜为120mm~150mm。

15.2.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩宜采用正三角形、正方形或矩形布置,桩间距根据土体性质、单桩承载力和变形要求及施

工工艺等确定,桩间距宜为 2.5 ~ 6 倍桩径。

15.2.4 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩固化剂宜选用强度等级为 42.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。

15.2.5 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩桩顶宜设置桩帽(或扩大桩头)和加筋垫层,并应符合本规程第 19.2.7 ~ 第 19.2.13 条和第 19.2.15 条的规定。

15.2.6 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩单桩竖向容许承载力 $[P]$ 的取值,应符合下列规定:

1 采用单桩载荷试验时,取单桩竖向极限承载力除以安全系数 2。

2 根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩容许承载力时,设计时可按下式计算:

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n \lambda_i q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (15.2.6)$$

式中 $[P]$ ——单桩竖向容许承载力(kN);

u_p ——桩身周长(m);

λ_i ——桩身等效极限侧阻力标准值相对于干作业钻孔桩极限侧阻力标准值的修正系数,可根据工程经验确定,对于 CFG 桩、现浇混凝土桩,一般取 1.0;对于螺纹(杆)桩,直杆段可取 1.0,螺纹段一般可取 1.2 ~ 1.5,当螺纹段桩侧土以砂土为主时取高值,以黏性土为主时取低值,软土地区可取 1.0;对于现浇大直径管桩,一般取 1.0;对于现浇 X 形桩,一般取 0.9;

q_i ——桩周第 i 层地层的容许摩阻力(kPa),取值应考虑施工方法的影响;

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

α ——桩端容许端阻力折减系数,宜按地区经验取值,无经验时可取 1.0;

A_p ——桩身截面积(m^2)；

q_p ——桩端容许端阻力(kPa)，取值应考虑施工方法的影响。

15.2.7 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩复合地基承载力宜通过现场复合地基载荷试验确定，设计时可按下式计算：

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta(1 - m)\sigma_s \quad (15.2.7)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa)；

m ——面积置换率；

β ——桩间土承载力折减系数，宜按地区经验取值，如无经验时可取 0.75 ~ 0.95，天然地基承载力较高时取大值；

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa)，宜按当地经验取值，如无经验时，可取天然地基容许承载力。

15.2.8 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩桩体试块抗压强度平均值应符合下式规定：

$$P_f \geq 4 \frac{[P]}{A_p} \quad (15.2.8)$$

式中 P_f ——桩体试块(边长 150 mm 立方体)标准养护 28 d 的立方体抗压强度平均值。

15.2.9 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩复合地基的稳定性与沉降应分别按本规程第 3.2 节和第 3.4 节的有关规定计算。

15.3 施 工

15.3.1 施工前应选择具有代表性地段进行成桩工艺性试验，以确定施工工艺参数。

15.3.2 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩施工桩体垂直度允许偏差为 1%，桩位偏差不大于 100 mm。

15.3.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩的施工，应根据现场条

件选用下列施工工艺:

1 长螺旋钻孔管内泵压桩体材料灌注成桩,适用于黏性土、粉土、砂土和素填土地基,对噪声或污染控制要求严格的场地可优先选用;当穿越卵石夹层、承压水地层时,应通过试验确定适用性。

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

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

4 螺纹(杆)桩适用于黏性土、粉土、砂土、碎(卵)石土、残积土及全~强风化岩等地层。

15.3.4 长螺旋钻孔管内泵压桩体材料和振动沉管灌注成桩施工应符合下列规定:

1 施工前应按设计要求进行室内配合比试验,施工时按配合比配制桩体材料。长螺旋钻孔管内泵压桩体材料、现浇大直径管桩和现浇 X 形桩泵送混凝土成桩施工的坍落度宜为 160 mm ~ 200 mm,振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为 30 mm ~ 50 mm。振动沉管灌注成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过 200 mm。

2 长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩施工在钻至设计深度后,应准确掌握提拔钻杆时间,桩体材料泵送量应与拔管速度相匹配,遇到饱和砂土或饱和粉土层时,不得停泵待料;沉管灌注成桩施工拔管速度应匀速控制,拔管速度宜控制在 1.2 m/min ~ 1.5 m/min,如遇淤泥或淤泥质土,拔管速度应适当放慢;现浇 X 形桩拔模速度宜为 0.8 m/min ~ 1.5 m/min,软弱土中宜取低值,硬土中宜取高值;现浇大直径管桩拔管速度宜为 0.6 m/min ~ 1.2 m/min,软弱土中宜取低值,硬土中宜取高值;当遇有松散饱和粉土、粉细砂或淤泥质土,当桩距较小时,采取隔桩跳打措施。

3 施工桩顶高程宜高出设计桩顶高程不少于0.5 m。

4 螺纹(杆)桩施工钻进成孔过程中保持匀速,钻杆旋转一圈,应同时下降一个螺距,在土体中形成螺纹。提钻时,在螺纹段保持匀速,钻杆反向旋转一圈,应同时上升一个螺距;在直杆段提升速度和旋转速度不应同步,扫除螺牙,提钻速度宜小于螺纹段。

15.3.5 螺纹(杆)桩、现浇大直径管桩及现浇X形桩应根据桩型、孔深、土层和试桩的情况选择适宜的施工机械。

15.3.6 对以进入持力层深度控制桩长的桩基,施工中应与工艺性试验终孔时设备贯入地层反应、钻杆长度、施工电流强度等进行综合判断,确保桩底进入持力层深度的要求。

15.3.7 冬季施工时,桩体材料入孔温度不得低于5℃,必要时,应对桩头和桩间土采取保温措施。

15.3.8 截桩宜采用切割法,清土和截桩不得造成设计桩顶高程以下桩身断裂和桩间土扰动。

15.3.9 施工过程中产生的弃土应妥善处理,不得对周围环境造成影响。

15.3.10 桩顶垫层铺设宜采用静压法,压实质量应满足设计要求。

15.3.11 施工前应确定钻机行走路线,避免钻机碾压成品桩。

15.4 质量检验

15.4.1 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩质量检验内容应包括桩身完整性、均匀性、单桩或复合地基承载力等。

15.4.2 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩的桩身完整性、均匀性、无侧限抗压强度可采用以下方法检验:

1 成桩14 d后可采用低应变检查桩身完整性。

2 对于低应变检测成果有疑问时,成桩28 d后,对于实心桩

应在桩体中心处、桩长范围内垂直钻孔取芯,对于现浇大直径管桩可采用人工或机械开挖桩芯土且开挖深度宜到达桩底,观察桩体完整性、均匀性,并在桩身上、中、下取不同深度的不少于3个试样作抗压强度试验。

15.4.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩承载力检验宜在成桩28 d后进行,应采用单桩或复合地基载荷试验。

16 预 制 桩

16.1 一 般 规 定

16.1.1 预制桩可用于淤泥、淤泥质土、黏性土、粉土、砂土和人工填土等地基。地基土夹块石、漂石以及岩溶地区,不宜采用预制桩。

16.1.2 预制桩按截面形式可分为管桩、方桩等;按截面构造可分为实心桩和空心桩。

16.1.3 预制桩施工前应根据地质条件、环境影响程度确定沉桩方式并选择代表性地段进行沉桩工艺试验,确定施工工艺及参数。

16.1.4 预制桩结构应满足现行《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 等的要求。

16.2 设 计

16.2.1 预制桩边长或直径宜为 300 mm ~ 600 mm。桩(群)宜按矩形或三角形布置,桩间距根据荷载大小和地基岩土参数确定,宜为桩径的 4 ~ 6 倍。预制桩处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚。

16.2.2 桩长根据单桩承载力、沉降控制要求以及整体稳定性检算确定。预制桩桩端进入持力层深度,对于黏性土、粉土不宜小于 2.0 倍桩径,砂土、全风化、强风化软质岩等不宜小于 1.5 倍桩径,碎石类土不宜小于 1.0 倍桩径。当存在软弱下卧层时,桩端以下持力层厚度不宜小于 4.0 倍桩径,并应进行软弱下卧层承载力及沉降验算。

16.2.3 预制桩单桩竖向容许承载力 $[P]$ 的取值,应符合下列规定:

1 采用单桩载荷试验时,取单桩竖向极限承载力除以安全系数 2。

2 无单桩载荷试验资料时,可按下列公式计算,并取其较小值:

$$[P] = \eta P_f A_{p1} \quad (16.2.3-1)$$

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n q_i l_i + q_p A_{p2} \quad (16.2.3-2)$$

式中 P_f ——桩体抗压强度平均值(kPa);

η ——成桩工艺系数,可取 0.55 ~ 0.65;

A_{p1} ——桩身截面积(m²);

A_{p2} ——桩端截面积(m²);

u_p ——桩身周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

l_i ——桩周第 i 层土的厚度(m);

q_i ——桩周第 i 层土的容许摩阻力(kPa);

q_p ——桩端容许端阻力(kPa)。

16.2.4 预制桩地基沉降计算可按本规程第 19.2.6 条的有关规定计算。

16.2.5 预制桩地基稳定性计算可按本规程第 3.2.10 条有关规定计算。

16.2.6 预制桩桩顶设置桩帽和加筋垫层时,应符合本规程第 19.2.7 ~ 第 19.2.13 和第 19.2.15 条有关规定。

16.2.7 预制桩顶设置筏板结构时,应符合本规程第 19.2.16 ~ 第 19.2.18 条有关规定。

16.2.8 单一无硬壳的流塑状淤泥或淤泥质土地层,应采取加强预制桩结构横向稳定性的措施。

16.3 施 工

16.3.1 预制桩一般采用静压法或锤击法施工。施工前应平整场

地,并准确进行桩位放样测量,桩平面点位误差不大于 50 mm。

16.3.2 桩基施工一般由中间向外施作,软土地区宜采用跳桩施工。邻近既有线或既有构(建)筑物时,一般从毗邻既有线或既有构(建)筑物侧开始由近至远施工。邻近既有线或既有构筑物时,可通过设置应力释放孔、调整沉桩顺序或控制沉桩速率等措施降低沉桩挤土效应的影响。

16.3.3 特殊条件下预制桩打入(压入)困难,可采用引孔辅助沉桩法。引孔直径不宜超过桩直径的 2/3,深度不宜超过桩长的 2/3,并应采取防塌孔的措施。引孔作业和沉桩作业应连续进行,间隔时间不宜大于 12 h。

16.3.4 预制桩桩尖施工应符合下列规定:

1 应根据地质条件和布桩情况选用桩尖。

2 腐蚀环境下的管桩或管桩桩端位于遇水易软化的风化岩层或膨胀岩土层时,宜选用闭口型桩尖。

3 桩尖焊缝应连续饱满不渗水,且在首节桩沉桩后立即在桩端灌注高度不小于 1.2 m 的补偿收缩混凝土或中粗砂拌制的水泥砂浆进行封底,混凝土强度等级不宜低于 C20,水泥砂浆强度等级不宜低于 M15。

4 桩尖宜采用钢板制作,钢板应采用 Q235B 钢材,其质量应符合现行《碳素结构钢》GB/T 700 的有关规定,钢板厚度不宜小于 16 mm。

5 桩尖制作和焊接应符合现行《钢结构焊接规范》GB 50661 中的有关要求。

16.3.5 预制桩连接应减少接桩数量,接头宜位于非污染土层中,应避免在桩尖接近或处于密实砂土、碎石、卵石等硬土层时进行接桩。预制桩接桩宜采用机械连接方式,根据地质条件及预制桩类型也可采用端板焊接或硫黄胶泥锚固连接的方式。

16.3.6 预制桩焊接应符合现行《钢结构工程施工质量验收标准》GB 50205 中二级焊缝的相关要求。焊接检查合格后必须经自然

冷却后,方可继续沉桩。锤击法施工自然冷却时间不小于 8 min,静压法施工自然冷却时间不小于 6 min,采用二氧化碳气体保护焊时自然冷却时间不小于 3 min。

16.3.7 静压法施工,最大压桩力值应根据沉桩工艺性试验确定,不宜大于由桩体材料强度确定的竖向承载力设计值的 1.5 倍。静压法施工沉桩速度不宜大于 2 m/min。

16.3.8 静压法施工终压控制标准应符合下列规定:

1 终压控制标准应根据承载力及沉降控制要求、沉桩工艺试验情况、桩端进入持力层情况及压桩动阻力等因素,结合荷载试验情况综合确定。

2 摩擦桩与端承摩擦桩以桩端高程控制为主,终压力控制为辅。

3 当终压力值达不到预估值时,单桩竖向承载力特征值宜根据静荷载试验确定,不得任意增加复压次数。

4 当压桩力已经达到终压力或桩端已到达持力层时应采取稳压措施。

5 当压桩力小于等于 3 000 kN 时,稳压时间不宜超过 10 s;当压桩力大于 3 000 kN 时,稳压时间不宜超过 5 s。

6 稳压次数不宜超过 3 次,对于小于 8 m 的短桩或稳压贯入度大的桩,不宜超过 5 次。

16.3.9 锤击法施工,每根桩的总锤击数及最后 1 m 沉桩锤击数宜进行控制。预应力高强混凝土管桩总锤击数不宜超过 2 000 击,最后 1 m 沉桩锤击数不宜超过 300 击;预应力混凝土管桩总锤击数不宜超过 1 500 击,最后 1 m 沉桩锤击数不宜超过 250 击。

16.3.10 锤击法施工收锤标准应根据工程地质条件、桩的承载性状、单桩承载力特征值、桩规格及入土深度、打桩锤性能规格和冲击能量、桩端持力层性状及桩尖进入持力层深度、最后贯入度和最后 1 m~3 m 的每米沉桩锤击数等因素综合确定。

16.3.11 预制空心桩顶部应采用填芯混凝土等方式进行封闭,填

芯高度不宜小于桩径的3倍,填芯混凝土强度等级不宜低于C30。

16.3.12 沉桩过程中应防止桩体偏移,桩身垂直度偏差不应大于1.5%。发生“假极限”“吸入”、上浮、下沉现象时必须进行复打。

16.4 质量检验

16.4.1 预制桩质量检测内容应包括桩基的单桩竖向承载力和桩身完整性。

16.4.2 预制桩进场应按设计要求进行产品质量检验。

16.4.3 预制桩施工完成后采用单桩载荷试验进行单桩竖向承载力检测。桩基检测最小间歇检测时间应符合下列规定:砂土7d,粉土10d,非饱和黏性土15d,饱和黏性土25d。

16.4.4 预制桩可采用低应变对桩身完整性进行检测。相邻桩施工对桩身质量影响较大,预制桩的检测应在相邻桩施工完成后进行。

17 钢筋混凝土灌注桩

17.1 一般规定

17.1.1 钢筋混凝土灌注桩可用于处理基础变形控制严格的深厚软弱地基、斜坡软弱地基、基岩面起伏较大的地基以及邻近重要构(建)筑物等复杂条件下的地基。

17.1.2 钢筋混凝土灌注桩施工前应选择代表性地段进行成桩工艺性试验,确定工艺参数,验证成桩效果。

17.1.3 钢筋混凝土灌注桩设计应符合有关铁路混凝土结构耐久性设计规范等的规定。

17.2 设计

17.2.1 钢筋混凝土灌注桩直径宜采用 500 mm ~ 2 000 mm。桩(群)宜按矩形布置,桩的中心距应根据上部结构类型、荷载大小及地基岩土参数确定,摩擦桩中心距不宜小于 2.5 倍桩径,端承桩中心距不宜小于 2 倍桩径。

17.2.2 桩长的确定应符合下列规定:

1 应根据单桩承载力或群桩结构地基沉降及稳定性检算确定。

2 桩端进入持力层的深度,应根据地质条件、荷载特征及施工工艺确定。对于黏性土、粉土不宜小于 2 倍桩径,砂土不宜小于 1.5 倍桩径,碎石类土不宜小于 1 倍桩径。

3 当存在软弱下卧层时,桩端以下硬土持力层厚度不宜小于 3 倍桩径。

4 对于嵌岩桩,桩端嵌入新鲜岩面以下的全断面深度不应小

于 0.5 m。

17.2.3 钢筋混凝土灌注桩单桩竖向极限承载力应根据现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94 进行计算。

17.2.4 钢筋混凝土灌注桩承受上拔力时,抗拔桩的极限抗拔承载力应通过现场单桩竖向抗拔静载试验进行确认。单桩抗拔承载力应按下列公式检算:

$$N_u \leq \frac{T_u}{2} + G_p \quad (17.2.4-1)$$

$$T_u = \sum \lambda_i q_i u_i l_i \quad (17.2.4-2)$$

式中 N_u ——单桩承受的上拔力(kN);

T_u ——单桩抗拔极限承载力(kN);

G_p ——单桩自重(kN),计算自重时,地下水位以下容重采用浮容重;

λ_i ——桩周第 i 层土的抗拔系数,对于砂土可取 0.5 ~ 0.7,对于黏性土、粉土可取 0.7 ~ 0.8;当桩长与桩径之比小于 20 时, λ_i 取小值;

q_i ——桩周第 i 层土的极限侧阻力(kPa);

u_i ——第 i 层土范围桩身周长(m);

l_i ——桩周第 i 层土厚度(m)。

17.2.5 钢筋混凝土灌注桩的桩身承载力和裂缝宽度检算应考虑桩身材料强度、成桩工艺、约束条件、环境条件等因素。桩身承受水平荷载作用时,桩基的受力分析应考虑桩周土对桩基的水平约束作用。

17.2.6 桩周土沉降可能引起桩侧负摩阻力时,应根据工程具体情况考虑负摩阻力对桩基承载力和沉降的影响。

17.2.7 钢筋混凝土灌注桩设计应符合下列规定:

1 桩身混凝土强度等级不应低于 C30,主筋直径不宜小于 10 mm,净距不宜小于 80 mm,采用束筋时每束不宜多于两根钢筋。

2 箍筋宜采用螺旋式(圆桩),直径不应小于6 mm,间距宜为200 mm~300 mm。受水平荷载作用较大的桩基、承受水平地震作用的桩基以及考虑主筋作用计算桩身受压承载力时,桩顶以下5倍桩径范围内的箍筋应加密,间距不应大于100 mm。

3 沿钢筋笼长度每隔2.0 m~2.5 m应设一道直径不小于12 mm的加劲箍筋。

4 钢筋保护层厚度应按《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 的要求确定。

17.3 施 工

17.3.1 钢筋混凝土灌注桩钻孔施工可根据不同的地质条件、桩长和桩径等选用旋挖钻机、冲击钻机、回旋钻机、套管钻机以及长螺旋钻机等钻孔设备。

17.3.2 施工前应平整场地,并准确进行桩位放样测量。钻孔完成后应对孔径、孔深、垂直度等进行检查。

17.3.3 泥浆护壁成孔时宜采用孔口护筒,孔内水位宜高于护筒底脚0.5 m以上或地下水位以上1.5 m~2.0 m,取渣时或停钻后应及时向孔内补水或泥浆,保持水头高度和泥浆相对密度及黏度。

17.3.4 钻孔完成后应立即进行清孔,清孔时应及时向孔内加注清水或新鲜泥浆,保持孔内水位,清孔后沉渣厚度应满足要求。严禁采用加深孔底深度的方法代替清孔。

17.3.5 灌注桩成孔过程中应经常捞取渣样,与地质剖面图进行对照并记录地质变化情况,当发生异常情况时,应及时反馈给相关单位。

17.3.6 复杂地质地段灌注桩成孔过程中发生斜孔、塌孔、掉钻、卡钻及泥浆流失等现象时,应停止施工,待采取相应措施后方可继续施工。

17.3.7 搬运和吊装钢筋笼时,应防止变形,安放应对准孔位,竖直、稳步放入桩孔内,避免碰撞孔壁和自由落下,就位后应立即固定。

17.3.8 水下混凝土应连续灌注,不应中途停顿,水下混凝土灌注宜高出桩顶设计高程 0.5 m。

17.3.9 钢筋混凝土灌注桩施工完成后,应对桩头进行处理,确保桩头质量,桩顶高程应符合设计要求。

17.3.10 邻近营业线、低净空等复杂条件下的桩基施工可采用低净空全套管钻进工艺。

17.4 质量检验

17.4.1 钢筋混凝土灌注桩质量检验内容应包括单桩竖向承载力和桩身完整性。

17.4.2 钢筋混凝土灌注桩桩身强度达到 70% 或施工完成 14 d 后可采用低应变反射波法或钻芯取样进行桩身完整性检测,桩径大于等于 2 m 或桩长大于 40 m 或复杂地质条件下的桩,应采用声波透射法进行检测。

17.4.3 钢筋混凝土灌注桩施工完成 28 d 后可采用高应变法对单桩竖向承载力进行检测。特殊条件下的摩擦桩,应进行单桩载荷试验。

18 多桩型复合地基

18.1 一般规定

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

18.1.2 多桩型复合地基设计时,应根据不同的处理目的,选择适宜的处理深度。

18.1.3 多桩型复合地基设计前,应根据选用的桩型针对性收集工程地质、水文地质资料。

18.1.4 多桩型复合地基施工前应进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。

18.2 设计

18.2.1 多桩型复合地基处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

18.2.2 多桩型复合地基应根据地质情况、承载力、变形及稳定性控制要求、经济性和环境要求等综合因素,确定合适的桩型组合。

18.2.3 多桩型复合地基的长桩应选择相对较好的持力层。处理欠固结土层时,长桩宜穿越欠固结土层;处理液化土层时,长桩宜穿过可液化土层。

18.2.4 多桩型复合地基单桩承载力计算时,对施工扰动敏感的土层,应考虑后施工桩对已施工桩的影响,单桩承载力予以折减。

18.2.5 多桩型复合地基宜设置加筋垫层,厚度宜为 200 mm ~ 500 mm。

18.2.6 多桩型复合地基承载力宜通过现场复合地基载荷试验确定,设计时可按下式计算:

1 对具有黏结强度的两种桩组合形成的多桩型复合地基承载力,可按下式估算:

$$\sigma_{sp} = m_1 \frac{\lambda_1 [P_1]}{A_{p1}} + m_2 \frac{\lambda_2 [P_2]}{A_{p2}} + \beta(1 - m_1 - m_2) \sigma_s \quad (18.2.6-1)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基承载力(kPa);

m_1, m_2 ——桩1、桩2的面积置换率;

λ_1, λ_2 ——桩1、桩2的单桩承载力发挥系数,应由单桩复合地基试验按等变形准则或多桩复合地基静载荷试验确定,有地区经验时也可按地区经验确定;无试验资料或地区经验时可先按0.7~1.0进行估算;

$[P_1], [P_2]$ ——桩1、桩2的单桩竖向容许承载力(kN);

A_{p1}, A_{p2} ——桩1、桩2的截面面积(m²);

β ——桩间土承载力发挥系数,按相应桩型进行取值;

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值;如无经验时,可取天然地基容许承载力。

2 对具有黏结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基承载力,可按下式估算:

$$\sigma_{sp} = m_1 \frac{\lambda_1 [P_1]}{A_{p1}} + \beta[1 - m_1 - m_2(n-1)] \sigma_s \quad (18.2.6-2)$$

式中 σ_{sp} ——复合地基承载力(kPa);

m_1 ——具有黏结强度桩的面积置换率;

λ_1 ——具有黏结强度桩的单桩承载力发挥系数,应由单桩复合地基静载荷试验确定,有地区经验时也可按地区经验确定;无试验资料或地区经验时可按0.6~0.9进行估算;

$[P_1]$ ——具有黏结强度桩的单桩竖向容许承载力(kN)；

A_{p1} ——具有黏结强度桩的截面面积(m^2)；

β ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基承载力发挥系数,按相应桩型进行取值；

m_2 ——散体材料桩的面积置换率；

n ——仅由散体材料桩加固处理形成的复合地基桩土应力比；

σ_s ——处理后桩间土容许承载力(kPa),宜按当地经验取值；如无经验时,可取天然地基容许承载力。

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

1 当按图 18.2.7—1 矩形布桩时,可按下列式计算：

$$m_1 = \frac{A_{p1}}{2s_1s_2} \quad (18.2.7-1)$$

$$m_2 = \frac{A_{p2}}{2s_1s_2} \quad (18.2.7-2)$$

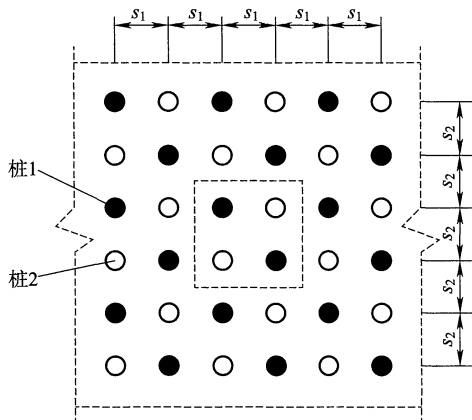


图 18.2.7—1 多桩型复合地基矩形布桩单元面积计算模型

2 当按图 18.2.7—2 三角形布桩且 $s_1 = s_2$ 时,可按下式计算:

$$m_1 = \frac{A_{p1}}{s_1^2} \quad (18.2.7-3)$$

$$m_2 = \frac{A_{p2}}{s_2^2} \quad (18.2.7-4)$$

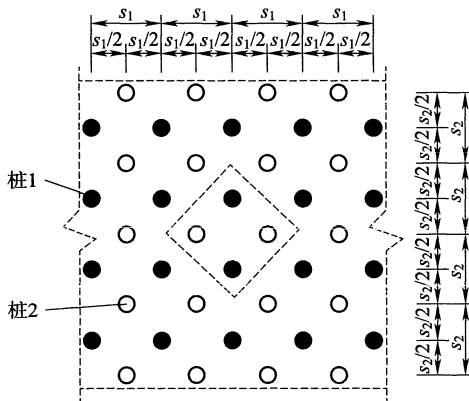


图 18.2.7—2 多桩型复合地基三角形布桩单元面积计算模型

18.2.8 多桩型复合地基复合土层的压缩模量应符合下列规定:

1 由有黏结强度的长短桩复合加固区、仅长桩加固区土层压缩模量提高系数分别按下列公式计算:

$$\zeta_1 = \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_0} \quad (18.2.8-1)$$

$$\zeta_2 = \frac{\sigma_{sp1}}{\sigma_0} \quad (18.2.8-2)$$

式中 $\sigma_{sp1}, \sigma_{sp}$ ——仅由长桩处理形成复合地基承载力(kPa)和长短桩复合地基承载力(kPa);

ζ_1, ζ_2 ——长短桩复合地基加固土层压缩模量提高系数和仅由长桩处理形成复合地基加固土层压缩

模量提高系数。

2 对由有黏结强度的桩与散体材料桩组合形成的复合地基加固区土层压缩模量提高系数可按下列公式计算：

$$\zeta_1 = \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{sp2}} + [1 + m(n-1)]a \quad (18.2.8-3)$$

$$\zeta_1 = \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_0} \quad (18.2.8-4)$$

$$a = \frac{\sigma_s}{\sigma_0} \quad (18.2.8-5)$$

式中 σ_{sp2} ——仅由散体材料桩加固处理后的复合地基承载力 (kPa)；

a ——处理后桩间土地基承载力的调整系数；

m ——散体材料桩的面积置换率；

18.2.9 复合地基变形计算深度应大于复合加固土层的厚度，且应满足本规程第3章的有关规定。

18.3 施 工

18.3.1 多桩型复合地基的施工顺序应符合下列规定：

1 对处理可液化土层的多桩型复合地基，应先施工处理液化的桩体。

2 对消除或部分消除湿陷性黄土地基，应先施工处理湿陷性的桩体。

3 应降低或减小后施工桩体对已施工桩体的质量和承载力的影响。

18.3.2 多桩型复合地基的施工，应根据所选桩型的特点针对性选择机械设备、施工工艺。

18.4 质量检验

18.4.1 多桩型复合地基的质量检验内容应包括相应桩型的桩身

完整性、均匀性、桩身强度、单桩或复合地基承载力等。

18.4.2 多桩型复合地基的质量检验应根据相应桩型,在施工完成一定时间后进行。

18.4.3 多桩型复合地基的质量检验应符合下列规定:

1 多桩型复合地基承载力检验,应采用复合地基静载荷试验或单桩静载荷试验,分别符合相应桩型的检验数量要求。

2 桩体施工质量检验,分别按前述章节对应桩型的检验项目和数量进行质量检验。

19 桩网(桩筏)结构

19.1 一般规定

19.1.1 桩网(桩筏)结构可用于基础变形控制严格的地基加固。

19.1.2 桩网结构由桩(群)、桩帽(或扩大桩头)及加筋垫层组成,桩筏结构由桩(群)、褥垫层及钢筋混凝土筏板组成,如图 19.1.2 所示。

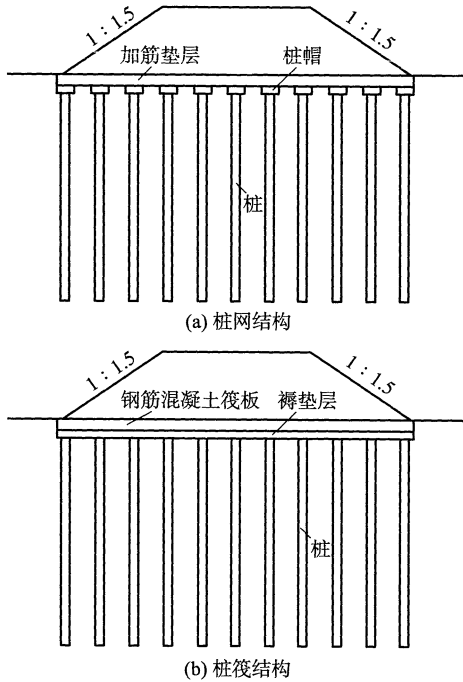


图 19.1.2 桩网结构与桩筏结构

19.1.3 桩网(桩筏)结构混凝土应满足有关铁路混凝土结构耐久性设计规范等的要求。

19.1.4 桩网(桩筏)结构应采用刚性桩,以提高综合承载能力和工后沉降控制效果。

19.2 设 计

19.2.1 桩网(桩筏)结构中的桩(群)可按全部承担加筋垫层(钢筋混凝土筏板)及上部路堤、轨道结构、列车荷载作用的桩基础进行设计。

19.2.2 桩网(桩筏)结构桩(群)处理范围不宜小于基底范围,路堤宜处理至填方坡脚,刚性基础宜适当加宽。

19.2.3 桩网(桩筏)结构检算内容应包括单桩承载力验算、整体稳定性检算和地基沉降计算,以及垫层加筋、桩帽及筏板检算等。

19.2.4 桩网(桩筏)结构整体稳定性检算应符合刚性桩复合地基稳定性计算相关规定,可按本规程第 3.2.10 条的规定进行检算。

19.2.5 桩网(桩筏)结构的单桩承载力可按本规程第 15.2 节、第 16.2 节、第 17.2 节的规定进行检算。

19.2.6 桩网(桩筏)结构地基沉降检算应符合下列规定:

1 桩网(桩筏)结构地基沉降包括桩加固区沉降和下卧层压缩量两部分。

$$S = S_{p1} + S_{p2} \quad (19.2.6-1)$$

式中 S ——桩网(桩筏)结构地基总沉降量(m);

S_{p1} ——桩网(桩筏)结构加固区沉降量(m),为桩身压缩量 S_{sp1} 及桩端刺入变形量 S_{sp2} 之和;

S_{p2} ——桩网(桩筏)结构加固区以下下卧层压缩量(m)。

2 桩身压缩量可按下式计算:

$$S_{p1} = \frac{P_0 L}{A_p E_p} \quad (19.2.6-2)$$

式中 P_0 ——单桩顶面承受的荷载(kN);

- L ——桩长(m);
 A_p ——桩截面积(m^2);
 E_p ——桩体材料弹性模量(MPa)。

3 桩端刺入变形量,可根据载荷试验 P - S 曲线或地区经验取值。

4 下卧层压缩量采用分层总和法计算,下卧层的附加应力宜按附录 D 的 Boussinesq 法计算。

19.2.7 桩网结构采用正方形布桩形式和正方形桩帽时,相邻桩帽之间的土拱高度可按下式计算:

$$h_g = 0.707(s - a) / \tan \varphi \quad (19.2.7-1)$$

- 式中 h_g ——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($^\circ$)。

桩网结构桩帽以上最小填土高度(含加筋垫层厚度),应根据垫层厚度、土拱高度综合确定,不应小于 1.5 m,可按下式计算:

$$H_{\min} = 1.2h_g \quad (19.2.7-2)$$

式中 H_{\min} ——桩帽以上的填土最小高度(m)。

19.2.8 桩网结构桩帽顶部应设置加筋垫层,垫层材料宜采用级配良好且未风化的砾石或碎石,加筋垫层厚度宜为 200 mm ~ 500 mm,最下层格栅距离桩帽顶部距离不小于 100 mm,并满足本规程第 4.2.8 条的有关规定。

19.2.9 桩网结构加筋垫层内加筋体宜采用高强度低应变的土工格栅、高强土工布等土工合成材料。土工合成材料性能指标应满足设计检算要求。土工格栅应与桩网结构变形协调;土工格栅标称伸长率不大于 10%,抗拉强度不小于 80 kN/m;或伸长率 5% 时的拉伸强度不小于 50 kN/m。

19.2.10 桩网结构加筋体拉力检算应分别计算加筋体上竖向应力与边坡推力效应引起的拉力,可按下式计算:

$$T_g = \alpha T_{\text{arc}} + \beta T_{\text{slp}} \quad (19.2.10-1)$$

$$T_g \leq T_a \quad (19.2.10-2)$$

$$T_a = \frac{T_{\text{cr}}}{F_c F_D} \quad (19.2.10-3)$$

式中 T_g ——加筋体拉力(kN/m),当采用多层加筋体时,综合抗拉强度宜考虑各层加筋体的强度发挥效应;当铺设单层加筋体时, α 取1.00, β 取1.00;当铺设双层加筋体时, α 取0.63, β 取0.50;

T_{arc} ——竖向应力引起的加筋体拉力(kN/m);

T_{slp} ——边坡推力效应引起的加筋体拉力(kN/m);

T_a ——加筋体容许抗拉强度,一般为使用年限内发生10%失效应变的拉伸强度(kN/m);

T_{cr} ——考虑蠕变的极限张拉强度(kN/m);

F_c ——考虑施工过程中破损的材料安全系数,碎石类一般取1.3~1.5;

F_D ——考虑耐候性、耐药性以及长期性能劣化特性的耐久性安全系数,一般取1.0~2.0;当加筋体处于无阳光照射环境且施工过程中处理较好,土体pH值处于5~9之间时,可取1.0。

19.2.11 桩网结构加筋体承担的竖向应力为土拱效应与动荷载引起的竖向应力之和减去地基反力,加筋体最大拉力可采用悬索理论进行计算:

$$T_{\text{arc}} = \frac{(s+a)(s-a)}{4a} \sigma_g \sqrt{\left(\frac{s-a}{4f}\right)^2 + 1} \quad (19.2.11-1)$$

$$\sigma_g = \sigma_{z0} - \sigma_d \quad (19.2.11-2)$$

$$\sigma_{z0} = \sigma_{z01} + \sigma_{z02} \quad (19.2.11-3)$$

$$\sigma_d = \frac{2}{3} k_s f \quad (19.2.11-4)$$

式中 s ——桩间距(m);

a ——桩帽尺寸(m),圆形桩帽采用等效边长, $a = 0.5\sqrt{\pi}d_0$,
 d_0 为圆形桩帽直径;

f ——中点总挠度, $f = \frac{l}{2\sqrt{3}}\sqrt{\frac{3\varepsilon}{2}}$, ε 宜取加筋体控制应变 4% ~ 6%;

l ——桩净间距(m);

σ_g ——加筋体承担平均应力(kN/m^2);

σ_{z0} ——桩间土上加筋体承担的竖向总应力(kN/m^2);

σ_{z01} ——土拱效应作用下加筋体上竖向应力(kN/m^2);

σ_{z02} ——由列车动荷载引起的加筋体上的竖向应力(kN/m^2),
 当路基高度大于 3 m 时取 0,否则按 Boussinesq 公式
 进行计算;

σ_n ——地基桩间土产生的平均反力(kN/m^2);

k_s ——地基处理深度范围内的综合地基刚度(kN/m^3)。

19.2.12 边坡推力效应引起的加筋体拉力为边坡主动土压力合力减去地基摩擦反力,如图 19.2.12 所示,可按下列公式计算,当 $T_{\text{slp}} < 0$ 时,取 0。

$$T_{\text{slp}} = E_{\text{ah}} - R_{\text{u}} \quad (19.2.12-1)$$

$$E_{\text{ah}} = \frac{1}{2}\gamma h^2 K_{\text{ah}} + p_s h K_{\text{ah}} \quad (19.2.12-2)$$

$$R_{\text{u}} = G \delta \tan \varphi_d = \frac{1}{2}\gamma h^2 n \delta \tan \varphi_d \quad (19.2.12-3)$$

式中 E_{ah} ——边坡主动土压力合力(kN/m);

R_{u} ——地基提供的摩擦反力(kN/m);

γ ——土体的容重(kN/m^3);

h ——填土高度(m);

K_{ah} ——主动土压力系数;

G ——边坡自重荷载(kN/m);

p_s ——静荷载(kN/m^2);

φ_d ——与加筋体接触的土体内摩擦角($^\circ$),黏性土取综合摩擦角;

δ ——加筋体单位网格中土体面积占总面积的比例,当加筋体为土工格栅时,取 0.90;当加筋体为土工织物时,取 0.67。

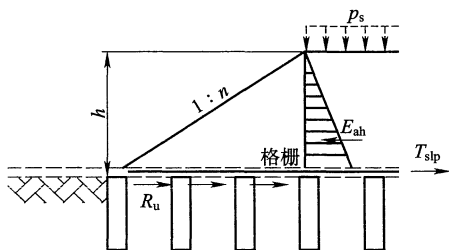


图 19.2.12 路基边坡受力示意图

19.2.13 加筋体沿滑动面外的锚固段长度 L_e 可按下式计算:

$$L_e = \frac{2T_g}{\gamma h C_i \tan \varphi_d} \quad (19.2.13)$$

式中 C_i ——加筋体的抗拉拔系数,宜取 0.8。

19.2.14 桩网结构的桩径宜为 400 mm ~ 800 mm。桩宜按矩形布置,桩间距根据荷载大小和地基岩土参数确定,宜为桩径的 4 ~ 6 倍。

19.2.15 桩网结构的桩顶应设置桩帽,且桩帽设计应符合下列规定:

- 1 混凝土强度不小于 C30,厚度为 300 mm ~ 400 mm。
- 2 桩帽面积占单桩加固地基面积的比例不小于 25%。
- 3 桩帽结构设计可根据桩帽承载的竖向荷载,按抗弯和抗冲切破坏检算混凝土强度及配筋,并符合现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 等有关规定。

19.2.16 桩筏结构桩顶应设置褥垫层,厚度宜为 200 mm ~ 300 mm,

褥垫层上设置钢筋混凝土筏板,筏板混凝土强度不小于 C30。褥垫层材料宜为级配良好的中砂、粗砂、砾石或碎石等,最大粒径不宜大于 50 mm。

19.2.17 桩筏结构钢筋混凝土筏板配筋可按弹性地基板设计,检算配置钢筋。钢筋混凝土筏板厚度可根据抗弯、抗冲切、抗剪切要求确定,宜为 300 mm ~ 600 mm。

19.2.18 筏板应纵向分节设置,每节长度宜为 15 m ~ 20 m,板间留 2 cm 的伸缩缝,缝内填塞泡沫板或沥青麻筋。

19.3 施 工

19.3.1 桩帽宜现浇,采用预制桩帽安装时应采取对中措施。桩帽之间应采用砂土、石屑等回填夯实。

19.3.2 桩网结构加筋垫层,应选用强度较高、质地坚硬、不易风化且级配良好的砾石或碎石,不得混有石屑;碎石最小粒径宜大于加筋体孔径,其最大粒径不应大于 50 mm,应铺设平整。当垫层铺设厚度大于 400 mm 时,应分层静压压实。

19.3.3 加筋垫层的施工应符合下列规定:

- 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应小于原有强度的 70%;接头宜布置在桩帽上,重叠宽度不得小于 300 mm。
- 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,应用编织袋装砂(土)压住。
- 5 加筋体的经纬方向与布桩的纵横方向应相同。

19.3.4 土工格栅应连接牢固,连接强度不低于设计抗拉强度。

19.3.5 加筋垫层以上的填土应分层压实,防止集中加载造成桩身歪斜,压实度应达到设计要求。

19.4 质量检验

19.4.1 桩网(桩筏)结构质量检验应包括加筋垫层、筏板、刚性桩

单桩竖向承载力和桩身完整性等内容。

19.4.2 桩网结构加筋垫层的质量检验应满足本规程第 4.4 节相关要求。

19.4.3 桩网结构刚性桩单桩竖向承载力和桩身完整性检验应满足本规程第 15.4 节、第 16.4 节、第 17.4 节相关要求。

20 桩板结构

20.1 一般规定

20.1.1 桩板结构可用于深厚软弱地基、湿陷性黄土地基、膨胀岩(土)地基、桥隧间短路基过渡段、路桥(路隧、路涵)过渡段、岔区路基及既有路基加固、岩溶及采空区地基处理等基础变形控制严格地段的地基处理。

20.1.2 桩板结构由钢筋混凝土桩、托梁和承载板,或由钢筋混凝土桩和承载板组成,钢筋混凝土桩一般选用机械成孔灌注桩,也可采用预制打入(压入)桩。

20.1.3 桩板结构各构件耐久性设计应符合有关铁路混凝土结构耐久性设计规范等的规定。

20.2 设计

20.2.1 桩板结构根据连接方式、组合形式及设置位置的不同,分为非埋式、浅埋式及深埋式三种,并应符合下列规定:

1 非埋式桩板结构宜为多跨一联,跨数不宜超过5跨,托梁与桩刚性连接,中跨承载板与托梁刚性连接或半刚性连接,边跨承载板与托梁搭接,相邻联的承载板间设置伸缩缝,承载板与上部轨道结构直接连接,如图20.2.1—1所示。

2 浅埋式桩板结构的桩可直接或通过托梁与承载板连接,承载板上部为基床表层或基床底层,如图20.2.1—2所示。

3 深埋式桩板结构设置在路堤基底,桩与承载板直接刚性连接,承载板上部为填方路基,如图20.2.1—3所示。

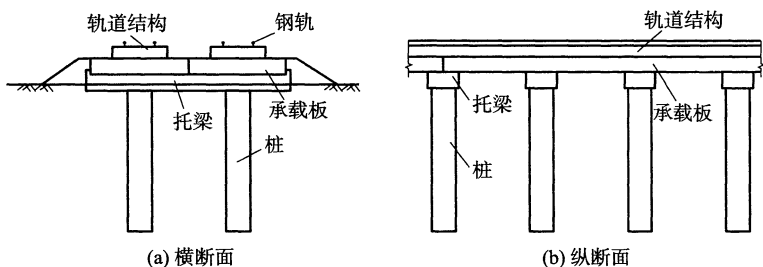


图 20.2.1—1 非埋式桩板结构形式示意图

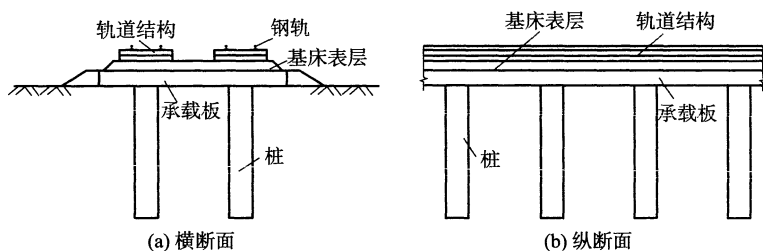


图 20.2.1—2 浅埋式桩板结构形式示意图

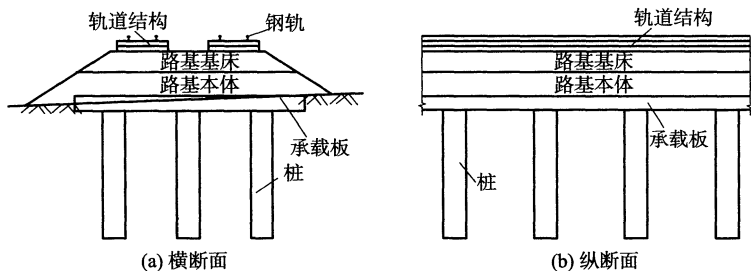


图 20.2.1—3 深埋式桩板结构形式示意图

20.2.2 设计荷载应符合下列规定：

1 桩板结构设计应根据结构的特性,按表 20.2.2 所列的荷载,按最不利组合工况进行计算。

表 20.2.2 桩板结构设计荷载

荷载分类		荷载名称	非埋式	浅埋式	深埋式
主力	恒载	结构构件及轨道结构自重	√	√	√
		混凝土收缩和徐变作用	√	√	√
		基础变位作用	√	√	√
		基床表层自重		√	√
		路基本体及基床底层自重			√
	活载	列车竖向静活载	√	√	√
		列车竖向动活载	√	√	
		离心力	√	√	
		横向摇摆力	√	√	
	附加力	制动力或牵引力	√	√	
温度作用		√	√		
特殊力	列车脱轨荷载	√			
	地震力	√	√	√	
	施工临时荷载	√	√	√	
	长钢轨纵向作用力(伸缩力、挠曲力和断轨力)	√			

注:1 表中“√”表示设计时应考虑该荷载。

- 2 长钢轨纵向力及其与制动力或牵引力等的组合,应符合现行《铁路无缝线路设计规范》TB 10015 的要求。
- 3 列车脱轨荷载只与主力中恒载组合,不与主力中活载和其他附加荷载组合。
- 4 地震力与其他荷载的组合应符合现行《铁路工程抗震设计规范》GB 50111 的规定。
- 5 非埋式和浅埋式桩板结构,铁路列车竖向静荷载应符合现行《铁路列车荷载图式》TB/T 3466 的规定;深埋式桩板结构轨道及列车竖向静荷载按换算土柱考虑。

2 非埋式及浅埋式桩板结构列车竖向活载动力系数应根据速度目标值等,按照现行《铁路桥涵设计规范》TB 10002 相关要求计算,浅埋式桩板结构,该动力系数应适当折减。

3 超静定桩板结构应考虑混凝土收缩的影响,混凝土收缩的

影响可按降低温度的方法来计算。

20.2.3 结构计算应符合下列规定：

1 桩板结构可按多支撑连续板梁进行计算。

2 桩板结构可采用容许应力法进行设计,容许应力值按现行《铁路桥涵混凝土结构设计规范》TB 10092 取值。

3 计算水平荷载作用时,桩基的受力分析应考虑桩周土体对桩基的水平约束作用。

4 桩基沉降可根据现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 进行计算,非埋式和浅埋式桩板结构应控制相邻桩的差异沉降。

5 桩基单桩竖向承载力可按现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 进行计算,并满足本规程第 17.2.3 条的要求。

6 承载板在竖向静活载作用下的竖向挠度应符合表 20.2.3 的规定。

表 20.2.3 承载板的竖向挠度限值

铁路设计标准	设计速度(km/h)	竖向挠度限值
高速铁路	350	$L/1\ 600$
	300	$L/1\ 500$
	250	$L/1\ 400$
城际铁路	200	$L/1\ 750$
	160	$L/1\ 600$
	120	$L/1\ 350$
客货共线铁路	200	$L/1\ 200$
	160	$L/1\ 000$
重载铁路	120 及以下	$L/900$

注:1 L 为承载板的纵向跨度。

2 三跨及以上一联的桩板结构按表中数值的 1.1 倍取用。

3 对于单线承载板,竖向挠度限值按相应双线承载板的 0.6 倍取用。

7 多跨一联的非埋式或浅埋式桩板结构,竖向挠度应考虑温度荷载的作用,并满足表 20.2.3 所列限值的要求。

8 在列车竖向静活载作用下,承载板板端竖向转角应符合下列规定:无砟轨道时,不大于 1.0‰;有砟轨道时,不大于 2.0‰。设计时,还应控制承载板板端的悬挑长度。

9 桩板结构的承载板、托梁和桩基应进行裂缝最大宽度验算,裂缝最大宽度应满足耐久性设计要求。

20.2.4 桩板结构的布置应符合下列规定:

1 桩板结构承载板跨度宜为 5 m ~ 10 m,厚度宜为 0.6 m ~ 1.5 m,灌注桩桩径宜为 0.8 m ~ 1.50 m。

2 同一跨(联)桩基中,不宜同时采用摩擦桩和柱桩,且不宜采用不同直径、不同材料的桩。

3 双线铁路非埋式及浅埋式桩板结构的横向桩间距宜与铁路线间距保持一致。

4 非埋式桩板结构应用于无砟轨道地段时,承载板伸缩缝位置应与轨道板板缝对齐,承载板的长度应与其上轨道板分块长度的模数相对应,即为轨道板分块长度的整数倍。

20.2.5 桩板结构的构造应符合下列规定:

1 承载板及托梁的混凝土强度等级不宜低于 C35,桩基的混凝土强度等级不宜低于 C30。

2 承载板(托梁)底宜设置 100 mm 厚素混凝土或灰土垫层。

3 承载板(托梁)与桩基刚性连接处应设置钢筋网、抗剪弯筋和加密箍筋等构造措施。

4 桩与承载板(托梁)连接时,桩身伸入承载板(托梁)内的长度不宜小于 100 mm。

5 承载板(托梁)主筋宜采用 HRB 400 钢筋。

6 承载板受力钢筋直径不宜小于 16 mm,间距不宜大于 200 mm。

7 承载板分布钢筋直径不宜小于 8 mm,间距不宜大于 200 mm,

分布钢筋配筋面积不宜小于单位宽度上受力钢筋面积的 15%。

20.2.6 承载板的箍筋布置应符合下列规定：

1 箍筋直径不宜小于 8 mm，支撑受拉钢筋时其间距不应大于板厚的 3/4 且不大于 300 mm，支撑受压钢筋时其间距不应大于受力钢筋直径的 15 倍且不大于 300 mm。

2 支承中心两侧各相当于板厚 1/2 的长度范围内，箍筋间距不应大于 100 mm。

3 非埋式桩板结构承载板宜设置封闭式箍筋。

4 浅埋式及深埋式桩板结构承载板顶面与底层的受力钢筋之间宜设拉筋，间距不宜大于 400 mm。

20.2.7 非埋式桩板结构还应满足以下要求：

1 承载板与上部无砟轨道基础结构间通过销钉或门形钢筋连接。

2 承载板顶应设置向外的横向排水坡，相邻承载板间的伸缩缝处应设防水伸缩缝。

3 边跨处承载板与托梁的连接面上宜设置高强耐磨滑动层。

4 托梁两侧端头宜设置凸形挡块。

20.2.8 路基稳定性应按本规程第 3.2 节的有关规定计算。

20.3 施 工

20.3.1 桩板结构施工前应编制专项施工方案。

20.3.2 桩板结构施工前应平整场地，并准确进行桩位放样测量，桩位平面点位中误差不应大于 50 mm。

20.3.3 机械成孔灌注桩宜采用旋挖、冲击成孔、孔内泵压混凝土灌注等工艺。

20.3.4 桩板结构施工顺序应按照“桩基→托梁→承载板”的工艺流程进行。

20.3.5 灌注桩桩身钢筋笼的下放应采用起重机起吊，竖直、稳步放入桩孔内，避免碰撞孔壁造成泥皮或孔壁的破坏，以防桩孔坍塌

和断桩、废桩等。

20.3.6 灌注桩施工完成且混凝土强度达到 80% 以上时,应对桩头进行处理,距桩顶面 200 mm 范围内的桩头应采用人工凿除,以满足桩顶设计要求,确保桩头质量。

20.3.7 托梁立模施工中,应重点检查桩体伸入托梁的长度,以及桩顶主筋锚入托梁的长度。

20.3.8 托梁与承载板采用刚性连接时,应对托梁顶面作凿毛处理。

20.4 质量检验

20.4.1 桩板结构质量检测内容包括桩基的单桩竖向承载力及各构件的完整性和均匀性。

20.4.2 钢筋混凝土钻孔灌注桩施工完成 28 d 后应采用低应变反射波法或声波透射法对全部基桩进行桩身完整性检测,长度大于 40 m 或复杂地质条件下的桩,应采用声波透射法进行检测。

20.4.3 特殊条件下的摩擦桩,施工完成 28 d 后应进行单桩载荷试验,单桩载荷试验的桩数不少于全部桩数的 0.5%,且每一工点不少于 1 根。

21 注 浆

21.1 一 般 规 定

- 21.1.1 注浆可用于岩溶、人工坑洞地基处理及既有铁路等工程加固。
- 21.1.2 注浆方案应根据工程地质、水文地质条件,明确注浆处理对象和注浆目的。
- 21.1.3 注浆材料主要为水泥浆。空洞和裂隙较大时,可在水泥浆液中适量掺入砂、黏性土、粉煤灰或其他掺合料。
- 21.1.4 施工前应结合工程情况进行工艺性试验,确定施工工艺及参数。
- 21.1.5 注浆施工应遵循探灌结合、过程控制的原则,根据探灌和施工揭示的地质特征调整相关设计、施工参数和注浆工艺。
- 21.1.6 注浆施工中应注意注浆对周边环境的影响,避免造成地表环境与地下水的污染。
- 21.1.7 邻近既有构(建)筑物注浆施工时,应控制注浆压力,不得影响相邻构(建)筑物的稳定性,并加强既有构(建)筑物变形监测。
- 21.1.8 施工结束后,应采用物探、压水试验、钻孔取芯等方法,结合施工过程资料对注浆效果进行综合评价。

21.2 设 计

- 21.2.1 设计时应根据工程地质、水文地质资料和周边环境条件,结合工程经验确定设计参数。
- 21.2.2 注浆孔宜按孔间距由大到小分序布置,大面积采空区宜

按三序布置,岩容易塌陷区及极易塌陷区宜按二序或三序布置(Ⅰ序孔为先导孔,Ⅱ序孔为注浆孔,Ⅲ序孔为加密孔)。采空区注浆宜在外围设置帷幕注浆孔。

21.2.3 注浆孔距应根据加固目的和加固地层的地质特征确定,并通过现场注浆试验验证。采空区注浆孔间距宜为 5 m ~ 20 m,岩溶注浆孔间距宜为 3 m ~ 10 m。

21.2.4 注浆钻孔深度应结合溶洞、土洞、溶蚀破碎带、采空区坑道位置及分布特征综合确定,并符合下列规定:

1 采空区钻孔深度应至底板。

2 裸露型岩溶区存在溶洞的地段,顶板不满足稳定要求时,钻孔深度应至溶洞底板以下 2 m。

3 覆盖型岩溶地段,钻孔处理深度不应小于土石界面以下 5 m;在土石界面以下存在溶洞且顶板不满足稳定要求时,钻孔深度应至溶洞底板以下 2 m。

21.2.5 注浆水泥宜采用 42.5 级普通硅酸盐水泥,可适量掺入粉煤灰,掺入量不宜大于 30%。

21.2.6 注浆的有效范围和注浆量应通过现场试验确定,设计时采空区注浆量可根据加固范围、采空区体积及塌陷区松散程度等进行计算;岩溶注浆量可根据岩溶裂隙发育情况按下式计算:

$$V = K\pi R^2 L \mu \beta' \alpha (1 - \gamma) \quad (21.2.6)$$

式中 V ——注浆量(m^3);

R ——扩散半径(m),宜为 3 m ~ 5 m;

L ——压浆段长度(m);

μ ——岩溶裂隙率;

β' ——有效充填系数,宜取 0.8 ~ 0.9;

α ——超灌系数,宜取 1.2;

γ ——扣除稀疏填充物的孔隙率后的岩溶裂隙充填率;

K ——土石界面下基岩的实际充填系数,宜为 2 ~ 3,水平岩溶发育区取小值,垂直岩溶发育区取大值。

21.2.7 注浆压力应根据注浆目的、地质条件、周边环境影响等因素综合确定。

21.3 施 工

21.3.1 施工前应平整场地,设置集水坑和临时排水设施。

21.3.2 工艺性试验应选择代表性场地进行注浆、注水试验,确定注浆压力、注浆量、水胶比、外加剂类型及掺量、终注条件等施工参数。

21.3.3 施工中应采用自动流量和压力记录仪进行注浆施工记录,并及时对资料进行整理分析。

21.3.4 注浆过程中根据浆液流量、注浆压力特征动态调整浆液水胶比。岩溶注浆水胶比可取 0.6~2.0,常用的水胶比为 1.0。

21.3.5 I 序孔中兼作勘探孔的数量不宜小于 30%,勘探孔应取芯并编制柱状图,根据揭示的地下岩溶形态调整注浆工艺。

21.3.6 在钻孔过程中,易塌孔的土层和岩溶发育破碎带应采用跟管干钻。

21.3.7 钻孔钻至设计深度后埋入注浆管,注浆管距孔底距离不大于 1 m,并在注浆孔上部设置止浆装置。

21.3.8 注浆应按先外后内、自下而上的顺序进行,必要时采用分层注浆。

21.3.9 施工中应记录孔深、注浆压力、注浆量等内容。

21.4 质量检验

21.4.1 施工中应加强过程质量控制,自检孔注浆质量应满足以下要求之一:

1 自检孔岩芯可见多处水泥结石体,基本填满可见缝隙。

2 自检孔每延米注浆量不大于周围 4 孔平均每延米注浆量的 15%。

21.4.2 注浆结束后应按表 21.4.2 选用检测方法进行注浆效果检验。

表 21.4.2 注浆效果检测内容与检测方法

注浆处理对象	检测内容	检测方法
采空区 及人为坑洞	注浆充填率 波速 渗透系数	(1) 钻孔法。 (2) 波速测井法。 (3) 电磁波 CT。 (4) 压水试验
岩溶	注浆充填率 波速 渗透系数	(1) 钻孔法。 (2) 瞬态面波法(覆盖层小于 25 m)。 (3) 电测深法(处理前后同时采用,两者进行对比)。 (4) 压水试验。 (5) 电磁波 CT
既有工程	注浆充填率 密实度或变形模量	(1) 钻孔法。 (2) 原位测试

21.4.3 岩溶注浆施工结束后应采用钻孔取芯、压水试验、物探方法进行质量检验。检验应符合下列规定：

- 1 钻孔取芯及压水试验孔数不少于注浆孔总数的 2%。
- 2 注浆结束后应按设计给定的物探测线采用相同的物探方法进行对比检测。

附录 A 铁路工程常用地基处理方法及适用条件

表 A.0.1 铁路工程常用地基处理方法及适用条件

边界条件	地基处理方法														注浆		结构物									
	浅层处理			排水固结		挤密						置换														
	换填垫层	振动碾压	冲击碾压	砂井、袋装砂井	塑料排水板	强夯	砂桩	沉管碎石桩	挤密桩	灰土与水泥土	柱锤冲扩桩	预制桩	强夯碎石墩	水泥搅拌桩	碎石桩	水泥粉煤灰碎石桩	素混凝土桩	旋喷桩	碎石注浆桩、布袋注浆桩	灌注桩	钢筋混凝土	多桩型复合地基	注浆	桩网(桩筏)结构	钢筋混凝土桩	板结构
控制沉降	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	☆	☆	○	○
提高稳定性	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○
提高地基承载力	○	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○
增强抗液化能力	○	○	○	×	○	○	☆	☆	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	△	×	×	
提高抗渗性	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	△	△	☆	☆	△	×	×	△	☆	×	×	
淤泥及流塑状淤泥质土	○	×	×	○	○	×	×	×	×	×	○	△	○	△	△	△	△	△	○	○	○	△	×	☆	☆	
饱和黏性土	○	×	×	○	○	×	△	△	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○	

续表 A.0.1

地基处理方法		地基处理方法																											
		浅层处理				排水固结				挤密				置换						注浆		结构物							
		换填垫层	振动碾压	冲击碾压	砂井	塑料排水板	砂井	袋装砂井	强夯	砂桩	沉管碎石桩	挤密桩	灰土与水泥土	柱锤冲扩桩	预制桩	振冲碎石桩	强夯碎石墩	水泥搅拌桩	碎石桩	水泥粉煤灰	素混凝土桩	旋喷桩	碎石注浆桩	布袋注浆桩	钢筋混凝土灌注桩	多桩型复合地基	注浆	桩网(桩筏)结构	钢筋混凝土桩
边界条件	非饱和黏性土	○	○	○	○	×	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○
	松散砂土	○	○	○	○	×	○	☆	☆	×	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○
	湿陷性黄土	○	○	○	○	×	○	○	×	×	☆	×	△	×	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	○	○	○
	人工填土及杂填土	○	○	○	○	×	○	○	○	○	△	○	△	○	△	×	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○
	岩溶、采空区、人为空洞	○	△	△	×	×	△	×	×	×	×	×	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	☆	○	○	○
环境影响	对邻近构造物的影响	○	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○
	噪声、振动	○	△	△	○	○	×	△	△	△	△	×	△	×	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○
最大处理深度参考值(m)	水质、泥浆污染	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	×	○	○	○
	3	2	3	30	30	10	15	15	15	15	15	25	160*	15	8	20	25	25	25	25	30	25	60*	**	60	60	60	60	60

注 1 ☆ 为优先选用;○为适用;△为有条件适用;×为不适用; * 为按长细比确定; ** 为参考相应桩型。
 2 最大处理深度为根据现有工程经验提供的参考值,随着机械设备的发展和改进,有可能提高。

附录 B 复合地基单桩载荷试验要点

B.0.1 单桩竖向静载荷试验的加载方式应按慢速维持荷载法。

B.0.2 加载反力装置宜采用锚桩。当采用堆载时应符合下列规定：

- 1 堆载加于地基的压应力不宜超过地基容许承载力。
- 2 堆载的限值可根据其对试桩和基准桩的影响确定。
- 3 堆载量大时,宜利用桩(或工程桩)作为堆载的支点。
- 4 试验反力装置的最大抗拔或承重能力应满足试验加载的要求。

B.0.3 单桩竖向静载荷试验试桩、锚桩(压重平台支座)和基准桩之间的中心距离应符合表 B.0.3 的规定。

表 B.0.3 试桩、锚桩(压重平台支座)和基准桩之间的中心距离

反力系统	试桩与锚桩 (或压重平台支座墩边)	试桩与基准桩	基准桩与锚桩 (或压重平台支座墩边)
锚桩横梁反力装置 压重平台反力装置	$\geq 4d$ 且 > 2.0 m	$\geq 4d$ 且 > 2.0 m	$\geq 4d$ 且 > 2.0 m

注:表中 d 为试桩或锚桩的设计直径,取其较大者(如试桩或锚桩为扩底桩时,试桩与锚桩的中心距离尚不应小于 2 倍扩大端直径)。

B.0.4 试验开始时间:预制桩在砂土不得少于 7 d,黏性土不得少于 15 d,饱和软黏土不得少于 25 d;灌注桩应在桩身混凝土达到设计强度后方能进行试验。

B.0.5 加荷分级不应小于 8 级,每级加载量宜为预估极限荷载的 $1/8 \sim 1/10$ 。

B.0.6 测读桩沉降量的间隔时间:每级加载后,第一小时内按间隔 5 min、10 min、15 min、15 min、15 min 时各测读一次,以后每隔

0.5 h 读一次。

B.0.7 在每级荷载作用下,桩的沉降量连续两次在每小时内小于 0.1 mm 时可视为稳定。

B.0.8 符合下列条件之一时可终止加载,特殊条件下,也可根据具体要求加载至桩顶总沉降量大于 100 mm。

1 当荷载-沉降($Q-S$)曲线上有可判定极限承载力的陡降段,且桩顶总沉降量超过 40 mm。

2 $\Delta S_{n+1}/\Delta S_n \geq 2$,且经 24 h 尚未达到稳定。

3 25 m 以上的非嵌岩桩, $Q-S$ 曲线呈缓变型时,桩顶总沉降量大于 60 mm ~ 80 mm。

B.0.9 卸载观测:每级卸载值为加载值的两倍。卸载后隔 15 min 测读一次,读两次后,隔 0.5 h 再读一次,即可卸下一级荷载。全部卸载后,隔 3 h ~ 4 h 再测读一次。

B.0.10 单桩竖向极限承载力应按下列方法确定:

1 根据沉降随荷载变化的特征确定:陡降型 $Q-S$ 曲线,取其发生明显陡降的起始点对应的荷载值;缓变型 $Q-S$ 曲线,取桩顶总沉降量 $S = 40$ mm 所对应的荷载值,桩长大于 40 m 时,宜考虑桩身的弹性压缩。

2 根据沉降随时间变化的特征确定:取 $S-lgt$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值。

3 出现本附录 B.0.8 第 2 款的情况时,取前一级荷载值。

4 按上述方法判断有困难时,可结合其他辅助分析方法综合判定。

5 参加统计的试桩,当满足其极差不超过平均值的 30% 时,可取其平均值单桩竖向极限承载力。极差超过平均值的 30% 时,宜增加试桩数量并分析离差过大的原因,结合工程具体情况确定极限承载力。

B.0.11 将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2,为单桩竖向容许承载力。

附录 C 复合地基载荷试验要点

C.0.1 复合地基载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力和变形参数,主要适用于冲击碾压法、碎石桩法、搅拌桩法、CFG 桩法等形成的复合地基。复合地基的试验方法一般有单桩载荷试验、桩间土载荷试验、单桩复合地基载荷试验及多桩复合地基载荷试验。

C.0.2 复合地基载荷试验是对地基处理效果的检验,应在各种处理方法结束并满足休止期或混凝土养护期后进行。

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

C.0.4 复合地基静载荷试验所用荷载传感器、加载计量装置和沉降量测设备,应每年由国家法定计量单位进行标定,并出具合格证书。

C.0.5 复合地基浅层平板载荷试验承压板面积不得小于 0.25 m^2 ,软土和粒径较大的填土不应小于 0.5 m^2 ;复合地基深层平板载荷试验承压板面积不应小于 0.8 m^2 。

C.0.6 复合地基浅层平板载荷试验的试坑宽度或直径不应小于承压板宽度或直径的 3 倍;深层平板载荷试验的试井直径应等于承压板直径,当试井直径大于承压板直径时,紧靠承压板周围土的高度不应小于承压板直径。

C.0.7 复合地基载荷试验承压板底面高程与桩顶设计高程相同。承压板下宜铺设粗砂或中砂垫层,垫层厚度取 $50 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$,桩

身强度大时宜取大值。开挖试坑时应避免对试坑及试井底土层和桩体的扰动和损伤,并应缩短开挖与试验时间,保持其原状结构和天然湿度。

C.0.8 荷载宜按等量分级施加,并保持静力条件和沿承压板中心轴线传递。加载等级不应小于8~12级,第一级加倍,加载方法宜采用慢速维持荷载法,最大加载压力不应小于设计要求压力值的2倍,其荷载量测的精度不应低于最大荷载的 $\pm 1\%$ 。

C.0.9 每级荷载施加后,第一小时内按间隔5 min、10 min、15 min、15 min、15 min,以后为每隔0.5 h测读一次沉降量。1 h内沉降量小于0.1 mm时,即可加下一级荷载。

C.0.10 出现下列现象之一时可终止试验:

- 1 沉降急剧增大,土被挤出或承压板周围出现明显的隆起。
- 2 在某级荷载下沉降增量大于前一级沉降增量的5倍,或者大于前一级沉降量的2倍,并经24 h尚未稳定。
- 3 承压板的累积沉降量已大于其宽度或直径的6%。
- 4 达不到极限荷载且最大加载压力已大于设计要求压力值的2倍。

C.0.11 卸载级数可为加载级数的1/2,等量进行,每卸一级,间隔0.5 h,读记回弹量,待卸完全部荷载后间隔3 h读记总回弹量。

C.0.12 复合地基容许承载力可按下列方式确定:

- 1 在荷载-沉降量曲线上有明显的比例界限时,取该比例界限所对应的荷载值。
- 2 极限荷载能确定时,而极限荷载值的1/2又小于比例界限值时,可取该极限荷载的1/2。
- 3 压力-沉降曲线是平缓的光滑曲线时,可按相对变形值确定。

- 1) 砂石桩、振冲桩复合地基或强夯置换地基:黏性土为主的地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.015所对应的压力(S 为载

荷试验承压板的沉降量; b 和 d 分别为承压板宽度和直径,当其值大于2 m时,按2 m计算);砂土或粉土为主的地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.01所对应的压力。

- 2) 灰土挤密桩、石灰桩或柱锤冲扩桩复合地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.012所对应的压力。对灰土挤密桩复合地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.006~0.008所对应的压力。
- 3) 水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基,卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.008所对应的压力;黏性土、粉土为主的地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.01所对应的压力。
- 4) 水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基,可取 $\frac{S}{b}$ 或 $\frac{S}{d}$ 等于0.006所对应的压力。
- 5) 有经验的地区也可按当地经验确定相对变形值。
- 6) 按相对变形值确定的承载力不得大于最大加载压力的1/2。

C.0.13 试验点数不应少于3个,满足其极差不超过平均值的30%时,可取其平均值为复合地基容许承载力。

附录 D 地基沉降计算

D. 0. 1 天然地基沉降计算应符合下列规定：

1 瞬时沉降可按弹性理论公式，即下式计算：

$$S_d = \frac{PB}{E} F \quad (\text{D. 0. 1—1})$$

式中 S_d ——瞬时沉降(m)；

P ——路堤底面垂直荷载(kPa)；

B ——基础宽度(m)；

E ——弹性模量，可由无侧限抗压试验得到，取分层厚度的加权平均值(MPa)；

F ——中线沉降系数，由图 D. 0. 1 查得。

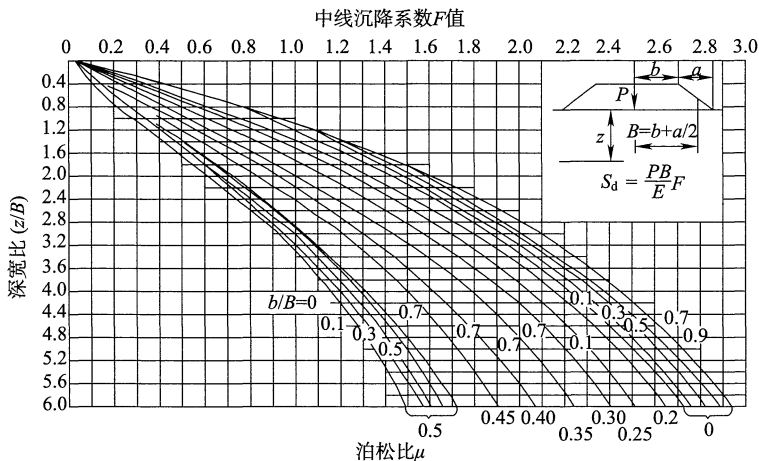


图 D. 0. 1 中线沉降系数

注：当缺少试验资料时，对可塑、软塑黏性土，可取 $\mu = 0.30 \sim 0.35$ ；

对流塑黏性土，可取 $\mu = 0.40 \sim 0.45$ 。

2 主固结沉降采用分层总和法计算,压缩试验资料可用 $e-P$ 曲线、 $e-\lg P$ 曲线或地基压缩模量。

1) 采用 $e-P$ 曲线可按式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta h_i \quad (\text{D. 0. 1—2})$$

式中 S_c ——主固结沉降(m);

n ——地基变形计算深度范围内所划分的土层数;

Δh_i ——第 i 层土的厚度(m);

e_{0i} ——第 i 层土中点自重应力所对应的孔隙比;

e_{1i} ——第 i 层土中点自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比。

2) 采用 $e-\lg P$ 曲线可按式计算:

正常固结、欠固结土层:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} C_{ci} \lg \frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \quad (\text{D. 0. 1—3})$$

式中 C_{ci} ——第 i 层土的压缩指数;

P_{0i} ——第 i 层土中点的自重应力(kPa);

e_{0i} ——第 i 层土中点对应于 P_{ci} 时的初始孔隙比;

P_{ci} ——第 i 层土中点的前期固结压力(kPa),正常固结时

$$P_{ci} = P_{0i};$$

ΔP_i ——路堤荷载对第 i 层土中点的附加应力(kPa)。

超固结土层:

$$S_c = S'_c + S''_c \quad (\text{D. 0. 1—4})$$

对于有效附加应力 $\Delta P > P_c - P_0$ 的土层,其沉降量 S'_c 按下式计算:

$$S'_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} \left(C_{si} \lg \frac{P_{ci}}{P_{0i}} + C_{ci} \lg \frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \quad (\text{D. 0. 1—5})$$

对于 $\Delta P \leq P_c - P_0$ 的土层,其沉降量 S''_c 按下式计算:

$$S_c'' = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} C_{si} \lg \frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \quad (\text{D. 0. 1—6})$$

式中 C_{si} ——第 i 层土的回弹指数。

3) 对较均质土, 主固结沉降也可按压缩模量, 即按下式计算:

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta P_i}{E_{si}} \Delta h_i \quad (\text{D. 0. 1—7})$$

式中 E_{si} ——第 i 层土的压缩模量 (MPa)。

3 次固结沉降采用次固结系数计算, 即按下式计算:

$$S_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai}}{1 + e_{0i}} \lg \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \Delta h_i \quad (\text{D. 0. 1—8})$$

式中 S_s ——次固结沉降 (m);

t_1 ——相当于主固结完成 100% 的时间;

t_2 ——需要计算主固结的时间 (可计至主固结完成后的 20 年);

C_{ai} ——第 i 层土的次固结系数, 为 e - $\lg P$ 曲线在主固结完成后直线段的斜率。 C_a 无试验资料时可参考表 D. 0. 1 经验值或按 $C_a = 0. 018w$ 式估算, w 为土的天然含水率。

表 D. 0. 1 次固结系数

软土类型	泥 炭	富含有机质黏土	高塑性黏土	超固结黏土
特征	纤维结构手感如海绵	有机质含量大于 30%	塑性指数 > 25	超固结比 > 2
C_a	0. 1 ~ 0. 3	0. 005 ~ 0. 03	> 0. 03	< 0. 001

4 泥炭土、富含有机质黏土及高塑性黏土等地基宜进行次固结沉降计算; 对于一般地基, 总沉降量也可按下式计算:

$$S = m_s S_c \quad (\text{D. 0. 1—9})$$

式中 S ——地基总沉降量 (m);

m_s ——沉降经验修正系数, 可根据本规程第 3. 4. 3 和第

3.4.4 条规定取值。

D.0.2 地基沉降计算方法可根据地基处理类型按表 D.0.2—1 选用。

表 D.0.2—1 地基沉降计算方法一览

地基处理类型		散体材料桩	柔性桩	刚性桩	
		碎石桩、挤 密砂桩、柱锤 冲扩桩	水泥石搅拌 桩、旋喷桩	水泥粉煤灰碎 石桩及低强度等 级素混凝土桩	钢筋混凝土桩 网及桩筏结构、 桩板结构
总沉 降	加固区	复合模量法		承载力比法	铁路桥规法、 L/3 法、分区计 算法
	下卧层	Boussinesq 法、应力扩散法		Boussinesq 法、 应力扩散法、L/3 法	

注：采用 L/3 法计算沉降时不计加固区沉降。

1 加固区沉降量计算方法应符合下列规定：

- 1) 采用复合模量法，复合地基加固区压缩量可采用下列公式进行计算：

$$S_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{csi}} h_i \quad (\text{D.0.2—1})$$

$$E_{cs} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (\text{D.0.2—2})$$

$$m = \frac{A_p}{A} \quad (\text{D.0.2—3})$$

式中 Δp_i ——第 i 层复合土上附加应力增量 (kPa)；

h_i ——第 i 层复合土层的厚度 (m)；

E_{cs} ——桩-土复合压缩模量 (MPa)；

m ——复合地基面积置换率；

E_p ——桩体压缩模量 (MPa)；

E_s ——土体压缩模量 (MPa)；

A_p ——单桩面积 (m^2)；

A ——桩周复合土体单元面积 (m^2)。

2) 采用承载力比法,复合模量 E_{cs} 值应按下列公式计算:

$$E_{cs} = \xi E_s \quad (\text{D. 0. 2—4})$$

$$\xi = \sigma_{sp} / \sigma_0 \quad (\text{D. 0. 2—5})$$

式中 σ_0 ——天然地基基本承载力(kPa);

σ_{sp} ——复合地基容许承载力(kPa);

ξ ——承载力与压缩模量提高系数。

2 复合地基下卧层压缩量的计算仍用分层总和法进行计算,下卧层沉降量的附加应力可按如下方法进行计算,并应符合下列规定:

1) 采用 Boussinesq 法,不考虑桩体对地基中应力分布的影响,仍采用 Boussinesq 法对下卧层附加应力进行计算。依据 Boussinesq 理论,在条形荷载作用下,地基中 O 点下任一点深度 z 处的附加应力,可采用下列公式计算:

$$\sigma_z = \alpha_{zs} p \quad (\text{D. 0. 2—6})$$

$$\alpha_{zs} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{2n}{1+4n^2} + \arctan \frac{1}{2n} \right) \quad (\text{D. 0. 2—7})$$

式中 α_{zs} ——地基附加应力系数;

p ——条形荷载大小(kPa);

n —— z/b , b 为条形荷载宽度。

2) 采用应力扩散法,作用在下卧层顶面的荷载如图 D. 0. 2—1 所示,且可按下式计算:

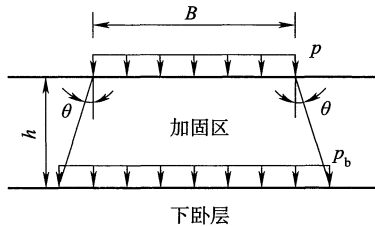


图 D. 0. 2—1 应力扩散法

$$\sigma_z = \frac{BLp}{(B + 2h \tan \theta)(L + 2h \tan \theta)} \quad (\text{D. 0. 2—8})$$

式中 σ_z ——下卧层顶面的荷载平均应力 (kPa)；

B ——复合土体上加载宽度 (m)；

L ——复合土体上加载长度 (m)；

h ——加固区深度 (m)；

θ ——应力扩散角 ($^\circ$)，可按表 D. 0. 2—2、表 D. 0. 2—3 取值。

表 D. 0. 2—2 地基应力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/B			
	< 0.25	0.25	0.50	> 0.50
< 3	0°或系数法或插值法	系数法或插值法	系数法或插值法	系数法或插值法
3	0°	6°	23°	23°
5	0°	10°	25°	25°
10	0°	20°	30°	30°
> 10	0°	20°	30°	30°

注:1 E_{s1} 为上层土压缩模量, E_{s2} 为下层土压缩模量。

2 z 为基础底面至软弱下卧层顶面的距离, B 为条形基础底边的宽度。

3 表中的系数法是指《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2011 中的附加应力系数法。

4 $E_{s1}/E_{s2} < 3$ 时, 可采用系数法或插值法, 插值法参照表 D. 0. 2—3。

5 对于水平向增强体复合地基, 淤泥质黏土上的土工织物垫层 θ 值为 $40^\circ \sim 50^\circ$ 。

表 D. 0. 2—3 地基应力扩散角 θ (插值法)

z/B	$E_{s1}/E_{s2} = 1$	$E_{s1}/E_{s2} = 4$
0	—	—
0.25	0°	5.94°
0.50	3.18°	24.0°
1.00	19.43°	35.73°

3 总沉降计算应符合下列规定：

1) 使用传统法,复合地基沉降可按下式计算：

$$S = m_s S_c = m_s (S_1 + S_2) \text{ 或 } S = m_{js} S_1 + m_{xs} S_2 \quad (\text{D. 0. 2—9})$$

式中 S_c ——主固结沉降(m)；

S_1 ——加固区沉降量(m)；

S_2 ——下卧层沉降量(m)；

m_{js} ——加固区沉降经验修正系数,与地基条件、荷载强度、地基处理措施及路基填筑完成放置时间等因素有关；

m_{xs} ——下卧层沉降经验修正系数,与地基条件、荷载强度、加荷速率等有关；

m_s ——沉降经验修正系数,可根据本规程第 3. 4. 4 条规定取值。

2) 采用 $L/3$ 法时,将上部荷载直接传递到计算起始面,然后荷载从计算起始面以 30° 角从两端向下扩散,通过总应力相同换算每一层的附加应力,从而可利用分层总和法计算每一层的沉降及总沉降。摩擦桩考虑桩的刺入作用,将复合地基沉降量的计算起始面选在离桩端 $L/3$ 处,如图 D. 0. 2—2(a) 所示；端承桩不考虑桩的刺入作用,当持力层为低压缩土时,应将持力层顶面处作为复合地基沉降量的计算起始面,如图 D. 0. 2—2(b) 所示。

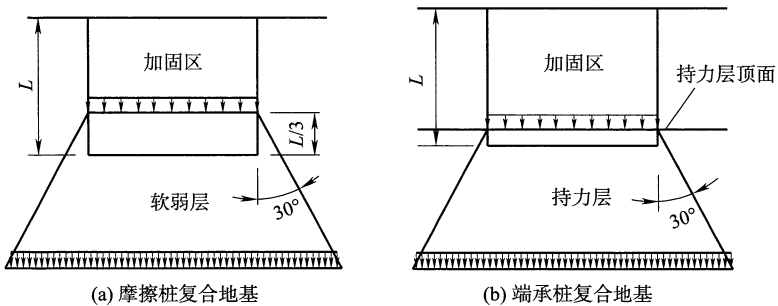


图 D. 0. 2—2 $L/3$ 法

3) 采用铁路桥规法,根据现行《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 规定,桩基沉降可按下式计算:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z(0)}}{E_{si}} (z_i C_i - z_{i-1} C_{i-1}) \quad (\text{D. 0. 2—10})$$

式中 S ——基础的总沉降量(m);

n ——基底以下地基沉降计算深度范围内按压缩模量划分的土层分层数目;

$\sigma_{z(0)}$ ——基础底面处的附加应力(kPa);

E_{si} ——基础底面以下受压土层内第 i 层土的压缩模量(kPa);

z_i, z_{i-1} ——基底至第 i 和第 $i-1$ 层底面的距离(m);

C_i, C_{i-1} ——基底至第 i 层底面范围内和至第 $i-1$ 层底面范围内的平均附加应力系数;

m_s ——沉降经验修正系数。

D. 0. 3 地基平均固结度的计算应符合下列规定:

1 竖向固结条件下地基平均固结度计算。不设竖向排水体时,地基平均固结度按下列公式计算:

$$U_z = \frac{2U_1 - (1 - \alpha)U_2}{1 + \alpha} \quad (\text{D. 0. 3—1})$$

$$U_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (\text{D. 0. 3—2})$$

$$U_2 = 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (\text{D. 0. 3—3})$$

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t \quad (\text{D. 0. 3—4})$$

式中 T_v ——时间因素;

C_v ——土层的竖向固结系数;

t ——固结时间(d);

H ——土层竖向排水距离(m),双面排水时 H 等于土层厚度的一半;单面排水时 H 等于土层的厚度;

α ——不排水面附加应力与排水面附加应力之比。

2 地基平均固结度计算。当设有竖向排水体时,地基固结包括竖向固结与水平向固结。一级或多级等速加载条件下,地基平均固结度按下式计算:

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (\text{D. 0. 3—5})$$

式中 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 ——固结时间 (d);

T_{i-1}, T_i ——第 i 级荷载加载的起始和终止时间 (从零点算起) (d), 当计算第 i 级荷载过程中某时间 t 的固结度时, T_i 改为 t ;

α, β ——参数, 按表 D. 0. 3 计算。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 D. 0. 3 α, β 参数

排水固结条件参数	竖向排水固结 $U_z > 30\%$	向内径向排水固结	竖向和向内径向排水固结 (竖井穿透受压土层)
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$
β	$\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$	$\frac{8C_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{\pi^2 C_v}{4H^2} + \frac{8C_h}{F_n d_e^2}$

注: C_h 为土的径向排水固结系数 (cm^2/s); n 为井径比; $F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$ 。

3 当存在下述情况时, 应考虑涂抹和井阻对土体固结的影响:

1) 排水竖井采用挤土方式施工。

- 2) 地基土灵敏度较高。
- 3) 打设深度较深。
- 4) 瞬时加载条件下,考虑涂抹和井阻影响时,竖井地基径向排水平均固结度可按下列公式计算:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8C_h}{F d_e^2} t} \quad (\text{D. 0. 3—6})$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (\text{D. 0. 3—7})$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (\text{D. 0. 3—8})$$

$$F_s = \left(\frac{k_h}{k_s} - 1 \right) \ln s \quad (\text{D. 0. 3—9})$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2 k_h}{4 q_w} \quad (\text{D. 0. 3—10})$$

式中 \bar{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 与竖井直径 d_w 的比值,可取 $s = 2.0 \sim 3.0$,对中等灵敏度黏性土取低值,对高灵敏度黏性土取高值;

L ——竖井深度 (cm);

q_w ——竖井纵向通水量 (cm³/s),为单位水力梯度下单位时间的排水量。当采用袋装砂井时, $q_w = k_w A$, k_w 为砂料渗透系数 (cm/s), A 为砂井截面面积 (cm²)。

- 5) 一级或多级等速加荷条件下,考虑涂抹和井阻影响时竖井穿透受压土层地基的平均固结度可按式 (D. 0. 3—5) 计算,其中 α 和 β 分别按下式计算:

$$\alpha = \frac{8}{\pi^2} \quad (\text{D. 0. 3—11})$$

$$\beta = \frac{\pi^2 C_v}{4H^2} + \frac{8C_h}{Fd_e^2} \quad (\text{D. 0. 3—12})$$

4 对排水竖井未穿透受压土层的地基,应分别计算竖井范围土层的平均固结度和竖井底面以下受压土层的平均固结度。

本规程用词说明

执行本规程条文时,对于要求严格程度的用词说明如下,以便在执行中区别对待。

(1)表示很严格,非这样做不可的用词:

正面词采用“必须”;反面词采用“严禁”。

(2)表示严格,在正常情况均应这样做的用词:

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用词:

正面词采用“宜”;反面词采用“不宜”。

(4)表示允许有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。

《铁路工程地基处理技术规程》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行过程中应注意的事项等予以说明,不具备与正文同等的法律效力,仅供使用者作为理解和把握规程规定的参考。为减少篇幅,只列条文号,未抄录原条文。

1.0.1 随着高速铁路建设规模日益扩大,地基处理难度及要求越来越高,地基变形控制已成为确保轨道平顺性的关键环节。地基处理的恰当与否,不仅影响工程的投资,而且将直接影响铁路工程构筑物的使用性能和工程质量,影响行车的安全性及舒适性。因此,有必要针对铁路工程特点编制本规程,使铁路工程地基处理符合安全适用、技术先进、经济合理、绿色环保的要求。

1.0.2 本规程主要适用于铁路路基、涵洞、场坪等工程的地基处理,桥梁等地基处理还需要结合《铁路桥涵地基和基础设计规范》TB 10093 进行设计,铁路站房等建筑物地基需要参照《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 进行设计。

1.0.3 地基处理工程与铁路等级、轨道类型、沉降控制标准、工程地质、水文地质条件等多种因素密切相关,同时受周边环境、施工设备、工程投资及施工工期的制约,地基处理工程措施需要综合多种因素比选合理确定。

1.0.5 为了保证线路的平顺与运营安全,路基作为承托轨道的基础须保持稳定,且工后沉降需要控制在一定范围之内。路基稳定可以通过滑弧稳定(下称“稳定性”)和承载力进行验算。目前,我国铁路部门的相关规范对路堤稳定性、工后沉降都有明确要求,但

对路基的承载力则不甚明确。对刚性基础如桥涵、挡墙及填高小于基床厚度的低矮路堤的地基承载力有要求,但对填高大于基床高度的路堤的地基承载力则没有给出具体规定。

1.0.6 近年来在沿海铁路工程建设中,个别地段由于施工便道未考虑对地基加固影响,造成软土路堤下沉、坍塌。铁路竣工后由于在铁路周边取土、抽取地下水或者路基浸水造成铁路路基坍塌、塌陷,后续改扩建工程导致地基沉降增大的案例也时有发生。因此,为了确保工程安全,地基处理需要考虑地形地貌、水文等周边环境变化及施工便道等临时工程对铁路工程稳定及沉降的影响,同时需要加强运营期间地基处理工程防护,需要对软土及岩溶等路基周边一定范围内取、弃土或抽取地下水做出限制。

近年来,高速铁路车站路基经常发生沉降超限病害,一般有如下原因:超宽场坪与区间路基相比附加应力影响深度较大;站内构筑物多影响因素复杂;车站建设后改变了原地形地貌,造成了水文地质等条件的变化等。因此,车站地基处理需要充分考虑超宽路基对附加应力的影响、建设过程及建成后场地条件变化(尤其是水环境变化)、不同场地及构筑物之间的互相影响。

1.0.7 路基与桥、涵、隧道等构筑物连接处,不同地层、不同地基处理措施之间容易出现差异沉降,过大的差异沉降会引起路基面不均匀沉降,影响列车平稳运行。因此需要采取地基过渡处理措施,减小不均匀沉降。

1.0.8 地基处理工序多,沉降稳定需要一定时间,部分工点还需进行堆载预压处理,因此地基处理需要作为控制工程优先安排施工。不同地基处理方法有其不同的适用条件和适用范围,一般需要进行现场试验施工确定地基处理措施的适用性及合理的施工参数。

1.0.11 受地形地质条件、物理学参数等因素的影响,沉降计算值与实测值往往有一定差异。因此,为了确保工程安全,对于沉降控制要求严格的铁路工程需要根据相关标准的要求开展沉降变形

观测及评估工作,根据实际沉降观测资料指导施工,确定铺轨时间。

3.1.1 本条规定了在进行地基处理设计前需完成的工作,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。

3.1.3 本条规定了在确定地基处理方法时需遵循的步骤。着重指出在选择地基处理方案时,需根据各种因素进行综合分析,初步选出几种可供考虑的地基处理方案,其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。因为许多工程实践证明,当岩土工程条件较为复杂或建筑物对地基要求较高时,采用单一的地基处理方法处理地基,往往满足不了设计要求或造价较高,而由两种或多种地基处理措施组成的综合处理方法很可能是最佳选择。附录 A 给出了铁路工程常用地基处理方法及适用条件,地基处理设计时可以根据地基处理目的、地基条件、环境影响及最大处理深度等因素,参考此表进行选择。

3.1.4 斜坡地基是山区常见的一种特殊地基,具有倾斜的地面或基底,在路堤荷载作用下易产生侧向变形和滑动,对斜坡软弱地基一般采用侧向约束桩限制地基侧向变形结合地基处理的综合措施。

3.1.5 鉴于地质条件的复杂多样性,有限的勘探难以完全查明软弱土层的分布及特性,地基处理施工前通过现场工艺性试验,进一步验证地质条件和地基处理措施的适用性,以便及时调整设计参数或改用其他地基处理措施,确保工程质量。

3.1.9 施工场地距离既有线等建筑物较近,当采用搅拌桩、素混凝土桩等措施时需采取防倾倒措施,当采用旋喷桩、注浆等措施时需在保证加固效果的前提下严格控制注浆压力,避免对既有线造成明显的挤压变形。

3.1.14 地下水有腐蚀性时,或者地基位于腐蚀性地层时,需考虑侵蚀性对桩体强度和耐久性的影响。

对于水泥石搅拌桩、旋喷桩,根据相关研究结果,水泥石在服役环境下的劣化主要是由于溶蚀和硫酸盐的化学腐蚀作用造成的,提高水泥掺入比($\geq 15\%$,以水泥占被加固干土质量百分数表示)和掺用适量的粉煤灰对水泥石抵抗这种侵蚀作用效果显著,一般情况下可以在水泥中掺入 $15\% \sim 20\%$ 的粉煤灰。相关单位在硫酸盐侵蚀环境中采用矿渣水泥也取得了很好的抗侵蚀效果。设计时,需根据具体环境条件和侵蚀等级通过试验确定水泥掺入比和粉煤灰掺量。

对于水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩,为满足耐久性设计的有关要求,根据工程经验在水泥中掺入粉煤灰或采用矿渣水泥、抗侵蚀性水泥对抵抗侵蚀作用效果显著。根据相关科研成果,一般情况下可以在水泥中掺入 $15\% \sim 20\%$ 的粉煤灰或火山灰。如大瑞铁路在火山灰资源丰富而粉煤灰缺乏地区,采用火山灰替代粉煤灰,取得了良好应用效果。布袋注浆桩和碎石注浆桩参考旋喷桩、素混凝土桩的抗侵蚀措施。

钢筋混凝土桩在地下水有侵蚀性时,根据《铁路混凝土结构耐久性设计规范》TB 10005 等规范,采用提高混凝土强度等级、加大钢筋保护层厚度、改变胶凝材料配比等措施,确保桩体满足耐久性设计的有关要求。

在特殊情况下,如富含硫酸盐地层、泥炭层等易产生桩质量问题,经过经济技术比选,可以采用抗侵蚀性(抗硫酸盐、抗碱)水泥。

3.2.1 ~ 3.2.5 地基土的天然抗剪强度指标,是稳定性分析计算中常用的重要指标,试验时一般根据地基土的应力状态、应力变化速率、排水条件和应变条件等选用相应的方法。条文中规定的地基稳定性验算中的抗剪强度指标还与采取的地基处理方法、实际施工速度、施工阶段、岩土工程性质有关,试验方法一般按相应实际情况,参照表 3.2.3 选用。

考虑我国铁路路基工程建设周期较短,对于未经过地基处理

的天然地基土,其抗剪强度参数建议采用天然快剪或三轴不固结不排水剪试验指标。采用排水措施处理后,地基强度随固结增长较快,因此当采用塑料排水板、袋装砂井等排水固结法进行地基处理时,施工期地基土的强度参数 c 、 φ 值建议采用天然快剪或三轴不固结不排水剪试验获得;而运营期的强度参数,则一般根据工期及填土速率考虑随固结度增加而引起的地基土强度的增长,可以按固结快剪或固结不排水剪试验确定。对于复合地基,施工期桩间土的强度参数建议采用快剪或不固结不排水剪试验指标,运营期的强度参数,考虑到地基土强度增长缓慢,也可以按快剪或不固结不排水剪试验确定。

值得注意的是在实际工程设计时,如果把快剪试验与不排水试验划等号,可能造成抗剪强度指标取值偏差较大的情况。例如对于含砂量较大的黏性土,即便在快剪的过程中也会发生排水,若黏聚力和内摩擦角直接采用快剪试验指标取值会偏大。故在设计计算时,需要充分结合现场土体性质,判断哪种试验参数更能充分代表土体实际情况进行试验指标的选用。在快剪试验指标与三轴不固结不排水剪试验指标存在差异较大的情况下,可以结合原位试验指标进行计算,如十字板剪切试验结果或根据标贯击数计算经验强度值综合选用。

Terzaghi 和 Peck 提出用标贯击数 N 评定土的不排水抗剪强度的经验关系式如下:

$$\tau = (6 \sim 6.5)N$$

日本道路桥梁规范则采用下列经验关系式:

$$\tau = (6 \sim 10)N$$

十字板剪切试验所测为极限剪切强度,土的长期强度只有峰值强度的 60%~70%。因此工程中需根据土质条件和当地经验进行修正,以供设计采用。

对于复合地基土的强度参数 c 、 φ 值,建议按复合地基抗剪强度进行计算,根据滑弧切割地层及范围分别采用加固土(复

合)或天然地基土抗剪强度指标,并综合考虑复合地基置换率、桩土应力比和应力折减系数等因素确定。当分析路堤沿斜坡地基或软弱层带滑动的稳定性时,需结合场地条件,选择软弱层面的土层,根据施工速度、岩土工程性质和运营环境,并结合原位测试、室内土工试验、地区经验和类似工程土工参数综合确定强度参数 c 、 φ 值,可以采用直剪(快剪)或三轴不固结不排水剪试验。当受地下水或地表浸水影响较大时,如受地形地貌影响易汇集地下水或地表水使软弱层面的土层强度显著降低,需采用饱和强度指标。

水泥类土柔性桩的抗剪强度指标,可以参照第 3.2.4 条第 2 款的相关规定进行取值;对于散体材料桩,如碎石桩、挤密砂石桩等,不考虑桩身黏聚力,而内摩擦角则可以根据桩体材料、施工方法等,结合当地工程经验取值。

对于复合地基,当滑动面沿桩底部剪切时,则稳定性计算的抗剪强度同天然地基土的指标选取原则。

3.2.6 铁路路堤在施工期和运营期所承受的荷载不同,地基强度不同,相应的两个阶段的稳定性也不相同。因此,为了确保铁路的施工及运营安全,本规程规定铁路路基、场坪地基的稳定性一般对两个阶段分别进行验算,即施工期和运营期的稳定性。

3.2.7 ~ 3.2.9 条款中规定了路基稳定性分析一般包括的分析内容。理论分析和工程实践都表明,一般情况下,路堤的堤身、路堤与地基的整体破坏滑动面较接近圆弧。工程中一般采用的圆弧稳定分析法有瑞典条分法和简化 Bishop 法。对于圆弧滑动面,简化 Bishop 法被认为是目前相对比较精确而又可以实际普遍采用的稳定性分析方法,但考虑铁路部门相关设计规范均推荐使用瑞典条分法分析路基的稳定性,因此本规程也推荐采用瑞典条分法。

当基底铺设土工合成材料时,可以认为土工合成材料在滑面与其相交处施加了抗滑力。目前高强土工合成材料在国际上应用

较广,如孟加拉国帕德玛大桥连接线、贵南高铁、柳州铁路枢纽等项目采用了高强土工布加固岩溶、软土地基,有效控制了路基稳定性。

当地基中存在软弱土层,且软弱土层较薄时,滑动面将不是一个连续圆弧,其底部往往沿着硬层的顶面滑动,呈复式滑面,如图 3.2.8 所示,其稳定系数建议采用复式滑面法检算。

3.2.10 在编制 2010 版《铁路工程地基处理技术规程》时,由于刚性桩复合地基的稳定性计算方法尚不完善,仅提出了应根据可能的破坏模式进行稳定性分析,但并未明确具体的稳定分析计算方法。

结合本次规程修编,编制组开展了“铁路路基复合地基承载特性及相关标准”研究,对刚性桩复合地基破坏模式进行了细分,提出了基于桩体不同破坏模式的稳定性分析方法,建立了如图 3.2.10 所示的圆弧滑动法稳定分析模型,明确了计算稳定系数 F_s 的基本表达式式(3.2.10—1)。

根据工程实践和国内外研究成果,复合地基破坏失稳的主要模式如说明图 3.2.10—1 所示。

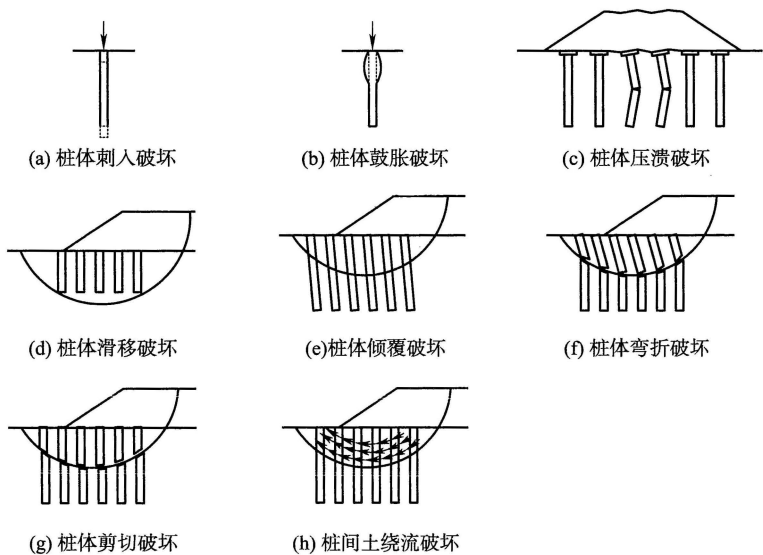
其中,刚性桩复合地基破坏失稳的主要模式为桩体滑移破坏、桩体倾覆破坏、桩体弯折破坏、桩体剪切破坏、桩间土绕流破坏等类型。桩体弯折破坏又可以分为弯拉破坏和弯压破坏。

桩体受力分析是确定桩体抗滑力矩的基础,桩体抗滑段受力如说明图 3.2.10—2(a)所示。由于复合地基中的桩土相互作用复杂,为突出主要因素,对桩体受力进行简化,如说明图 3.2.10—2(b)所示, F_x 为桩承水平净推力, F_y 为桩承竖向作用力。

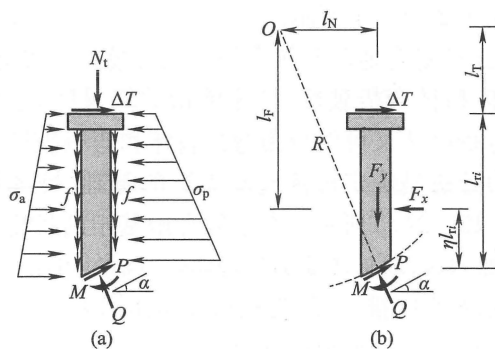
桩体抗滑段受力满足平衡方程:

$$P = F_y \sin \alpha + F_x \cos \alpha - \Delta T \cos \alpha \quad (\text{说明 } 3.2.10-1)$$

$$Q = F_y \cos \alpha - F_x \sin \alpha + \Delta T \sin \alpha \quad (\text{说明 } 3.2.10-2)$$



说明图 3.2.10—1 复合地基破坏失稳模式



说明图 3.2.10—2 桩体抗滑段受力及简化图

$$M = F_x (R \cos \alpha - l_F) - \Delta T (R \cos \alpha - l_T)$$

(说明 3.2.10—3)

式中 P ——潜在滑面位置桩体切面切向力(kN);
 Q ——潜在滑面位置桩体切面法向力(kN);
 M ——潜在滑面位置桩体切面弯矩(kN·m);
 F_x ——抗滑段桩承水平净推力(kN),为桩前主动土压力 σ_a 与桩后被动土压力 σ_p 之和;
 F_y ——抗滑段桩承竖向作用力(kN),为桩顶竖向力 N_i 和桩侧摩阻力 f 之和;
 ΔT ——垫层筋带对桩顶水平约束力(kN);
 R ——潜在滑面半径;
 l_F ——抗滑段桩承水平净推力 F_x 至潜在滑面圆心力臂(m);
 l_T ——垫层筋带对桩顶水平约束力 ΔT 至潜在滑面圆心力臂(m);
 α ——潜在滑面与桩体交接处水平切向夹角($^\circ$)。

将式(说明 3.2.10—1)、式(说明 3.2.10—2)和式(说明 3.2.10—3)代入桩体抗滑力矩基本表达式 $M_{RP} = \sum (PR - M)/s$,并略去 f 影响,近似取 $F_y \approx N_i$,得桩体抗滑力矩 M_{RP} 基本计算式:

$$M_{RP} \approx \sum (F_x l_F + N_i l_N - \Delta T l_T) / s \quad (\text{说明 3.2.10—4})$$

式中 l_N ——桩顶竖向力 N_i 至潜在滑面圆心 O 力臂(m);
 s ——桩间距(m)。

刚性桩复合地基失稳破坏的不同模式,主要影响抗滑段桩承水平净推力 F_x ,对桩顶竖向力 N_i 和垫层筋带对桩顶水平约束力 ΔT 影响不大。桩体抗滑力矩 M_{RP} 的三部分组成具体计算方法如下:

1. 垫层筋带对桩顶水平约束力 ΔT 计算

设置于路堤基底的垫层筋带对桩体侧移有一定约束效应。基于模型试验和现场观测,假设垫层筋带拉力在潜在滑体范围近似线性分布,达到滑面处为 T_g ,桩顶受到垫层筋带约束力 ΔT 为:

$$\Delta T = (T_{j+1} - T_j)b = \frac{T_g}{l_g}b^2 \quad (\text{说明 } 3.2.10-5)$$

式中 T_g ——垫层筋带与潜在滑面交接处拉力(kN/m),一般取 $T_g = 0.4T_{cr}$, T_{cr} 为垫层筋带极限抗拉强度;
 l_g ——坡脚至垫层筋带与滑面交接处距离(m);
 b ——桩帽或桩顶面边长,圆形时 $b = 0.886D$, D 为直径(m)。

2. 桩顶分担路堤荷载 N_1 计算

在满足单桩竖向承载力前提下,路堤荷载通过土拱效应,部分作用于桩顶。忽略桩身摩擦,桩承竖向作用力 F ,近似等于桩顶分担的路堤荷载 N_1 。可以采用 Hewlett 法计算 N_1 ,对于正方形布桩,桩顶以上形成的土拱假定为半球形,并将它拆分为一个中心球形土拱和四个侧面平面土拱,求得桩顶分担的路堤荷载 N_1 。

球形土拱下的桩间土压力 σ_s 为:

$$\sigma_s = \gamma \left[h - \frac{s}{\sqrt{2}} \left(\frac{2K_p - 2}{2K_p - 3} \right) \right] \left(1 - \frac{b}{s} \right)^{2(K_p - 1)} + \frac{\gamma(s-b)}{\sqrt{2}(2K_p - 3)} + \gamma \frac{s-b}{\sqrt{2}} \quad (\text{说明 } 3.2.10-6)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{说明 } 3.2.10-7)$$

式中 γ ——路堤填土容重(kN/m³);
 h ——桩顶位置路堤填土高(m);
 φ ——路堤填土内摩擦角(°);
 b ——桩帽或桩顶面边长(m);
 s ——正方形布桩间距(m)。

根据单桩处理范围路堤填料质量及桩间土压力,可以求得球形土拱下桩顶分担的路堤荷载 N_{11} 为:

$$N_{11} = \gamma s^2 h - \sigma_s (s^2 - b^2) \quad (\text{说明 } 3.2.10-8)$$

同理,平面土拱下的桩承路堤荷载 N_{12} 为:

$$N_{12} = \frac{\xi}{1 + \xi} \gamma s^2 h \quad (\text{说明 } 3.2.10-9)$$

$$\xi = \frac{2K_p}{1 + K_p} \cdot \frac{s}{s + b} \left[\left(1 - \frac{b}{s} \right)^{-K_p} - \left(1 + \frac{b}{s} K_p \right) \right] \quad (\text{说明 } 3.2.10-10)$$

桩顶分担的路堤荷载 N_i 为 N_{i1} 、 N_{i2} 中较小值, 即:

$$N_i = \min(N_{i1}, N_{i2}) \quad (\text{说明 } 3.2.10-11)$$

对于正三角形布桩的桩间距 s , 基于面积置换率相等, 换算为正方形布桩的等效桩间距 $s_e = \left(\frac{\sqrt{3}}{2} \right)^{\frac{1}{2}} s$, 采用 Hewlett 法近似计算。

当桩顶分担的路堤荷载 N_i 大于桩体竖向极限承载力 P_u , 桩体相互作用的土拱效应削弱, 桩体荷载分担效应降低, 近似取 $N_i \approx P_u$ 。

3. 抗滑段桩承水平净推力 F_x 计算

(1) 桩体滑移破坏

桩体滑移破坏的基本条件是, 地基加固深度不够, 桩长小于地基潜在滑面下切深度。路堤荷载下桩体随侧滑地基土一同发生整体滑移破坏, 可以忽略桩体提供的抗滑力矩 M_{RP} 。

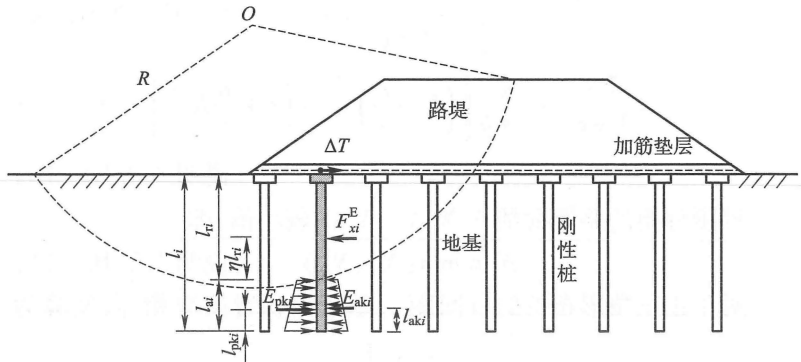
(2) 桩体倾覆破坏

桩体倾覆破坏的基本条件是, 桩体嵌入地基稳定土层的锚固深度不足, 桩体锚固段的土体抗力较低, 路堤荷载下桩体易发生倾斜变形, 形成倾覆破坏。桩体发生倾覆破坏时, 以桩端为转动中心, 抗滑段桩承水平净推力 F_{xi}^E 可以通过力矩平衡关系求得 (参考《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120—2012), 如说明图 3.2.10—3 所示。

$$F_{xi}^E = \frac{E_{pki} l_{pki} - E_{aki} l_{aki} + \Delta T l_i}{\eta l_{ci} + l_{ai}} \quad (\text{说明 } 3.2.10-12)$$

式中 E_{pki} ——第 i 号桩锚固段外侧极限被动土压力合力 (kN);

l_{pki} ——第 i 号桩锚固段外侧 E_{pki} 作用点至桩端力臂 (m);



说明图 3.2.10—3 桩体倾覆破坏受力分析

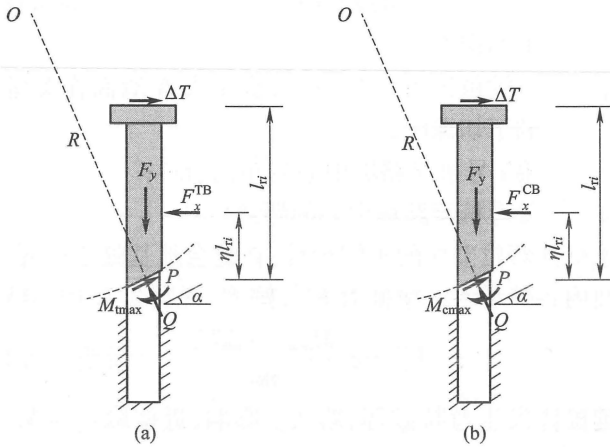
- E_{aki} ——第 i 号桩锚固段内侧极限主动土压力合力 (kN)；
- l_{aki} ——第 i 号桩锚固段内侧 E_{aki} 作用点至桩端力臂 (m)；
- l_i ——第 i 号桩长 (m)；
- l_{ri} ——第 i 号桩抗滑段长 (m)，也是潜在滑面在桩体位置的下切深度；
- l_{ai} ——第 i 号桩锚固段长 (m)；
- η ——抗滑段桩承水平净推力作用点位置系数，桩侧土压力三角形分布取 $1/3$ ，矩形分布取 $1/2$ ，梯形分布在 $1/3 \sim 1/2$ 范围取值。

(3) 桩体弯拉破坏

当桩体锚固深度较大时，抗滑段桩体承受的水平净推力在桩身截面产生的内力超过桩体可承受弯矩时，桩体发生弯折破坏。桩体弯折破坏可以分为“弯拉”和“弯压”两种形式。当桩体受拉区边缘的拉应力超过材料抗拉强度时，桩体发生弯拉破坏。

F_y 将抗滑段桩体简化为固接于潜在滑面位置的悬臂梁 (陈祖煜《土质边坡稳定分析—原理·方法·程序》，中国水利水电出版社，2003)，如说明图 3.2.10—4 所示。由桩承水平推力 F_x 和桩顶垫层筋带约束力 ΔT 共同作用产生的最大弯矩位于桩身与潜在滑

面交接处;当桩体截面弯矩 M 达到桩身极限弯矩 M_{tmax} , 桩体发生弯拉破坏, 根据极限平衡条件, 如说明图 3. 2. 10—4 (a) 所示, 按式 (说明 3. 2. 10—13) 求得桩承极限水平净推力 F_x^{TB} 。



说明图 3. 2. 10—4 桩体弯折破坏受力分析

$$F_x^{\text{TB}} = \frac{M_{\text{tmax}} + \Delta T l_{ri}}{\eta l_{ri}} \quad (\text{说明 3. 2. 10—13})$$

式中 l_{ri} ——第 i 号桩抗滑段长 (m), 也是潜在滑面在桩体位置的下切深度。

路堤荷载下的地基承载和变形具有非均匀性, 引起 CFG 桩或混凝土桩等黏结材料桩发生弯折破坏不同步。已有的模型试验和数值分析表明, 位于路堤坡脚附近的地基土体侧滑位移较大, 相应位置桩体首先达到极限抗弯强度而失去抗滑能力, 其后发生荷载转移引发相邻位置桩体相继破坏, 最终整个地基发生滑移破坏。为此, 定义坡脚附近 (潜在滑面下切最深位置) 首先达到极限抗弯强度的桩体为关键桩, 关键桩发生弯拉破坏时复合地基处于临界状态, 通过式 (说明 3. 2. 10—13) 确定关键桩承受的极限水平净推力 $F_{\text{sk}}^{\text{TB}}$ 。同时, 定义桩承水平净推力系数 e_i , 用于表征复合地基中桩体

弯拉破坏过程的不同步性,可以近似按式(说明 3. 2. 10—14)计算。

$$e_i = \frac{F_{xi}^{TB}}{F_{xk}^{TB}} = \frac{x_{ri}}{x_k} \left(\frac{l_{ri}}{l_k} \right)^2 \quad (\text{说明 3. 2. 10—14})$$

式中 l_{ri} ——第 i 号桩抗滑段长(m),也是潜在滑面在桩体位置的下切深度;

l_k ——关键桩抗滑段长(m),也是潜在滑面在关键桩位置的下切深度;

x_{ri} ——第 i 号桩至路堤中心的距离(m);

x_k ——关键桩至路堤中心的距离(m)。

考虑桩体弯拉破坏的不同步性,在复合地基处于临界状态时,潜在滑面内各桩承水平净推力 F_{xi}^{TB} ,按式(说明 3. 2. 10—15)计算。

$$F_{xi}^{TB} = e_i \frac{M_{tkmax} + \Delta T l_k}{\eta l_k} \quad (\text{说明 3. 2. 10—15})$$

关键桩体发生弯拉破坏,略去 f 影响,近似取 $F_y \approx N_t$,所能承受的最大弯矩 M_{tkmax} :

$$M_{tkmax} \approx \delta W \left(f_{td} + \frac{N_{tk}}{A} \right) \quad (\text{说明 3. 2. 10—16})$$

式中 M_{tkmax} ——弯拉破坏下关键桩能承受的最大弯矩(kN·m);

N_{tk} ——关键桩桩顶竖向力(kN);

δ ——桩身截面抵抗矩塑性影响系数;

W ——桩身截面抗弯模量(m^3);

f_{td} ——桩体材料轴心抗拉强度标准值(MPa);

A ——桩身截面积(m^2)。

(4) 桩体弯压破坏

同理,若发生弯压破坏,根据极限平衡条件,如说明图 3. 2. 10—4(b)所示,考虑桩体弯压破坏的不同步性,关键桩发生弯压破坏、复合地基处于临界状态时,潜在滑面内各桩承水平净推力 F_{xi}^{CB} ,按式(说明 3. 2. 10—17)计算,桩体所能承受的最大弯矩 M_{ckmax} 按式(说明 3. 2. 10—18)计算。

$$F_{xi}^{CB} = e_i \frac{M_{ckmax} + \Delta T l_k}{\eta l_k} \quad (\text{说明 } 3.2.10-17)$$

$$M_{ckmax} \approx \delta W (f_{cd} - \frac{N_{tk}}{A}) \quad (\text{说明 } 3.2.10-18)$$

式中 M_{ckmax} ——弯压破坏下关键桩所能承受的最大弯矩(kN·m)；
 f_{cd} ——桩体材料轴心抗压强度标准值(MPa)。

(5) 剪切破坏

在桩体强度较低和桩土模量比不高的情况下,复合地基中的桩体可能出现剪切破坏模式,即抗滑段桩承荷载在桩身截面产生的剪力达到桩体抗剪承载力时,桩体发生剪切破坏。桩体抗剪承载力 V_p ,参考《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010),按受弯构件的斜截面抗剪承载力公式确定。

$$V_p = 0.7 f_{td} b h_0 \quad (\text{说明 } 3.2.10-19)$$

式中 b ——截面宽度(m),圆形截面取0.88倍直径;

h_0 ——截面高度(m),圆形截面取0.88倍直径。

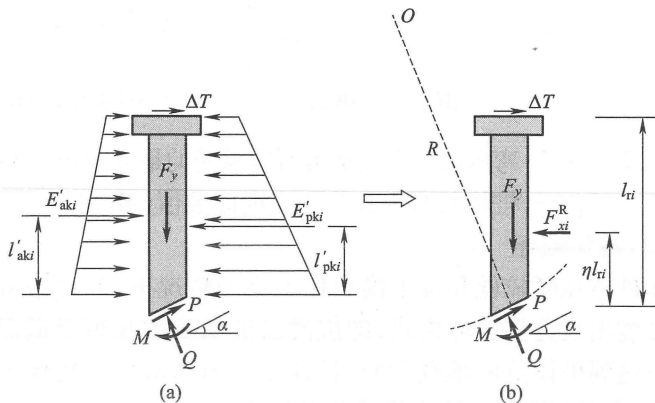
根据抗滑段桩体发生剪切破坏的极限平衡条件,考虑桩体剪切破坏的不同步性,关键桩发生剪切破坏、复合地基处于临界状态时,潜在滑面内各桩承水平净推力 F_{xi}^V ,按式(说明3.2.10—20)计算。

$$F_{xi}^V = e_i (V_p + \Delta T) \quad (\text{说明 } 3.2.10-20)$$

(6) 绕流破坏

在桩体强度较高和地基土强度较低条件下,复合地基中的桩间侧移土体受到桩体阻滑,当抗滑段桩体承受的水平净推力达到潜在滑面以上地基土横向承载力时,桩间侧滑土体就会发生绕流破坏。

桩间土体发生绕流破坏时,抗滑段桩体内外侧土压力分别达到了被动和主动极限状态。以桩体抗滑段底部为转动中心,抗滑段桩承水平净推力 F_{xi}^R 可以通过力平衡关系求得,如说明图3.2.10—5所示。



说明图 3.2.10—5 地基桩间土绕流破坏受力分析

$$F_{xi}^R = E'_{pki} - E'_{aki} \quad (\text{说明 } 3.2.10-21)$$

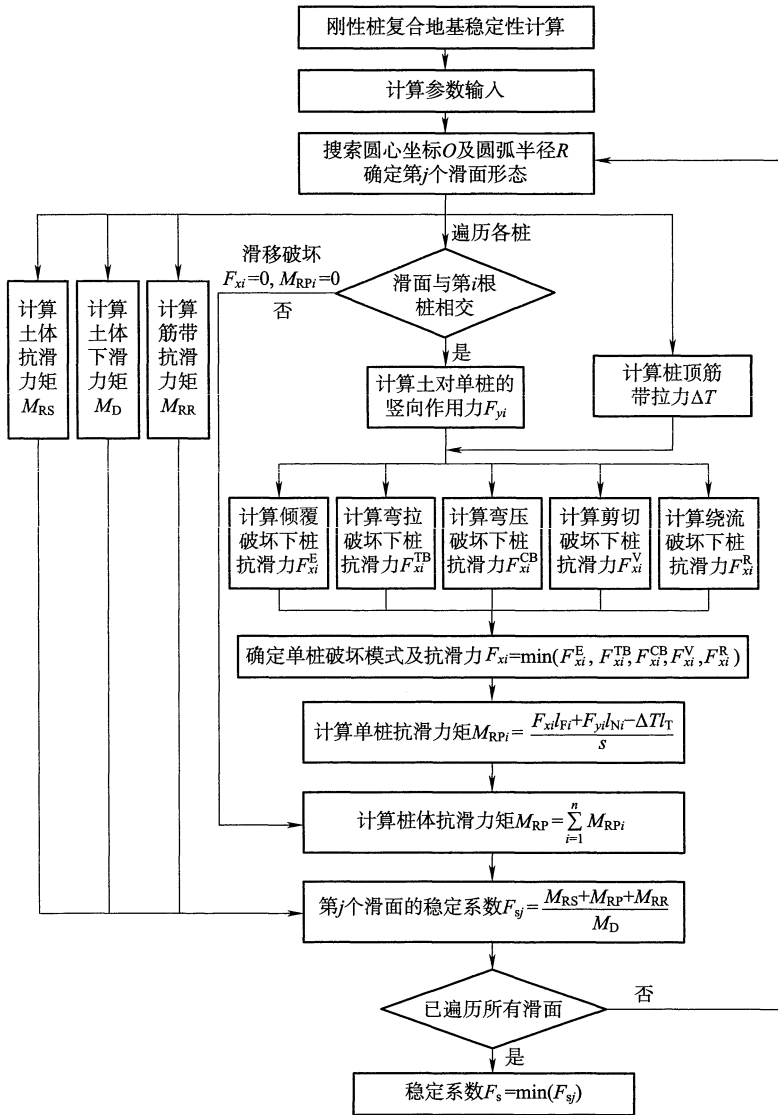
式中 E'_{aki} ——第 i 号桩抗滑段外侧极限主动土压力合力(kN);

E'_{pki} ——第 i 号桩抗滑段内侧极限被动土压力合力(kN)。

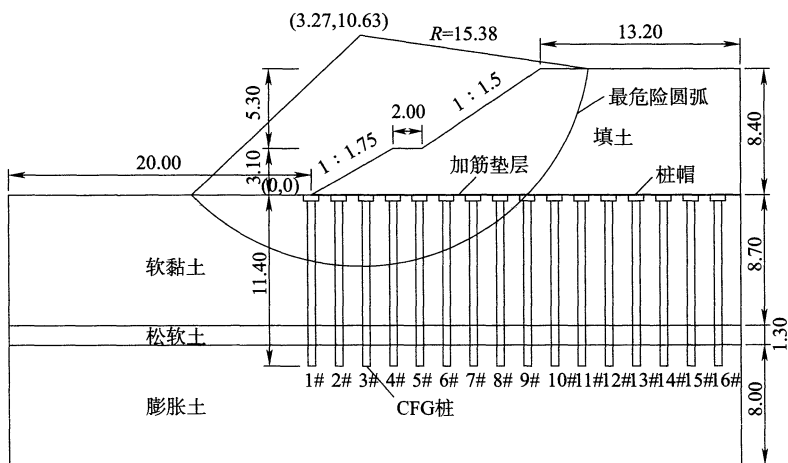
根据桩体抗滑力矩 M_{RP} 的三部分组成具体计算方法,按说明图 3.2.10—6 的计算流程,得出基于不同破坏模式的刚性桩复合地基稳定安全系数。

算例 1

采用弥蒙铁路 DK26 + 535 处 CFG 刚性桩复合地基路堤实例所建立的简化模型,如说明图 3.2.10—7 所示。该工点 CFG 桩桩径 0.5 m,桩长约 11.4 m,采用 1.8 m 间距正方形布置,采用圆形桩帽,桩帽直径 1 m。垫层采用 0.6 m 厚碎石垫层夹两层土工格栅,单层格栅极限抗拉强度为 60 kN/m。各土层材料参数见说明表 3.2.10—1。桩体材料强度参考 C15 混凝土材料强度,轴心抗拉强度标准值取 1.27 MPa,轴心抗压强度标准值取 10 MPa。



说明图 3.2.10—6 基于破坏模式的刚性桩复合地基稳定安全系数计算流程



说明图 3.2.10—7 弥蒙铁路 DK26 + 535 简化模型及
复合地基稳定性计算结果(单位:m)

说明表 3.2.10—1 路基材料参数

地层	层厚(m)	γ (kN/m ³)	φ (°)	c(kPa)
填土	8.4	20	35	10
软黏土	8.7	17.4	6	11
松软土	1.3	18.9	10	16
膨胀土	8.0	18.6	12	37

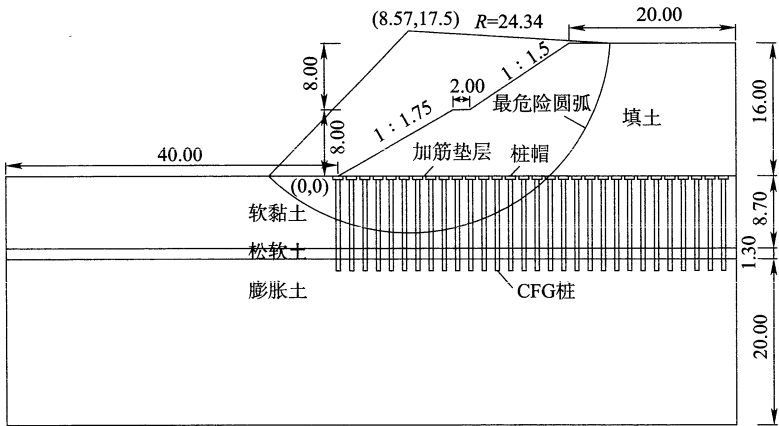
按本方法计算得到各工况下稳定系数见说明表 3.2.10—2。其中 CFG 桩复合地基的稳定性分析结果如说明图 3.2.10—7 所示。1#~8#桩为弯拉破坏模式,其余桩未与滑面相交。

说明表 3.2.10—2 稳定性分析结果

工 况	稳定系数 F_s
无工程措施	0.869
铺设加筋垫层	0.894
复合地基	1.469

算例 2

在保持算例 1 中地质条件及复合地基措施不变的基础上,将路堤填高加高至 16 m(说明图 3.2.10—8),计算得到无加固措施、铺设加筋垫层和复合地基时的稳定系数均不满足要求。为增大复合地基稳定性使其满足要求,将桩间距由 1.8 m 加密至 1.6 m,将桩帽直径由 1.0 m 增加至 1.2 m,结果见说明表 3.2.10—3。



说明图 3.2.10—8 弥蒙铁路 DK26+535 按 16 m 填高时
简化模型及复合地基稳定性计算结果(单位:m)

说明表 3.2.10—3 稳定性分析结果

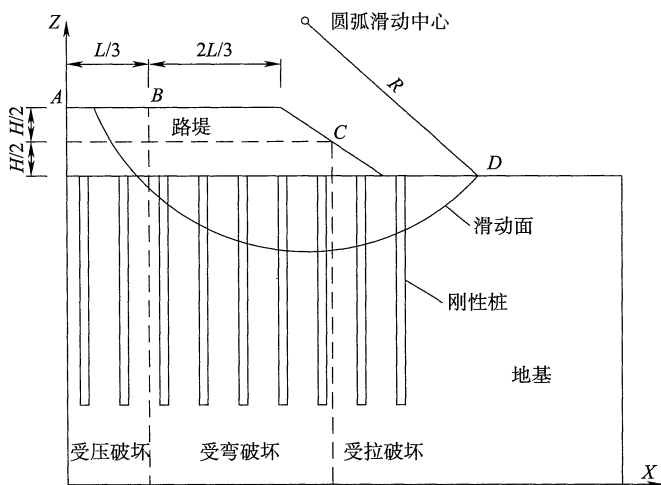
工 况	稳定系数 F_s
无加固措施	0.694
铺设加筋垫层	0.705
复合地基	1.208
加强措施后的复合地基	1.252

根据大量的算例分析可知,对于软土高填方路堤,当稳定性不满足要求时,可以通过加密桩间距、加大桩帽、提高桩体材料强度、增设地梁等措施提高桩体承受的竖向荷载及横向荷载,从

而提高桩体抗滑力矩;也可以通过采用高强土工布等高强度土工合成材料提高垫层筋带抗滑力矩,进而提高复合地基的稳定性。

值得说明的是,根据本次研究以及国内相关研究表明,刚性桩的破坏模式还表现出分区破坏的特征,设计时可以根据不同区域的功能需求控制因素有针对性地开展设计。

如郑刚等(《刚性桩加固软弱地基上路堤稳定性问题》,岩土工程学报,2010)提出群桩条件下不同位置的刚性桩破坏模式不同,根据桩身受力情况、桩体破坏模式和桩土相对位移分为4个区域:拉弯区、弯剪区、压弯区和承压区。如龚晓南等(《岩土工程变形控制设计理论与实践》,中国建筑工业出版社,2018)提出刚性桩复合地基的桩体破坏模式分区分为3个区:受压破坏区、受弯破坏区及受拉破坏区,如说明图 3.2.10—9 所示。



说明图 3.2.10—9 桩体破坏模式分区和分类(龚晓南等,2018)

3.2.11 本条规定中对稳定系数按施工期和运营期分别列出,运营期一般考虑路基竣工铺轨后的最不利工况条件。

铁路路堤在施工期和运营期所承受的荷载不同,地基强度不同,因此相应的稳定系数取值也一般不同。基于这一思路,本规程规定了施工期和运营期分别需满足的稳定系数。规程中施工荷载主要考虑了架运梁机荷载。《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》的研究成果表明,在相同条件下,考虑运营荷载求得的稳定系数大于考虑架运梁机荷载求得的稳定系数,前者约为后者的 1.07 倍。

2010 版规程给出了国内外相关规范推荐稳定系数的取值范围,与现行《铁路特殊路基设计规范》TB 10035 中的取值 1.1 ~ 1.25 相近。

值得说明的是,考虑高速铁路的重要性,本规程将其稳定系数取值为 1.25,与《高速铁路设计规范》TB 10621—2014 和《铁路特殊路基设计规范》TB 10035—2018 保持一致。

表 3.2.11—1 中推荐的稳定系数是根据瑞典条分法确定的,当采用简化 Bishop 法或不平衡推力法计算分析时,稳定系数相应比表 3.2.11—1 规定的稳定系数增大 0.1。

另外,据《渝怀线斜坡软弱地基填方工程特性及工程技术研究》的研究成果,对于斜坡软弱地基按圆弧滑动法分析稳定性时,稳定系数一般增大 0.05 ~ 0.15,软弱地基横坡较大时取大值。对于不同横向坡度的软弱地基,可以参照表 3.2.11—2 所列系数取值。

3.3.3 路基是否进行承载力验算,不仅关系到铁路工程的造价,更关系到线路的运营安全。《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》《铁路路基复合地基承载特性及相关标准》对路基工程按承载力设计的必要性进行了详细论述。目前对散体材料桩和柔性桩主要采用复合抗剪强度法进行圆弧稳定检算,刚性桩采用考虑桩体破坏模式的稳定性计算方法,但上述方法均无法考虑桩体的刺入破坏、鼓胀破坏等破坏形式,而地基承载力检算主要关注复合结构局部伤损、鼓胀等破坏形式,尤其在地基土较软、填方

较高、桩呈压屈风险等不利因素时,进行复合地基承载力检算,是确保能形成复合地基协同承载条件的关键。

鉴于此,对于刚性基础,经复合地基处理的地基需要进行承载力验算;对于高填方软土路堤复合地基需要进行承载能力验算,一般软土地段填方高度大于 8 m、松软土地段填方高度大于 12 m 时,建议加强承载力验算。流塑状淤泥质土等特殊复杂地段,为确保工程安全,根据工点具体情况分析是否需要承载力验算。

本规程在 2010 版编写时,为充分发挥复合地基的承载能力,在满足路基结构整体稳定条件下,对一般路堤、场坪等柔性基础的复合地基,提出了应进行承载能力验算的要求,地基承载力应满足式(说明 3.3.3)的要求。

$$p_k \leq k[\sigma] \quad (\text{说明 3.3.3})$$

式中 p_k ——柔性基础底面接触压应力(kPa);

$[\sigma]$ ——复合地基容许承载力(kPa);

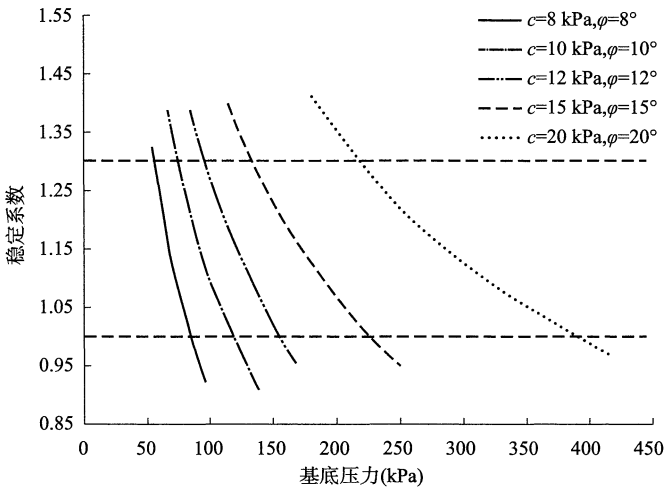
k ——承载力修正系数,取 1.2 ~ 1.5。

本规程 2010 版发布以来的工程实践表明,路基工程柔性基础的复合地基承载力验算要求有力地保证了路基填方工程的安全,但也存在一些争议:①对于采用搅拌桩等柔性桩加固的高填方路堤复合地基,沉降和稳定性验算都能满足要求,但承载力验算却不能通过,为了满足承载力验算要求,需要减小桩间距,部分工点搅拌桩的间距甚至达到了 0.8 m ~ 0.9 m,极大地限制了柔性桩复合地基的应用范围;②在实践中出现了沉降和稳定性检算满足要求,但承载力不足的高填方路堤却未发生破坏的情况。

针对上述问题,结合本次规程修编开展的《铁路路基复合地基承载特性及相关标准》研究,对路基工程复合地基承载力验算所涉及的问题进行了深化讨论。从地基承载力的定义可知,承载力问

题本质上仍然是地基稳定性问题,极限承载力对应于极限平衡状态,容许承载力对应于有一定安全系数的稳定状态。因此可以通过路堤基底压力与地基稳定系数关系曲线,如说明图 3.3.3 所示,确定柔性基础的地基容许承载力,并进一步推导出承载力修正系数 k 。垫层中未铺设拉筋的计算数据见说明表 3.3.3—1,承载力修正系数 k 在 1.14 ~ 1.49 之间变化,与本规程 2010 版中的取值 1.2 ~ 1.5 基本一致。

考虑垫层中铺设一层 80 kN/m 土工格栅(计算时格栅拉力取 32 kN/m)的数据见说明表 3.3.3—2,承载力修正系数扩大为 1.22 ~ 1.87。工程实践中,路基工程复合地基普遍采用加筋垫层结构,近年来一些工程的筋材强度甚至高达 200 kN/m,在国外也有使用强度 1 000 kN/m 筋材的案例。在路堤基底垫层中加筋,能显著提高地基稳定性,继续使用未考虑垫层拉筋作用的承载力修正系数显然不合适。



说明图 3.3.3 基底压力与稳定系数关系

说明表 3.3.3—1 承载力修正系数与稳定系数关系

地 层	稳定系数 F_s 与容许承载力 $[\sigma]$ 和修正系数 k 关系									
	$F_s = 1.0$			$F_s = 1.20$		$F_s = 1.25$		$F_s = 1.3$		
	p_u	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	
$c = 8 \text{ kPa}, \varphi = 8^\circ$	84.42	42.21	2.00	62.79	1.49	58.92	1.40	55.55	1.32	
$c = 10 \text{ kPa}, \varphi = 10^\circ$	119.22	59.11	2.00	85.13	1.44	79.44	1.34	74.11	1.25	
$c = 12 \text{ kPa}, \varphi = 12^\circ$	155.74	77.87	2.00	111.56	1.43	102.69	1.32	95.05	1.22	
$c = 15 \text{ kPa}, \varphi = 15^\circ$	225.20	112.6	2.00	158.50	1.41	144.82	1.29	132.83	1.18	
$c = 20 \text{ kPa}, \varphi = 20^\circ$	384.55	192.28	2.00	259.38	1.35	237.00	1.23	219.25	1.14	

说明表 3.3.3—2 垫层铺设一层拉筋的容许承载力及承载力修正系数

地层	稳定系数 F_s 与容许承载力 $[\sigma]$ 和修正系数 k 关系									
	$F_s = 1.0$			$F_s = 1.20$		$F_s = 1.25$		$F_s = 1.3$		
	p_u	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	$[\sigma]$	k	
$c = 8 \text{ kPa}, \varphi = 8^\circ$	84.42	42.21	2.00	79.056	1.87	75.86	1.80	73.022	1.73	
$c = 10 \text{ kPa}, \varphi = 10^\circ$	119.22	59.11	2.00	103.05	1.74	97.425	1.65	90.339	1.53	
$c = 12 \text{ kPa}, \varphi = 12^\circ$	155.74	77.87	2.00	127.82	1.64	120.867	1.54	115.42	1.48	
$c = 15 \text{ kPa}, \varphi = 15^\circ$	225.2	112.6	2.00	178.01	1.58	169.138	1.50	161.26	1.43	
$c = 20 \text{ kPa}, \varphi = 20^\circ$	384.55	192.28	2.00	290.62	1.51	261.856	1.36	234.71	1.22	

为对比近年铁路工程建设中大量采用的柔性桩和 CFG 桩复合地基容许承载力计算值与路堤基底压力之间的关系,收集了云桂铁路、成兰铁路南段、沪昆铁路贵州段、玉磨铁路景洪—磨憨段、大张铁路、安九铁路、金台铁路台州段、徐盐铁路、银兰铁路等勘察设计数据;采用(多向)搅拌桩复合地基处理的路堤高度 3.20 m ~ 12.12 m,桩间距 0.9 m ~ 1.4 m,基底压力与容许承载力比值在 0.264 ~ 1.86 之间;高压旋喷桩复合地基处理的路堤高度 3.20 m ~ 10.10 m,桩间距 1.1 m ~ 1.4 m,基底压力与容许承载力比值在 0.47 ~ 0.84 之间;CFG 桩复合地基处理的路堤高度 4.2 m ~

9.5 m, 桩间距 1.8 m ~ 2.0 m, 基底压力与容许承载力比值在 0.44 ~ 0.96 之间。综合以上数据发现, 所收集的路堤基底压力与计算的地基容许承载力比值在 0.264 ~ 1.86 之间。

为此, 可以在综合考虑铁路等级、轨道类型、工程环境及桩型类别等因素的基础上, 选取铁路路基工程的地基容许承载力提高系数, 见说明表 3.3.3—3。对于桩身可能分担较大荷载的端承桩复合地基, 若取较高 k 值, 桩体产生压剪破坏的风险会增大; 对于摩擦型桩, 由于桩体可发生较大刺入下沉, 桩土荷载的调节能力较强, k 值可以适当提高; 对于采取了侧向约束桩、反压护道等增加稳定性措施的路堤、超宽路基中不受稳定控制的锅底形地基, k 值可以提高, 一般不大于 2。

说明表 3.3.3—3 铁路路基工程地基容许承载力提高系数建议值

列车设计行车速度 v (km/h)	稳定安全系数 [F_s]	容许承载力提高系数 k	备注
$250 \leq v \leq 350$	1.25	≤ 1.5	端承桩 $k \leq 1.6$
$120 < v \leq 200$	1.25	≤ 1.6	
$v \leq 120$	1.20	≤ 1.7	
场坪及其他	1.10	≤ 1.8	

关于基底压应力 p_k 的确定, 我国铁路路基设计对于路基自重引起的基底应力一般简化为近似荷载的形式, 比较常用的方法是用 γH (γ 为路基土容重, H 为路基高度) 近似代替路基产生的荷载, 这种荷载可以看成断面形式为梯形的条形荷载, 称为比例荷载法。但实际调查发现路基基底应力与 γH 值有一定差距。编制组结合海东线开展了现场试验及室内离心模型试验, 对路基自重作用下中等压缩性土地基基底应力进行了研究。根据现场试验和离心模型试验基底应力测试结果, 路基面宽度范围内实测基底应力均小于 γH 值, 路基中心和路肩位置处地基反力与 γH 值差距随着路基高度增加而逐渐增大。建议非高路堤及超宽场坪路基中心基底

应力仍采用 γH , 区间高路堤可以根据路堤宽高比采用 0.8 ~ 1.0 倍的 γH 。

3.3.6 处理后的地基土承载力一般采用载荷试验确定, 当试验条件如深度、载荷板大小无法完全与建筑物基础埋深、大小相符合时, 如何对地基容许承载力进行修正, 目前尚无统一的意见。以往基本上是采用修正的方法, 但不修正大多数情况下偏安全, 部分情况不安全, 如处理深度范围内存在地基承载力随深度增加而降低 (如采用排水固结法、强夯法处理) 的情况。因此本条要求在工作中根据实际情况进行修正。

3.4.1 地基压缩层深度 z 的取值是直接影响沉降计算准确性的关键, 也是确定勘探钻孔深度的基本依据, 而合理选用 z 则与地基中的应力分布、土的性质以及沉降计算的精度要求有关, 国内外常用确定 z 的方法有应变比法和应力比法。

应力比法是指地基压缩层深度自基础底面算起, 算到附加应力与自重应力的比值小于某一数值, 作为沉降计算深度的限界。例如, 算到附加应力与自重应力的比值为 0.1 处, 即 $\sigma_z/\sigma_1 \leq 0.1$ 处, 其中, σ_z 为沉降计算深度 z 处的地基垂直附加应力 (kPa); σ_1 为沉降计算深度 z 处的地基自重应力 (kPa)。

应变比法是指地基压缩层厚度自基础底面算起, 算到某一厚度土层的压缩量满足一定条件作为沉降计算的终止条件。地基变形计算深度 z 需符合下式的要求:

$$\Delta S'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i \quad (\text{说明 3.4.1})$$

式中 $\Delta S'_i$ ——在计算深度范围内, 第 i 层土的计算变形值;

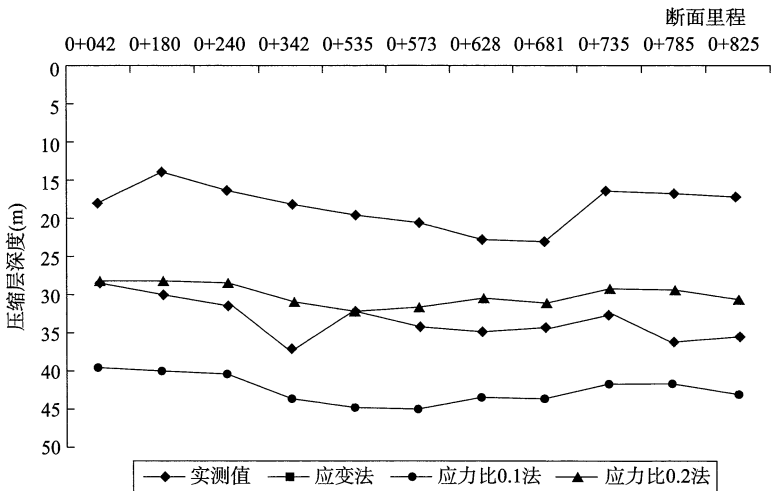
$\Delta S'_n$ ——在由计算深度向上取厚度为 Δz 的土层计算变形值。

《软土地基沉降估算方法及不同地基处理方法加固效果的研究》给出了软土地基条件下, 某铁路工程试验工点各断面中心实测压缩层深度与不同控制标准下计算深度的对比值, 见说明表 3.4.1—1, 如说明图 3.4.1 所示。

说明表 3.4.1—1 各断面中心实测压缩层深度与
不同控制标准下计算深度对比值

断面 里程	地基类型	各断面中心实测压缩层深度 z (m)			
		应变比法	应力比 0.1 法	应力比 0.2 法	实测值
0+042	浆喷桩	18.2	39.6	28.1	28.4
0+180	粉喷桩	13.8	40.1	28.1	29.9
0+240		16.4	40.5	28.5	31.4
0+342	真空联合堆载预压	18.2	43.9	30.9	36.8
0+535	超载预压, 塑料排水板 间距 1.8 m, 超载 1.8 m	19.6	45.0	32.0	32.2
0+573		20.6	45.2	31.7	34.0
0+628	超载预压, 塑料排水板 间距 1.2 m, 超载 1.2 m	22.9	43.4	30.4	34.8
0+681		23.1	43.6	31.1	34.3
0+735	砂桩等载预压	16.2	41.8	29.3	32.7
0+785		16.8	41.8	29.3	36.1
0+825	砂桩超载预压	17.2	43.0	30.5	35.3

注: 实测压缩层深度由实测深层沉降推算最终沉降, 然后线性回归外推得到。



说明图 3.4.1 各断面中心实测压缩层厚度与计算厚度对比

说明表 3.4.1—2 给出了不同压缩层计算深度控制标准下的计算误差。

说明表 3.4.1—2 各断面中心实测压缩层深度与计算深度的差异

断面 里程	压缩层深度实测值 - 计算值(m)			(压缩层深度实测值 - 计算值)/实测值		
	应变比法	应力比 0.1 法	应力比 0.2 法	应变比法	应力比 0.1 法	应力比 0.2 法
0+042	10.2	-11.2	0.3	35.9	-39.4	1.1
0+180	17.1	-10.2	1.8	53.8	-34.1	6.0
0+240	15.0	-9.1	2.9	47.8	-29.0	9.2
0+342	19.6	-7.1	5.9	50.5	-20.3	17.0
0+535	12.6	-12.8	0.2	39.1	-39.8	0.6
0+573	13.4	-11.2	2.3	39.4	-32.9	6.8
0+628	11.9	-8.6	4.4	34.2	-24.7	12.6
0+681	11.2	-9.3	3.2	32.7	-27.1	9.3
0+735	17.5	-9.1	3.4	50.5	-27.8	10.4
0+785	20.3	-5.7	6.8	53.5	-15.8	19.8
0+825	19.1	-7.7	4.8	51.3	-22.8	13.6

由以上对比分析可见,采用应变比法控制压缩层深度时,计算值比实测值偏小,最大差异为 20.3 m,最小差异也达到 10.2 m,误差范围在 32.7%~53.8% 之间。显然,应变比法对于铁路路基工程不适用。

当采用应力比 $\sigma_2/\sigma_1 \leq 0.1$ 控制时,计算深度均大于实测值,偏于安全。考虑高速铁路地基严格的工后沉降标准,2010 版规程推荐采用此法作为压缩层深度的计算标准。

本次修编基于《高速铁路路基工程地基沉降控制技术研究》的实测数据对高速铁路中低压缩性土地基压缩层计算深度进行了优化:对于地基压缩系数小于 0.3 MPa^{-1} 的中低压缩性土,地基压缩层的计算深度按 0.2 倍自重应力比计算。当 0.2 倍自重应力比

得到的计算深度以下有地基压缩系数大于 0.3 MPa^{-1} 的土层时,地基压缩层计算深度需按 0.1 倍自重应力比计算,当该深度以下还有软土时需继续向下计算。

3.4.4 地基沉降计算一般采用基础中点下的附加应力(它大于任何其他点下的附加应力)作为计算依据,沉降计算值会比实际偏大;另一方面,由于假设基础底面以下土层完全处于侧限状态,只产生一维(竖向)压缩,不发生侧向变形,这又会使沉降计算值比实际偏小;再加上许多其他因素造成的误差,如采用的压缩性指标值由于土样扰动或土质不均匀而不能准确代表地基土层的实际性状,计算的基础沉降量与铁路基础的实测沉降量往往并不相符,而有一定差异。这种差异的大小与地基土的种类、基底设计压力的大小以及土的压缩性有关,目前要从理论上确定由于各种因素造成的这种差异量尚有困难,只能根据实际观测资料与计算沉降量的比较,统计得出可以用于各种不同情况下的沉降经验修正系数 m_s 。

在编制 2010 版规程时,铁路路基工程的沉降实测资料还很有限,难以总结出适合铁路路基工程的沉降经验修正系数。近年来铁路部门沉降实测资料不断丰富,已具备逐步建立铁路路基工程沉降经验修正系数的基础。

《高速铁路路基工程地基沉降控制技术研究》选取了京沪、合福、宁安、吉珲等多条铁路的代表性断面,采用理论计算结果与实测预测结果进行比较,以反算各工点实际修正系数。计算结果表明,试验工点理论压缩模量当量值在 $8.3 \text{ MPa} \sim 14.7 \text{ MPa}$ 之间,反演的沉降修正系数为 $0.06 \sim 0.34$,而按《建筑地基基础设计规范》推荐表计算的修正系数大致在 $0.27 \sim 0.65$,反演推算值是规范推荐值的 $17.4\% \sim 55.7\%$,据此提出了高速铁路中低压缩性土地基沉降经验修正系数,见说明表 3.4.4—1。

说明表 3.4.4—1 沉降经验修正系数

压缩模量当量值 \bar{E}_s (MPa)	4	7	15	20
m_s (《建筑地基基础设计规范》取值)	1	0.7	0.4	0.25
m_s (《高速铁路路基工程地基沉降控制技术研究》取值)	1	0.4	0.2	0.15

基于武广高铁 24 个路堤断面的地基沉降测试数据,编制组分析了地基沉降经验修正系数的变化规律,发现对于较薄的软土和松软土地基,且桩基本穿透软弱土层进行加固的复合地基路堤,地基压缩层的压缩模量当量值在 4 MPa ~ 20 MPa 范围,对应的沉降经验修正系数平均值在 0.63 ~ 0.17 之间,较《建筑地基基础设计规范》偏小 15% ~ 40%,建议穿透型 CFG 桩复合地基沉降经验修正系数按说明表 3.4.4—2 取值。

说明表 3.4.4—2 穿透型 CFG 桩复合地基沉降经验修正系数

压缩模量当量值 \bar{E}_s (MPa)	4	14	18.5	20
m_s	0.63	0.28	0.18	0.17

综合上述研究成果,本条给出了 CFG 桩等刚性桩复合地基、下卧层为中低压缩性土时沉降经验修正系数。

基于京津城际和京沪高铁 2 个试验段共 6 个路堤断面的勘察设计资料和沉降观测数据,编制组分析了在路堤荷载作用下,采用 CFG 桩加固深厚松软土层的地基沉降经验修正系数变化规律。结果表明:基于实测数据获得的深厚松软土层条件下高速铁路 CFG 桩复合地基沉降经验修正系数明显大于现行铁路技术规程的推荐值,并给出了深厚软土地层 CFG 桩复合地基沉降经验修正系数建议,见说明表 3.4.4—3。

说明表 3.4.4—3 深厚软土地层 CFG 桩复合地基沉降经验修正系数

压缩模量当量值 \bar{E}_s (MPa)	23	35	42
m_s	0.50	0.40	0.34

路堤下地基沉降分布模式与路基面宽度有关。窄路堤(普通区间路基)地基沉降中心大,两侧边缘小,基底面沉降曲线呈“盆形”;而宽路堤(车站路堤)地基沉降中心小,路肩附近沉降大,基底面沉降曲线呈“马鞍形”。二者产生差异的原因在于:窄路堤下地基内的附加应力体系呈典型的二维平面应变状况,剪切变形的影响波及整个路基,最大沉降发生在路堤中心下;而超宽路堤中部附近的应力状态为一维侧限压缩,而在其以外的两侧范围则为二维平面应变状态,剪切变形仅涉及两侧的剪应力分布区,故中部变形由一维压缩控制,而两侧变形还要叠加上剪切位移,其总变形量就比中部大。当前铁路地基沉降值是采用基底中心的沉降计算值乘以修正系数获得的。修正系数综合考虑了各种因素,其中就包括一维(竖向)压缩和二维平面应变状态的差异,但目前的实测资料未对窄路堤和宽路堤进行区分,因此尚不能分别针对窄路堤和宽路堤提出修正系数。随着后续实测资料的不断丰富,可以逐步建立更完善的修正系数。

3.4.6 地基不仅需有足够的强度来保证路堤的稳定,同时还需有一定的刚度,以保证路基竣工后不致产生过量下沉,影响线路轨道的稳定平顺。

路堤建成后发生的变形、沉降主要有路堤(主要是基床)在列车荷载作用下发生的变形、路堤本体在自重作用下的压密沉降、支撑路基的地基压密沉降。在路堤填料的材质与施工质量有保证的前提下,前两部分的数值是有限的,因此控制路堤沉降主要是指控制地基的工后沉降。由于软土具有压缩性大、渗透系数小、固结时间长等特性,路堤建成后,不仅沉降量大,而且需延续较长时间才能完成。

路基工后沉降量的规定和取值,将直接影响到工程造价和线路的使用性能。不同铁路等级、不同列车运行速度对线路轨道的平顺度和运营养护维修对路基工后沉降量控制都有相应的技术标准和要求。

计算路基的工后沉降,需先弄清楚地基变形与时间的关系。对于饱和软黏土,一般按照饱和土的渗透固结理论,计算不同时期地基土的固结度,进而计算地基土在铺轨时的残余沉降量,加上轨道与列车荷载产生的沉降量,即为工后沉降。对于没有排水通道的地基土,按饱和土的渗透固结理论,其固结将非常缓慢,反应在沉降曲线上,荷载稳定后,其沉降收敛趋势非常缓慢。根据《高速铁路路基工程地基沉降控制技术研究》中的几个试验工点的沉降曲线来看,荷载稳定后,地基土的沉降收敛较快,与饱和黏土的固结状态明显不同,因此对于超固结状态的中低压缩性土采用饱和黏土的渗透固结理论进行工后沉降分析是不合适的。

根据《高速铁路路基工程地基沉降控制技术研究》成果:

(1)对于中低压缩性土,施工期沉降完成比例系数 η 一般为 0.80~0.95,预压 3 个月一般为 0.80~0.85,预压 6 个月一般为 0.85~0.9,预压 12 个月一般为 0.90~0.95,具体视地基土软硬程度、路堤荷载大小及下卧层厚度决定取值。

(2)对于中高压压缩性土,施工期沉降完成比例系数 η 在路基荷载稳定 3 个月后,总沉降完成比例一般为 70%~85%,6 个月一般为 80%~90%,12 个月一般为 85%~95%。

(3)对于高压压缩性土,采用排水固结法为主进行地基处理时,可以采用饱和土的渗透固结理论计算施工期固结沉降,进而计算工后沉降;采用柔性桩、刚性桩为主进行地基处理时,可以根据施工期沉降完成比例,估算工后沉降。荷载稳定 3 个月时复合地基加固区沉降完成比例一般为 85%~95%。

4.1.1 换填垫层法适用于处理各类浅层软弱地基,当在工程范围内上层软弱土较薄,则采用全部换填处理。对于较深厚的软弱土层,通过技术经济比较,也可以只换填上部部分厚度的软弱土层或采用换填与其他地基处理措施相结合的综合方法。

一般复合地基和桩网结构上部会铺设一层加筋垫层,以改善桩土应力比,达到排水和协调变形的效果,其垫层需满足本章加筋

垫层的相关规定。

对于筏板等刚性基础施工前,为架立模板等需要设置的素混凝土或水泥砂浆找平垫层,是施工时的辅助措施,不按本章的换填垫层法进行要求。若铺设砂、砾石或碎石褥垫层,需满足本章加筋垫层的相关规定。

4.1.2 采用换填垫层全部置换厚度不大的软弱土层,可以取得良好的效果。对于铁路路基、站场场坪等工程,采用换填垫层处理上层部分软弱土时,当填高不高、传递到下卧层顶面的附加应力较小时,也可以取得较好的效果。但对于结构刚度差、体型复杂、荷重较大的建筑,由于附加荷载对下卧层的影响较大,如仅换填软弱土层的上部,地基仍将产生较大的变形及不均匀变形,仍有可能对建筑造成破坏。针对不同特点的工程,还需考虑换填材料的强度、稳定性、压力扩散能力、密度、渗透性、耐久性、对环境的影响、价格、来源与消耗等。当换填量大时,首先考虑当地材料的性能及使用条件。此外,还需考虑所能获得的施工机械设备类型、适用条件等综合因素,从而合理地进行换填垫层设计及选择施工方法。如贵南高铁有砟联络线基底岩溶整治设计时,对邻近既有无砟高铁无法压力注浆地段、覆土较薄注浆升压困难地段,采用了基底铺设碎石垫层夹高强度土工布的措施。

4.1.3 不同垫层种类的适用范围参见说明表 4.1.3。

说明表 4.1.3 不同垫层种类的适用范围

垫层种类	适用范围
砂石垫层	多用于铁路工程滨、塘、沟、水田等地段基底的局部处理,适用于一般饱和、非饱和的软弱土和地下黄土地基处理,不适用于湿陷性黄土地基处理、密集基础和动力基础的软土地基处理,砂垫层不适用于地下水流速快、流量大的地层
灰土垫层	适用于含水率较高的软弱地基处理,尤其适用于湿陷性黄土地基处理
水泥土垫层	适用于含水率较低的软弱地基处理
加筋垫层	对靠近岸、边坡边缘的铁路基底,存在路堤滑动稳定时,优先采用

4.2.2 垫层设计需要满足地基的承载力和沉降要求。首先垫层能换除基础下直接承受上部荷载的软弱土层,代之以能满足承载力要求的垫层;其次荷载通过垫层的应力扩散,使下卧层顶面受到的压力满足小于或等于下卧层承载能力的条件;再者基础持力层被低压缩性的垫层代换,能大大减少地基的沉降量。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,对于浅层软弱土厚度不大的工程,采用置换掉全部软弱土。对于需换填的软弱土层,首先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确定垫层的厚度。

压力扩散角需随垫层材料及下卧土层的力学特性差异而定,可以按双层地基的条件来考虑。本规程参照《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 给出垫层材料的压力扩散角参考值。

换填深度过大,常因换填方大、弃土多、施工中易受地下水影响、存在边坡稳定问题等因素,使处理费用较高、工期较长、对环境影响较大等。因此,换填法的处理深度通常控制在 3 m 以内较为合理。

4.2.3 确定垫层底面宽度时,除满足应力扩散的要求外,还需考虑垫层具有足够的宽度及侧面土的强度条件,防止垫层材料向侧边挤出而增大垫层的竖向变形量。最常用的方法是按扩散角法计算垫层宽度,或根据当地经验取值。当 $z/b > 0.5$ 时,垫层厚度较大,按扩散角确定垫层的底宽较宽,而按垫层底面应力计算值分布的应力等值线在垫层底面处的实际分布则较窄。当两者差别较大时,也可以根据应力等值线的形状将垫层剖面做成倒梯形,以节省换填的工程量。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,垫层底面宽度可以适当加大。

4.2.4 结合《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414、《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 等对路基基底换填垫

层压实标准的相关要求,本次修订增加了本条款。对于挡土墙等刚性基础下的换填垫层,考虑上部结构的承载力、差异变形要求较高,可以参考执行现行《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关要求,采用重型击实试验时,压实系数不小于 0.94。路基基底换填垫层一般较厚,其压实标准按垫层所处铁路路基对应部位的压实标准确定。

对于软土未完全挖除的基底换填垫层和复合地基、桩网结构加筋垫层,往往由于下伏软弱地基等因素,现场测试垫层的压实质量,尤其是 K_{30} 难以达到设计指标。根据多年的工程实践经验,采用级配良好的碎石等粗粒填料时,经静压、上部填土荷载等作用后,其密实度可以得到保证,垫层本身后期压缩变形量较小,一般不影响路基工程的变形控制。当变形要求极其严格时,可以参考《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012 对振冲碎石桩和沉管砂石桩、水泥土搅拌桩、旋喷桩、夯实水泥土桩、水泥粉煤灰碎石桩、柱锤冲扩桩等复合地基桩顶垫层要求夯填度(夯实后的厚度与虚铺厚度的比值)不大于 0.9 或压实系数不小于 0.9,作为现场施工质量控制的参考指标。

4.2.6 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、砾石及砂垫层,在地基变形计算中,可以忽略垫层自身部分的变形值。但对于细粒材料特别是换填厚度较大时,需计入垫层自身的变形。

4.2.8 根据《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414、《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 等标准的相关条款,对砂(碎石)垫层的细粒含量进行了统一规定。

工程要求垫层具有排水功能时,垫层材料需具有良好的透水性,一般建议渗透系数不小于 5×10^{-3} cm/s。

4.2.9 加筋垫层土工合成材料需选用耐久性好的土工格栅、土工格室或土工织物等,需具有高强度、低延伸率、蠕变性小、不易脆性破坏、抗拔能力强、耐腐蚀和耐久性好等性能,其变形与地基的变

形相协调。需结合填料的类型,根据工程特性、加固措施和地基土条件,按照现行国家及行业标准综合选用,特殊情况时以设计工况下的应变和模量作为土工合成材料的设计指标,确定材料的类型、设计强度。

土工合成材料单独用于地基垫层加筋补强时,一般受稳定性控制,需有相对较高的抗拉强度。结合目前路基工程的应用情况,土工格栅的极限抗拉强度一般不小于 50 kN/m,对应的双向经编涤纶土工格栅断裂伸长率一般不大于 13%,单向拉伸塑料土工格栅断裂伸长率不大于 10%,双向焊接聚酯土工格栅断裂伸长率不大于 8%,设计时可以视需要选择土工合成材料类型。

垫层加筋单独应用时,土工格栅或土工布极限抗拉强度不小于 50 kN/m。用于排水固结地基垫层中的土工布,垂直渗透系数不小于 5×10^{-3} cm/s。土工格室高度不低于 100 mm,结点间距不大于 200 mm,格室片厚度不小于 1.1 mm;格室片抗拉屈服强度不小于 20 MPa,结点剥离强度不小于 10 kN/m。

4.3.1 垫层施工前除核对开挖范围和深度外,还需加强基底地质条件的核查。

4.4.2 ~ 4.4.4 根据《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414、《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 的相关条款,垫层压实质量需符合设计要求,灰土垫层、水泥土垫层分层压实质量需满足垫层所在路基相应部位的压实质量标准。依据 TB 10414、TB 10751 和《铁路路基设计规范》TB 10001,压实质量检验一般采用双控,普通填料、物理改良土检测压实系数和地基系数,化学改良土检测压实系数和无侧限抗压强度,位于基床或过渡段部位的 A 组填料、级配碎石(含水泥级配碎石)检测压实系数、地基系数和动态变形模量。

根据路基工程验收标准,增加了地基系数检验标准。刚性基础的基底换填质量检验参考《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 相关条款进行了修改。

加筋垫层质量检验包含土工合成材料的质量检验(如外观质量、必要的技术性能指标检验)和实体工程质量检验。实体工程质量检验是指对涉及土工合成材料的实体工程进行质量检验,如土工合成材料的铺设、搭接、间距等要求。换填垫层的压实质量检验,普通填料和物理改良土垫层需检测压实系数和地基系数,灰土垫层和水泥土垫层需检测压实系数和无侧限抗压强度,位于过渡段或基床部位时,还需根据填料类型检测动态变形模量。换填垫层的质量检验数量和方法按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

挡土墙、涵洞等单体工程刚性构筑物对地基承载力有严格要求,采用换填垫层法处理其基础时,对处理段内地基条件相似的挡墙或涵洞基础需通过载荷试验进行承载力检验,检验点不少于 2 处。

5.1.1 冲击碾压施工是采用冲击式压实机(一种高振低频率的新型压实设备),配备压实轮,压实轮在牵引拖动行驶滚动中将高位势能转化为动能对地面进行冲击从而对土体的深层产生较强的冲击能量,同时辅以滚压、揉压的综合作用,使土石颗粒之间发生位移、变形和剪切,随着土石密实度增加,其影响深度也逐渐增加,从而使土体深层随着冲击波的传播得到压实。能有效减少路基的工后沉降量,大大改善不均匀沉降而形成的道路病害,提高路基的整体强度和均匀性,对于暴露地基或路基的内部缺陷、避免隐患、提高施工质量等具有显著的效果。由于冲击碾压具有加固效果显著、适用土类广、设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料和施工费用低等优点,我国 20 世纪 90 年代引进此法后在高速公路施工中迅速得到推广应用。大量工程实例证明,它能够对碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等天然地面进行地基处理。对于湿陷性黄土,冲击(振动)碾压处理适用于地下水位以上, $S_r \leq 60\%$ 的湿陷性黄土,可以处理的湿陷性黄土层厚度为 1 m ~ 3 m。

振动碾压是采用振动压路机,利用压路机滚筒内装置旋转偏心轮产生的惯性力使压路机撞击、压实路面,振动力比压路机自重大几倍。20世纪40年代欧洲开发出振动压路机后得到迅速推广,70年代后随着液压控制技术和计算机技术不断发展,逐步实现了振动频率与振动幅度的无级连续调节,进一步改善了压实效果。

5.1.3 虽然我国许多工程采用了冲击碾压技术,但各地的土质、冲击压路机的型号、应用条件等各不相同,其压实效果、施工工艺、质量控制亦不相同。如路基冲压补压20遍后沉降量少的不到30 mm,多的达70 mm左右;路堤冲击补压沉降量达100 mm以上;地基和路堑的冲击碾压效果等与土质条件、冲击压路机型号等密切相关。因此,施工前需选取代表性场地修筑试验路段。

5.2.2 在目前冲击压路机产品介绍里一般都注明影响深度为4 m~5 m,但无据可查。对于强夯夯实土基, Menard 提出过一个影响深度经验公式(参见条文说明第6.2.4条)。由于该公式估算值较实测值大,国内外相继发表了一些文章,建议对 Menard 公式进行修正,修正系数范围大致为0.34~0.80,根据不同土类选用不同修正系数。

当 YCT25 型冲击压路机行驶速度为12 km/h,在湿陷性黄土作业时,根据修正后的公式计算得到加固深度为3.89 m,由于强夯的作用能量相比冲击碾压大一个数量级,因而所推算的结果仅供参考。在河北宣大高速公路和浙江嘉兴路段进行冲击碾压检测时,分别得到了影响深度在4 m以上、2.5 m以上,冲击压路机的冲击力在2 000 kN左右,介于现有超重吨位拖式振动压路机(YZTY25)最大激振力(600 kN)和强夯机夯击力(10 000 kN以上)之间。

兰新铁路第二双线对戈壁圆砾土地基进行了振动碾压、冲击碾压的对比试验,通过动力触探试验表明,影响深度均在1.5 m左右,但是冲击碾压地表下沉量约64 mm,振动碾压下沉量约41 mm

冲击碾压地表下沉量相对较大。

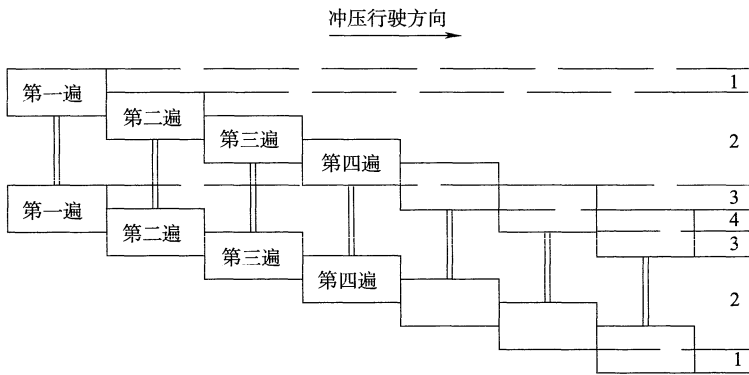
鉴于目前振动碾压和冲击碾压还没有一套成熟的理论和设计计算方法,因此有效压实深度和加固效果需根据现场试验来确定。

5.2.4 冲击压路机多为双轮式,两冲击轮外边缘宽度为 296 cm,冲压时需错轮才能压满场地。由于冲击压路机行驶速度快(一般为 9 km/h ~ 12 km/h),为安全起见,路基越高则距路基边缘的距离(一般为 1 m)需越大,因此一般情况路基的宽度不小于 6 m,对于原地面则可以适当放宽。冲击效果与速度密切相关,为了保证一定的行驶速度需要一定的工作面积(排除了需避让的构造物之后能够冲压的净面积),牵引式冲击压路机长度超过 10 m,转弯半径较大,故其工作面面积要求略大。

5.3.2 冲击碾压遍数即冲击轮通过工作面的次数。由于每一工点采用的冲击压路机的型号、土质类型、填料密实度等不同,故冲击碾压施工的遍数需根据设计要求的压实度和沉降量控制值通过现场试验确定。或现场施工时以冲击轮轮迹高差小于 15 mm 来控制冲击碾压次数。

冲击碾压采用来回错轮的方式,轮迹之间不重叠,由于轮隙宽度大于轮宽,错轮时横向上留有 26 cm 的空隙,纵向上由于冲击碾压时落点的面积有限(与工作面的刚度有关),不能压到每个点,但冲击压力呈($45^\circ - \varphi/2$)的角度扩散,表层下面的压实效果相互交叉重叠。对于表层部分经数十遍错轮冲压之后已均匀,这已在众多工程中得到验证。我国的冲击压路机型号多,技术参数有所不同,整机定型数量较多的是双轮冲击压路机,两冲击轮之间的外部宽度为 296 cm,轮宽 90 cm,轮隙宽度 116 cm,对此型冲击压路机冲压 1 次的计算压实宽度为 2 m,经错一个轮宽冲压 1 个来回后,计算冲压宽度为 4 m,按此方法计算,整个场地全部压完 1 次为碾压一遍。对于单轮冲击压路机则按轮宽计算,全部场地通过一次为一遍。目前对于冲击碾压的合理方式尚有不同的理解,如有人认为冲击碾压时冲击轮横向需重叠 1/4 或 1/2 等,按此方式全

部场地通过1次算一遍。如说明图 5.3.2 所示为横向重叠 1/2 的情况,按此方式排列冲击碾压,则会在横向上出现 1 遍、2 遍、3 遍、4 遍等不同的冲压区域,造成整个场地冲压极不均匀,故条文未按此方式横向排列与计算遍数。采用错轮而不重叠轮迹的冲压方法是合理科学的,沿着固定的线路行驶也是最经济有效的。对于纵向排列,每遍需错 1/6 周长,这样每次冲击工作面波峰,有利于冲击点的满布、均匀,增强冲压整体效果。



说明图 5.3.2 冲击轮重叠 1/2 后行驶冲压示意图

5.3.3 冲击压路机是 3~5 瓣的凸轮构成的轮式压路机,由配套的重型工业拖车在前面牵引。功率大于 300 kW 的履带牵引车,因其运行速度大于 9 km/h,速度稳定,满足冲击压路机的使用条件。其冲击碾压效果好,压实度提高快,影响深度大,运行平稳,驾驶员不易疲劳。但行驶速度过快时会使冲击轮蹦离地面,与地面的接触时间短,不利于冲击力的传播与土体压实,也容易损坏机器。功率大于 160 kW 的拖拉机或装载机牵引车,因其运行速度为 6 km/h~9 km/h,不满足冲击压路机的使用要求;同时冲击能量太小,压实效果不好,降低压实效率,影响压实深度。所以,冲击碾压速度建议为 10 km/h~12 km/h。冲击压路机的自重、压实力与碾压速度

关系见说明表 5.3.3。

说明表 5.3.3 冲击压路机的自重、压实力与碾压速度关系

机 型	碾压速度 (km/h)						
	12	10	9	8	7	6	5
	压实力 (t)						
YCT20(自重 12 t)	320	220	180	140	110	80	55
YCT25(自重 16 t)	500	350	280	220	170	125	87

6.1.1 强夯法又名动力固结法或动力压实法。这种方法是反复将夯锤提到一定高度使其自由落下,通过冲击和振动能量使地基密实,从而提高地基的承载力并降低其压缩性,改善地基性能。大量工程实例证明,强夯法用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基,一般均能取得较好的效果。对于成分复杂的杂填土,需要加强现场试验。

强夯置换法是采用在夯坑内回填块石、碎石等粗颗粒材料,用夯锤夯击形成连续的强夯置换墩,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。当地下水位和处理土层深度较厚、实际施工难度较大时,需限制采用。

6.1.2 强夯法已在工程中得到广泛的应用,有关强夯机理的研究也在不断深入,并取得了一批研究成果,但还没有一套成熟的设计计算方法。因此规定在强夯前,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,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,则改变设计参数。在进行试夯时也可以采用不同设计参数的方案进行比较,择优选用。

强夯置换法具有加固效果显著、施工期短、施工费用低等优点。但个别工程因设计、施工不当,出现施工中碎石消耗量大幅度增加及加固后下沉较大或墩体与墩间土下沉不等的情况,因此,采用强夯置换法前,要通过现场试验确定其适用性和处理效果,否则

不能采用。

6.2.1 由于基础的应力扩散作用,强夯处理范围要大于铁路路基及建筑物基础范围,具体放大范围应根据路基技术标准及填高、建筑结构类型和重要性等因素考虑确定。

6.2.3 夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置根据基底平面形状进行布置,同时还要考虑上部荷载情况和施工等因素。

6.2.4 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 :

$$H = \sqrt{Mh} \quad (\text{说明 } 6.2.4)$$

式中 M ——夯锤质量(t)。

h ——落距(m)。

国内外大量试验研究和工程实测资料表明,采用上述梅那公式估算有效加固深度将会得出偏大的结果。从梅那公式中可以看出,其影响深度仅与夯锤重和落距有关。而实际上影响有效加固深度的因素很多,除了夯锤重和落距以外,夯击次数、锤底单位压力、地基土性质、不同土层的厚度和埋藏顺序以及地下水位等都与有效加固深度有着密切的关系,目前尚无适用的计算式,所以本条规定有效加固深度根据现场试夯或当地经验确定。

考虑设计人员选择地基处理方法的需要,有必要提出有效加固深度的预估方法。本规程表 6.2.4 数据来源于《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012,系根据大量工程实测资料的归纳和工程经验的总结制定的。

6.2.5 夯击次数是强夯设计中的一个重要参数,对于不同地基土来说夯击次数也不同。夯击次数通过现场试夯确定,常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定原则。建议从现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定,同时夯坑周围地面不发

生过大的隆起。因为隆起量太大,说明夯击效率降低,则夯击次数要适当减少。此外,还要考虑施工方便,不能因夯坑过深而发生提锤困难的情况。

6.2.6 夯击遍数根据地基土的性质确定。一般来说,由粗颗粒土组成的渗透性强的地基,夯击遍数可以少些。反之,由细颗粒土组成的渗透性弱的地基,夯击遍数要求多些。根据工程经验,对于大多数工程采用夯击遍数2~4遍,最后再以低能量满夯2遍,一般均能取得较好的夯击效果。对于渗透性差的细颗粒土地基,建议夯击遍数适当增加。

由于表层土是基础的主要持力层,如处理均匀性不好,将会增加上部结构的沉降和不均匀沉降。因此,要重视满夯的夯实效果。

6.2.7 两遍夯击之间须有一定的时间间隔,目的是等待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。建议在试夯前在地基土中埋设孔隙水压力计,通过试夯后超静孔隙水压力的消散监测资料来确定两遍夯击之间的间隔时间。当缺少实测资料时,间隔时间根据地基土的渗透性按本条规定采用。

6.2.8 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,夯击间距不建议过小。当要求处理深度较大时,第一遍的夯击间距不建议过小,以免夯击时在浅层形成密实层而影响夯击能往深层传递。

6.2.10 置换墩一般穿透软土层,到达较硬土层上,使墩身承载力能够得到保证,同时减少墩下地基的沉降。

6.2.13 累计夯沉量指单个夯点在每一击下夯沉量的总和,累计夯沉量为设计墩长的1.5~2.0倍以上,主要是保证夯墩的密实度与着底。

6.2.16 强夯置换时地面不可避免要抬高,特别在饱和黏性土中,根据有限资料,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小,在试夯时仔细记录,做出合理的估计。

6.3.1 根据要求处理的深度和起重机的起重能力选择强夯夯锤质量。夯锤底面形式是否合理,在一定程度上会影响夯击效果。正方形锤起吊时由于夯锤旋转,不能保证前后几次夯击的夯坑重合,故常出现锤角与夯坑侧壁相接触的现象,因而使一部分夯击能消耗在坑壁上,影响了夯击效果,而圆形锤或多边形锤不存在此缺点,效果较好。

6.4.2 经强夯及强夯置换处理后的地基,其强度是随着时间增长而逐步恢复和提高的。因此,质量检验需在施工结束间隔一定时间后方能进行。其间隔时间需根据土的性质而定。

6.4.3、6.4.4 强夯及强夯置换的质量检验数量按《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

7.1.1 排水固结法一般用于堆载预压法和真空预压法,对于在持续荷载作用下体积会发生很大压缩,强度会明显增长的土,这种方法特别适用。对超固结土,只有当土层的有效上覆压力与预压荷载所产生的应力水平明显大于土的先期固结压力时,土层才会发生明显的压缩。对泥炭土、有机质土和其他次固结变形占很大比例的土效果较差,只有当主固结变形与次固结变形相比所占比例较大时才有明显效果。

排水固结结合填土堆载、真空预压处理地基是一种传统的地基处理措施,处理饱和黏性土具有造价低廉等特点。但由于这种方法沉降大、沉降稳定时间长且质量不易控制,使用时需加强对周边建筑物、构筑物、道路及地下管线等变形监测及评估。若用于正线及到发线地基处理时,需进行现场试验及专项工后沉降评估。

通常,当软土层厚度小于 4.0 m 时,可以采用天然地基堆载预压处理,当软土层厚度超过 4.0 m 时,为加速预压过程,采用塑料排水带、袋装砂井等竖向排水预压处理地基。对于含水平砂夹层

的黏性土,因其具有较好的横向排水性能,不用竖向排水体处理也能获得良好的固结效果。对真空预压工程,需在地基内设置排水竖井。

7.1.5 对于采用填土超载预压或真空预压工程,什么条件下可以卸载,这是工程上很关心的问题。设计时,需根据所估算的总沉降量和容许工后沉降值,确定预压期间需达到的固结度。按照工期要求,选择袋装砂井或塑料排水板的直径、间距、深度和排列方式,确定预压荷载大小和预压时间,使在预定工期内通过预压完成设计所要求的变形量,使卸载后的工后沉降满足要求。

7.2.1 对于路基工程,真空预压区边缘至路堤坡脚即可。对于要求沉降均匀的工程,考虑到真空预压区边缘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,预压区大于建筑物基础轮廓线,且不小于 3.0 m。

7.2.10 预压荷载大小根据预压时间内要求完成的变形量通过计算确定,并使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于荷载引起的相应点的附加应力。

填筑速率及分级高度根据地基土的强度确定。当天然地基土的强度满足地基稳定性要求时,可以进行一次性加载,否则根据计算分析进行分级加载,前一级填土荷载下地基土强度增长需满足下一级荷载下地基的稳定性要求。当稳定性不满足要求时,根据设计需要在垫层内设置土工布、土工格栅、土工格室等土工合成材料加筋补强以提高稳定性。

7.2.12 地基表层存在良好透气层或在袋装砂井、塑料排水板处理范围内有充足水源补给的透水层时,抽真空时将会产生漏气、透水,影响真空预压加固效果。当透水、透气地层较薄时,一般在加固区周界打设隔离桩隔断透气、透水通道;当透水、透气地层较厚时,隔离较为困难时,则需评估真空预压措施的适用性。

7.2.13 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。根据国内许多工程经验,膜下真空度一般都能

达到 80 kPa ~ 85 kPa 以上。

7.2.14 抽真空初期,由于膜下砂垫层与袋装砂井或塑料排水板、地基土中真空度差值较大,真空泵不仅要克服阻力排除加固区地基土中的水、气,还要排除加固区以外进入的水、气,故所需能量较大。工程经验表明,初期按面积 $1\ 000\ \text{m}^2 \sim 1\ 500\ \text{m}^2$ 配备一台真空泵是合理的。抽真空一段时间后,随着袋装砂井或塑料排水及地基土中真空度增长至基本稳定值,真空泵的作用主要是排除加固区周界进入加固区的水、气,维持加固区地基土中真空度,所需能量大为减少,真空泵的数量也相应减少,与抽真空初期相比,一台真空泵能维持更大的加固面积。武汉新区梅子路真空-堆载联合预压试验工程资料表明,抽真空 2 ~ 3 个月后,一台 7.5 kW 真空泵可以维持 $4\ 300\ \text{m}^2 \sim 4\ 700\ \text{m}^2$ 的加固面积,膜下真空度仍保持在 90 kPa 左右。

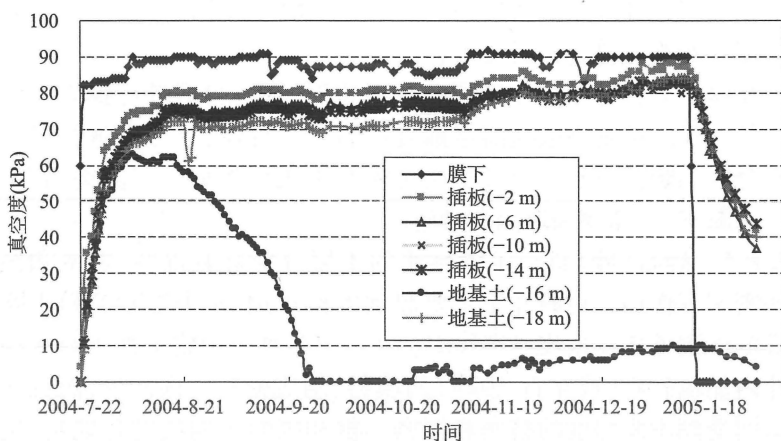
7.2.15 真空度在地基土中的影响深度及传递规律与堆载所产生附加应力影响深度及传递规律存在明显不同,地基沉降计算时不能简单地将真空荷载等效于堆载荷载。

真空预压有效加固范围取决于真空度沿竖向在地基土中的有效传递,一般认为,真空预压的有效加固范围为袋装砂井或塑料排水板底部以下 2 m ~ 3 m 以上。

真空度在地基土中传递规律与堆载预压附加应力传递也有较大区别,武汉新区梅子路真空-堆载联合预压试验工程对膜下、塑料排水板、加固区地基土中真空度的测试资料(说明图 7.2.15)表明,在膜下真空度保持在 85 kPa ~ 90 kPa 的条件下,塑料排水板及地基土中真空度在 30 d ~ 40 d 后能达 70 kPa ~ 80 kPa 的稳定值,沿深度方向基本无衰减。

7.3.1 由于砂袋中的干砂放入井孔被水浸泡等原因,体积缩小,产生下沉,因此需进行补砂。

7.3.2 根据国内外施工经验,塑料排水板施工常采用管靴来避免打设时泥土进入套管,并使塑料排水板底端较好地锚固于地基中,



说明图 7.2.15 膜下、塑料排水板及地基土中真空度随时间变化曲线

防止套管打设深度过大时产生大变形,从而确保塑料排水板的打设质量与进度。

7.3.4 塑料排水板打设后,常在垫层形成孔洞。此孔洞要及时用垫层砂土回填,否则可能造成如下危害:①在塑料排水板和垫层间混入黏性土,隔断排水板与砂垫层的联系,影响排水效果;②孔洞长期存在,影响加固地基表层的加固质量。回填时最好先将孔洞中充水,用水中倒砂法慢慢填满,切忌一次大量干填。

7.3.8 为保证仅采用堆载预压情况下路基填筑施工的安全,需控制填土速率,保证地基固结时间,以提高地基土的抗剪强度和稳定性,防止加荷速度过快使地基产生剪切破坏。填筑速率常常以边桩位移速率和地面沉降速率进行控制,路堤中心地面沉降速率不大于 10 mm/d,坡脚水平位移速率不大于 5 mm/d,并结合位移和沉降发展趋势进行综合分析。

7.3.10 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,在真空管路中设置止回阀和截

止阀。当预计停泵时间超过 24 h 时,则关闭截止阀。所用止回阀及截止阀都需符合密封要求。

7.3.12 当相邻分区不能同步抽真空时,在一分区进行抽真空而相邻分区未抽真空或提前停抽真空后,两分区交界处未进行抽真空分区的竖向排水体及砂垫层可能与加固区形成空气流通通道,造成漏气,故需要采取隔离措施。

8.1.1 碎石(砂)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、砂等)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,压缩性降低,并可以消除土层的液化。国内外的实际工程经验证明碎石桩法处理砂土及填土地基效果显著,并已得到广泛应用。

碎石(砂)桩处理可液化地基的有效性已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实。

碎石(砂)桩用于处理软土地基,国内外也有较多的实例。但由于软黏土含水量高、透水性差,碎石(砂)桩很难发挥挤密效用,其主要作用是部分置换并与软黏土构成复合地基,同时加速软土的排水固结,从而增大地基土的强度,提高软基的承载力,但桩身仍属于致密的非连续体,碎石(砂)桩加固的软土地基后期沉降较大。用碎石桩处理饱和软黏土地基,最好通过现场试验后确定是否采用。

8.1.2 碎石(砂)桩处理设计目前还处于半理论半经验状态,这是因为一些计算方法都还不够成熟,某些设计参数也只能凭工程经验选定。因此,在正式施工前要通过现场试验确定其适用性、施工工艺和施工参数。

8.2.1 本条规定碎石(砂)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,考虑到外围的 2~3 排桩

挤密效果较差,提出加宽1~2排桩,原地基越松则加宽越多。

碎石(砂)桩用于处理液化地基,原则上要确保建筑物的安全使用。建筑物外需要处理的宽度目前尚无统一标准,美国经验取等于处理的深度,但根据日本和我国有关单位的模型试验得到的结果为处理深度的2/3。同时根据日本用砂石桩处理的地基经过地震考验的结果,说明需处理的宽度比处理深度的2/3小,据此定出不小于处理深度的1/2。

8.2.2 碎石(砂)桩的平面布置采用正三角形或正方形。对于砂土地基,因靠碎石(砂)桩的挤密提高桩周土的密度,所以采用等边三角形更有利,它使地基挤密较为均匀;对于软黏土地基,主要靠置换,因而选用任何一种均可。

8.2.4 碎石(砂)桩直径的大小取决于施工设备桩管的大小和地基土的条件。小直径桩管挤密质量较均匀但施工效率低;大直径桩管需要较大的机械能力,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料多,不易使桩周土挤密均匀。对于软黏土选用大直径桩管以减小对原地基土的扰动程度,同时置换率较大可以提高处理的效果。沉管法施工时,设计成桩与套管直径比不大于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、效率低也会给施工带来困难。

振冲碎石(砂)桩根据振冲器功率大小布置桩间距,30 kW振冲器布桩间距采用1.0 m~1.5 m;55 kW振冲器布桩间距采用1.4 m~2.5 m;75 kW振冲器布桩间距采用1.5 m~3.0 m。荷载大或对黏性土采用较小的间距,荷载小或对砂土采用较大的间距。

锤击碎石(砂)桩桩间距采用1.0 m~2.0 m;碎石(砂)桩按抗液化设计时,桩间距不大于式(8.2.4—1)或式(8.2.4—2)的要求。

8.2.5 关于碎石(砂)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,桩长需要达到滑动弧面之下,当软土层厚度

不大时,桩长超过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化曲线也是确定桩长的主要资料。

对可液化的砂层,为保证处理效果;一般桩长需要穿透液化层。

8.2.6 碎石垫层起水平排水的作用,有利于施工后土层加快固结,更大的作用在于碎石(砂)桩顶部采用碎石垫层可以起到明显的应力扩散作用,从而提高复合地基承载力,减少地基变形量。在大面积振冲处理的地基中,如局部基础下有较薄的软土,要考虑加大垫层厚度。

8.2.7 填料的作用,一方面是填充在振冲器上拔后在土中留下的孔洞,另一方面是利用其作为传力介质,在振冲器的水平振动下通过连续加填料将桩间土进一步振挤加密。

沉管法施工时,填料的颗粒尺寸与桩管的直径和桩尖构造有关,为方便施工时顺利出料,最大粒径不大于 50 mm;振冲法施工时,桩体材料的最大粒径与振冲器的外径和功率有关,通常为 20 mm ~ 80 mm,但在强度很低的软土中采用大粒径(最大粒径超过 200 mm)填料效果更好。振冲法施工常用的填料粒径:30 kW 振冲器 20 mm ~ 80 mm,55 kW 振冲器 30 mm ~ 100 mm,75 kW 振冲器 40 mm ~ 150 mm。

8.2.8 作用于碎石(砂)桩顶的荷载如果足够大,桩体发生破坏,因此要确定碎石(砂)桩单桩极限承载力。由于碎石(砂)桩桩体均由散体土颗粒组成,其桩体的承载力主要取决于桩间土的侧向约束能力,估算碎石(砂)桩的单桩极限承载力采用侧向极限应力法。

$$f_{pu} = \sigma_{ru} K_p = \sigma_{ru} \tan^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (\text{说明式 } 8.2.8-1)$$

$$f_{pu} = (14 \sim 25) c_u \quad (\text{说明式 } 8.2.8-2)$$

$$R_u = A_p f_{pu} \quad (\text{说明式 } 8.2.8-3)$$

式中 f_{pu} ——桩体极限承载力(kPa)；
 R_u ——单桩承载力极限值(kN)；
 σ_{ru} ——桩体侧向极限应力(kPa)；
 c_u ——桩间土的不排水抗剪强度(kPa)，其值用现场十字板剪切试验确定；
 φ_p ——桩体内摩擦角(°)；
 A_p ——桩体面积(m²)。

本程式(8.2.8—3)是根据多年来的实践经验总结出来的。实测的桩土应力比 n 值多数为 2~5，为此，条文中建议桩土应力比取 2~4。

8.2.9 碎石桩采用碎石做桩体，稳定计算时，碎石的内摩擦角 φ_p 一般采用 35°~45°，多数为 38°。对粒径较小(≤50 mm)的碎石并且原土为黏性土， φ_p 一般采用 38°；对粒径较大(最大为 100 mm)的碎石并且原土为粉质土， φ_p 一般采用 42°；对卵石或砂卵石， φ_p 一般采用 38°。

8.3.5 要保证碎石(砂)桩的质量，要符合密实电流、填料量、留振时间的规定。

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。瞬时电流值有时可以高达 100 A 以上，但只要把振冲器停住不下降，电流值立即变小。可见瞬时电流并不真正反映填料的密实程度。只有让振冲器在固定深度上振动一定时间(称为留振时间)而电流稳定在某一数值，这一稳定电流才能代表填料的密实程度。要求稳定电流值超过规定的密实电流值，该段桩体才算制作完毕。

其次，要控制好填料量。施工中加填料不能过猛，原则上要“少吃多餐”，即要勤加料，但每批不能加得太多。值得注意的是在制作最深处桩体时，为达到规定密实电流所需的填料远比制作其他部分桩体多。有时这段桩体的填料量能占整根桩总填料量的 1/4 到 1/3。这是因为初始阶段加的料有相当一部分从孔口向孔

底下落过程中被黏留在某些深度的孔壁上,只有少量能落到孔底。另一个原因是如果控制不当,压力水有可能造成超深,从而使孔底填料量剧增。第三个原因是孔底遇到了事先不知道的局部软弱土层,这也能使填料用量超过正常用量。

振冲法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,为避免对环境造成影响,在场地上要事先开挖排泥水沟和设置沉淀池。施工时用泥浆泵将返出的泥水集中抽入池内,在城市施工,当泥水量不大时可以用水车拉走。

8.3.8 振动沉桩施工中要控制好拔管速度。沉管碎石(砂)桩在不同软硬层交界处易出现断桩,裂痕呈水平或略倾斜,在饱和的淤泥或淤泥质软土地基中则易发生瓶颈桩,因此在软硬层交界处和穿越软弱土层时的拔管速度严格控制在 0.5 m/min 以内。同时控制拔管高度和反插深度,确保桩管内有足够的砂石料。

8.3.10 锤击沉桩施工,分段填充工序是制桩的关键,其质量对桩身密度和桩周土挤密效果有决定性影响。要根据地层性质和桩长、桩径合理选择每个填充循环的提管高度、填料数量、冲程落高和冲击次数,以确保制桩质量。

8.4.2 ~ 8.4.4 由于在制桩过程中原状土的结构受到不同程度的扰动,强度会有所降低,饱和土地基在桩周围一定范围内,土的孔隙水压力上升。待休置一段时间后,孔隙水压力会消散,强度会逐渐恢复,恢复期的长短是根据土的性质而定,原则上需要待孔压消散后进行检验。黏性土孔隙水压力消散需要的时间较长,砂土则很快。根据实际工程经验规定饱和黏性土为 28 d,粉土、砂土和杂填土可以适当减少。

9.1.1 灰土挤密桩或水泥土挤密桩通过成孔过程中的横向挤压作用,桩孔内的土被挤向周围,使桩间土得以挤密,然后将备好的灰土或水泥土分层填入桩孔内,并分层捣实至设计高程。用灰土分层夯实的桩体,称为灰土挤密桩;用水泥土分层夯实的桩体,称为水泥土挤密桩。二者分别与挤密的桩间土组成复合地基,共同

承受上部荷载。

大量的试验研究资料和工程实践表明,灰土挤密桩和水泥土挤密桩用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土、杂填土等地基,不论是消除土的湿陷性还是提高承载力都是有效的。当土的含水率低于 12% 时,成孔较困难,且对灰土挤密桩中的消石灰水解提供水分不足;当土的含水率大于 24%、饱和度超过 65% 时,在成孔及拔管过程中,桩孔及其周围容易缩颈和隆起,或成桩后桩芯软化,挤密效果差。故对于含水率小于 12% 或含水量大于 24%、饱和度大于 65% 以及地下水位以下、毛细饱和带的地基土层,需慎用灰土(水泥土)挤密桩。

基底下 3 m 以内的湿陷性黄土、素填土、杂填土,采用挤密桩处理不经济,通常采用土(或灰土)垫层或强夯等方法处理。大于 15 m 的土层,由于成孔设备限制,一般采用其他方法处理。故处理深度建议为 3 m ~ 15 m,基本上符合陕西、甘肃和山西等地的情况。

灰土挤密桩和水泥土挤密桩在消除土的湿陷性和减小渗透性方面,其效果基本相同,差别不明显,但灰土挤密桩地基的承载力和水稳性不及水泥土挤密桩,选用时,根据工程要求和处理地基的目的确定。

对变形控制要求不高的区域,例如铁路等级较低的 I、II 级铁路,有可靠经验时,灰土也可以采用素土替代。

9.1.2 灰土挤密桩和水泥土挤密桩是一种比较成熟的地基处理方法,自 20 世纪 60 年代以来,在陕西、甘肃等湿陷性黄土地区的工业与民用建筑的地基处理中已广泛使用,积累了一定的经验。对一般工程,施工前在现场不进行成孔挤密等试验,不致产生不良后果,并有利于加快地基处理的施工进度。但在缺乏建筑经验的地区和对工后沉降、不均匀沉降有严格限制的重要工程,施工前按设计要求进行现场试验和试验性施工,以确定施工工艺、施工参数,对确保地基处理质量,查明其效果都很有必要。

试验内容包括成孔、孔内夯实质量、桩间土的挤密情况、单桩和桩间土以及单桩或多桩复合地基的承载力等。

9.2.1 局部处理地基的宽度超出基础底面边缘一定范围,主要在于改善应力扩散,增强地基的稳定性,防止基底下被处理的土层在基础荷载作用下受水浸湿时产生侧向挤出,并使处理与未处理接触面的土体保持稳定。为此,本条规定挤密桩处理范围大于路基基底面积。对一般地基,在路基基础外缘扩大1~2排桩,并建议不小于2m。对自重湿陷性黄土地基,处理范围至坡脚或基础外不小于3m。

9.2.3、9.2.4 条文对灰土挤密桩和水泥土挤密桩处理地基的深度作了原则性规定,具体深度由设计根据现场土质情况、工程要求和成孔设备等因素综合确定。

当以消除地基土的湿陷性为主要目的时,在非自重湿陷性黄土场地,一般将附加应力与土的饱和自重应力之和大于湿陷起始压力的全部土层进行处理,或处理至地基压缩层的下限为止;在自重湿陷性黄土场地,一般处理至非湿陷性黄土层顶面为止。

对湿陷性黄土地基,按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑标准》GB 50025的有关规定执行。

当挤密法处理深度较大时,才能够充分体现预钻孔的优势。在处理深度不太大的情况下,采用不预钻孔的挤密法比采用预钻孔的挤密法更加优越。因为此时在处理效果相同的条件下,前者的孔心距将大于后者(指与挤密填料孔直径的相对比值),后者需要增加孔内的取土量和填料量,而前者没有取土量,孔内填料量比后者少。为此,在条文中规定了挤密处理深度大于12m时,一般采用预钻孔。

9.2.5 当为消除黄土、素填土和杂填土的湿陷性而处理地基时,桩孔内用灰土作填料,能够满足工程要求,当同时要求提高其承载力或水稳性时,桩孔内用水泥土作填料较合适。

为防止填入桩孔内的灰土吸水后产生膨胀,不能使用生石灰

与土拌和,而用消解后的石灰与黄土或其他黏性土拌和。石灰富含钙离子,与土混合后产生离子交换作用,在较短时间内便成为凝硬性材料,因此拌和后的灰土放置时间不要太长,并最好于当日使用完毕。

由于桩体是用松散状态的灰土、水泥土经夯实而成,桩体的夯实质量一般用土的干密度表示,土的干密度大,说明夯实质量好,反之,则差。桩体的夯实质量一般通过测定全部深度内土的干密度确定,然后将其换算为平均压实系数 $\bar{\lambda}$ 。进行评定。桩体土的干密度取样:自桩顶向下0.5 m起,每1 m不少于2点(1组),即桩孔内距桩孔边缘50 mm处1点,桩孔中心(即1/2)处1点,当桩长大于6 m时,全部深度内取样点不少于12点(6组);当桩长小于6 m,全部深度内的取样点不少于10点(5组)。

桩体土的平均压实系数 $\bar{\lambda}$,是根据桩孔全部深度内的平均干密度与室内击实试验求得填料(灰土或水泥土)在最优含水率状态下的最大干密度的比值,即 $\bar{\lambda} = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{dmax}}$ 。 $\bar{\rho}_{d1}$ 为桩孔全部深度内的填料(灰土或水泥土)经分层夯实的平均干密度, ρ_{dmax} 为桩孔内的填料(灰土或水泥土)通过击实试验求得最优含水率状态下的最大干密度。

本条规定用灰土或水泥土填孔,桩体内的平均压实系数 $\bar{\lambda}$ 。不小于0.97。

9.2.6 灰土填料中的土不仅作填料用,而且参与化学作用,尤其是土中的黏粒或胶粒具有一定活性和胶结性,含量越多,灰土强度越高。土的粒径不宜过大,本条规定土块最大粒径不得大于15 mm。

9.2.7 有些挤密桩复合地基完工后,桩顶的地面隆起出现裂缝,或垫层完成后,在垫层上隆起出现裂缝,这是挤密桩一部分膨胀力向上释放的结果,实际上等于削弱了挤密桩的挤密作用。为避免

这种能量的消耗,在桩顶高程以上设置 300 mm ~ 600 mm 厚的加筋垫层密实封顶。有的工程复合地基完工之后,虽然也用垫层封了顶,但不立即填筑路堤,结果仍出现桩顶隆起,附近地面鼓包的情况。为避免这种情况的出现,在复合地基完工且经检测合格后,立即填筑路堤。

灰土(水泥石)挤密桩回填夯实结束后,在桩顶高程以上设置 500 mm ~ 1 000 mm 厚的加筋垫层,一方面使桩顶和桩间土找平,另一方面有利于改善应力扩散,调整桩土的应力比,对减小桩身应力集中也有较好作用。

9.2.8 布置桩孔需考虑消除桩间土的湿陷性。桩间土的挤密用平均挤密系数 η_c 表示。大量试验研究资料和工程经验表明,消除桩间土的湿陷性,桩孔之间的中心距离通常为桩孔直径的 2.0 ~ 2.5 倍,也可以按式(9.2.8)进行估算。桩间土经成孔挤密(达到挤密填料孔直径 D)后,3个孔之间土的平均挤密系数 η_c ,对一般工程一般不小于 0.90,对重要工程一般不小于 0.93。

9.2.9 湿陷性黄土为天然结构,处理湿陷性黄土与处理扰动土有所不同,故检验桩间土的质量用平均挤密系数 η_c 控制,而不用压实系数控制,平均挤密系数是在成孔挤密深度内,通过取土样测定桩间土的平均干密度与其最大干密度的比值而获得。平均干密度的取样自桩顶向下 0.5 m 起,每 1 m 不少于 2 点(1组),即桩孔外 100 mm 处 1 点,桩孔之间的中心距(1/2 处)1 点。当桩长大于 6 m 时,全部深度内取样点不少于 12 点(6组);当桩长小于 6 m,全部深度内的取样点不少于 10 点(5组)。

9.2.11 为确定灰土挤密桩或水泥石挤密桩的桩数及其桩长(或处理深度),设计时往往需要了解采用灰土挤密桩或水泥石挤密桩处理地基的承载力,而原位测试(包括载荷试验、静力触探、动力触探)结果比较可靠。

用载荷试验能够测定单桩和桩间土的承载力,也能测定单桩复合地基或多桩复合地基的承载力。当不用载荷试验时,桩间土

的承载力一般采用静力触探测定。桩体特别是灰土填孔的桩体,当采用静力触探测定其承载力不可行时,则采用动力触探测定。

灰土(水泥土)挤密桩属柔性桩,桩身密实度及承载力因受桩间土影响而较离散,因此规定需按复合地基载荷试验确定其承载力。初步设计时也可以按式(9.2.11)进行估算,该式是根据桩及桩间土通过刚性基础共同承担上部荷载而推导出来的。式中桩体容许承载力 σ_p 可以根据填料性质等确定,加固后桩间土容许承载力 σ_s 需根据土质条件及设计要求确定。由于挤密桩成桩时存在对天然地基土的强制侧向挤压,桩侧将产生较大的动态被动土压力,桩间土被强力挤密加固,对桩间土具有明显的挤密改良效果,因此式中桩间土承载力需乘以一个提高系数 α 。

9.3.1 现有成孔方法包括沉管(锤击、振动、静压)和冲击等,但都有一定的局限性,在城乡建设和居民较集中的地区往往限制使用。如锤击沉管成孔,通常允许在新建场地使用,故选用上述方法时,需综合考虑设计要求、成孔设备或成孔方法、现场土质和对周围环境的影响等因素。

9.3.2 施工前要进行成孔、夯填和挤密效果试验,以验证设计参数和施工效果,确定有关施工工艺,对含水量较大的特别关注缩孔的问题。

9.3.3 施工灰土挤密桩或水泥土挤密桩时,在成孔或拔管过程中,对桩孔(或桩顶)上部土层有一定的松动作用,因此施工前需根据选用的成孔设备和施工方法,在基底高程以上预留一定厚度的松动土层,待成孔和桩孔回填夯实结束后,将其挖除或按设计规定进行处理。

9.3.4 拟处理地基土的含水率对成孔施工与桩间土的挤密至关重要。工程实践表明,当天然土的含水率小于12%时,土呈坚硬状态,成孔挤密困难,且设备容易损坏;当天然土的含水率等于或大于24%,饱和度大于65%时,桩孔容易缩颈,桩孔周围的土容易隆起,挤密效果差;当天然土的含水率接近最优(或塑限)含水率

时,成孔施工速度快,桩间土的挤密效果好。因此,在成孔过程中,掌握好拟处理地基土的含水率不要太大或太小,最优含水率是成孔挤密施工的理想含水率。如只允许在最优含水率状态下进行成孔施工,小于最优含水率的土便需要加水增湿,大于最优含水量的土则要采取晾干等措施,这样施工很麻烦,而且不易掌握准确和加水均匀。因此,当拟处理地基土的含水率低于 12% 时,一般按式(9.3.4)计算的加水量进行增湿。对含水率介于 12%~24% 的土,只要成孔施工顺利,桩孔不出现缩颈,桩间土的挤密效果符合设计要求,则不一定要采取增湿或晾干措施。

9.3.5 对于整片处理,最好从里(或中间)向外间隔 1~2 孔进行,对大型工程,一般采取分段施工,避免出现桩孔难以打入或桩孔周围地面明显隆起的情况。对局部处理从外向里间隔 1~2 孔进行。局部处理的范围小,且多为独立基础及条形基础,从外向里打入有利于桩间土的挤密,也不致出现类似整片处理或桩孔打不下去的情况。

桩孔的直径与成孔设备或成孔方法有关,成孔设备或成孔方法如已选定,桩孔直径基本上固定不变,桩孔深度按设计规定。为防止施工出现偏差或不按设计施工,在施工过程中加强监督,采取随机抽样的方法进行检查,但抽查数量不要太多,每台班检查 1~2 孔,以免影响施工进度。

9.3.7 灰土和水泥土料受雨水淋湿或冻结,容易出现“橡皮土”,且不易夯实。当雨季或冬季选择灰土挤密桩或水泥土挤密桩处理地基时,要采取防雨或防冻措施,保护灰土或水泥土料不受雨水淋湿或冻结,以确保施工质量。

9.4.1~9.4.4 为确保灰土挤密桩或水泥土挤密桩处理地基的质量,竣工后要采取抽样检验的方式对桩身及桩间土密实度和复合地基承载力等进行检测。灰土(水泥土)挤密桩质量检验数量按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

10.1.1 柱锤冲扩桩的加固机理主要有以下四点:①成孔及成桩过程中对原土的动力挤密作用;②对原土的动力固结作用;③冲扩桩充填置换作用(包括桩身及挤入桩间土的骨料);④生石灰、水泥粉与桩间土的物理-化学作用(化学置换)。

地下水位以上杂填土、素填土、粉土及可塑状态黏性土、黄土等,成孔过程中成孔质量好,无坍孔及缩颈现象,孔内无积水,当以较重夯锤对孔内深层填料进行分层强夯或边填料边强夯的孔内柱锤深层作业,孔内加固料单位面积受到高动能、强夯击和动态冲、砸、挤压的强力压实和挤密作用,使桩体十分密实,在受到很大夯击能后的缓慢释放,不断对桩周土施加侧向挤压力。而桩周土受到的侧向强力挤密应力,成桩后也慢慢释放,对桩体产生很大的侧向约束“抱紧”作用,使桩体具有半钢半柔性桩的特点。对于分层地基或软硬不均土层,桩体在施工挤密过程中,会形成串珠状态,有利于桩与桩侧土的紧密“咬合”,增大了侧壁摩擦阻力,使加固后的桩与桩间土形成一个密实整体。而且桩间土也受到很大侧向挤压力,同样被挤密加固。桩周土被挤密形成强制挤密区、挤密区以及挤密影响区。处理后的复合地基不仅刚度均匀,而且承载性能显著改善。使地基土受到很高的预压应力,处理后的地基浸水或加载都不会产生明显的压缩变形,地基承载力明显提高,最大处理深度可达30 m,桩体直径可达0.6 m~2.5 m。而对地下水位以下饱和松软土由于成孔困难,有时甚至无法成孔,桩底及桩间土挤密效果、桩身质量等较难保证,因此需通过现场试验确定其适用性。

10.1.2 柱锤冲扩桩目前还处于半理论半经验状态,成孔及成桩工艺及地基挤密固结效果直接受土质条件的影响。因此,在正式施工前进行成桩试验及试验性施工十分必要。根据现场试验取得的资料修改设计,确定施工工艺及参数。

现场试验主要内容:成孔及成桩试验;试验性施工;复合地基承载力对比试验(载荷试验及动力触探试验)。

由于柱锤冲扩桩应用于铁路路基地基处理中的工程实践还不多,目前在湿陷性黄土地区修建的郑州至西安客运专线铁路上有大量应用。同时夯击法的许多设计参数还是经验性的,影响因素又很复杂,还不能进行精确的理论计算,因此设计常采用工程类比法。为验证设计是否符合预定目标,常在正式施工前作夯击试验,以校正各设计施工参数,考核施工设备的性能,为正式施工提供依据。

根据郑州至西安客运专线铁路柱锤冲扩桩复合地基的工程实践对施工前试夯技术要求进行说明如下,为今后同类工程设计与施工提供参考。

(1) 确定设计目标

根据工程要求确定加固后的地基承载力、模量、有效加固影响深度,特别是消除地震液化的深度和消除黄土湿陷的深度,以此根据土的类型和特征,选定夯击能、单位面积夯击能、夯击遍数(包括夯击次数)及夯点间距,确定是否需加垫层及填料并确定其厚度。

(2) 试夯

施工前,需根据设计确定的设计参数,在现场选择有代表性的场地进行单点及小区试夯,并通过测试,与夯前测试数据进行对比,检验处理效果(如湿陷性黄土的湿陷系数是否小于0.015),最后确定工程采用的各项加固参数。若不符合设计要求,则需及时提出并改变设计参数。在进行试夯时,也建议采用不同设计参数的方案,进行比较,择优选用。必要时增加不同单击夯击能的对比,以提供合理的选择。

①单点试夯。单点夯需布置测试地表位移(竖直、水平位移):记录每击夯沉量;测定夯坑深及口径、体积;测定孔隙水压力增长消散值及时间;振动影响值及范围;测定夯坑填料厚度。夯后检验在有时效后进行,测试内容包括选择取土试验(抗剪强度指标、压缩模量、容重、含水率、孔隙比、渗透系数等)、十字板剪切试验、动力触探、标准贯入试验、静力触探试验、旁压试验、波速试验、

载荷试验等。试验孔布置包括坑心、坑侧。坑侧一般在距坑心 $(2.5 \sim 3.0)D$ (D 为成孔直径)内布置3~4点,以测定加固影响范围,确定合理的夯点间距。

②小区试夯。选择在施工场地有代表性的地段,试夯面积需根据布点要求确定,包括各批各遍夯击的作用,以使试夯区内部的检验有代表性。测试内容除单点夯内容外,需记录计算各遍填的场地下沉量,以便正式施工时预留下沉量及校核加固效果。测试包括夯点及夯间距,最好能每遍夯后均进行,以便调整夯击遍数。

10.2.1 地基处理的宽度超过路基地面边缘一定范围,主要作用在于增强地基的稳定性,防止基底下被处理土层在附加应力作用下产生侧向变形,因此原天然土层越软,加宽的面积需越大。通常按压力扩散角 $\theta = 30^\circ$ 来确定加固范围的宽度,且不少于1~2排桩。

由于湿陷性黄土和可液化地基土质的特殊性,需适当加大处理宽度。

10.2.2 对于可塑状态黏性土、黄土等,因靠冲扩桩的挤密来提高桩间土的密实度,所以采用等边三角形布桩有利,使地基挤密均匀。对于软黏土地基,主要靠置换,因而选用任何一种布桩方式均可。考虑施工方便,以正方形或正方形中间补桩一根(等腰三角形)的布桩形式最为常用。

10.2.3 柱锤冲扩桩有以下三种直径:

(1)柱锤直径:它是柱锤实际直径,现已形成系列,常用直径为300 mm~500 mm,如公称 $\phi 377$ 锤,就是377 mm直径的柱锤。

(2)成孔直径:它是成孔达到设计深度时,地基被取土或冲击成孔的直径,对于可塑状态黏性土其成孔直径往往比锤直径要大。

(3)桩径:它是桩身填料夯实后的平均直径,它比成孔直径大,如 $\phi 377$ 柱锤夯实后形成的桩径可达600 mm~800 mm。因此,桩径不是一个常数,当土层松软时,桩径就大,当土层较密时,桩径就小。

设计时一般先根据经验假设桩径,假设时需考虑柱锤规格、土质情况及复合地基的设计要求,柱锤冲扩桩桩径一般为 600 mm ~ 800 mm,经试成桩后再调整桩径。

10.2.4 柱锤冲扩桩处理深度的确定需考虑湿陷性黄土厚度、软弱土层厚度、地基变形等因素。

10.2.5 桩体材料推荐采用水泥土、灰土、砂石等,由于现在铁路路基对地基变形沉降控制标准要求较高,水泥土、灰土和砂石能保证经柱锤冲扩桩处理后的复合地基强度、变形指标满足规范的要求。当采用其他材料时,需经试验确定其适用性和配合比等有关参数。

土料含水率对桩身密实度影响较大,因此需采用最佳含水率进行施工。考虑实际施工时土料来源及成分复杂,根据大量工程实践经验,采用目力鉴别,即手握成团、落地开花即可。

10.2.6 柱锤冲扩桩是从地下向地表进行加固,由于地表约束减少,加之成桩中桩间土隆起造成桩顶及基底土质松动,因此为保证地基处理效果及扩散基底压力,对低于基底的松散桩头及松软桩间土需予以清除,换填碎石、砂砾石、灰土(水泥土)加筋垫层。

10.2.7 柱锤冲扩桩属柔性桩或半刚性柔性桩,桩身密实度及承载力因受桩间土影响而较离散,因此规定需按复合地基载荷试验确定其承载力。设计时也可以按式(10.2.7)进行估算,该式是根据桩及桩间土通过刚性基础共同承担上部荷载而推导出来的。式中 σ_p 根据填料性质等确定,处理后桩间土容许承载力 σ_s 需根据土质条件及设计要求确定,当天然地基承载力特征值 $\sigma_0 \geq 80$ kPa 时,取加固前天然地基承载力进行估算。由于柱锤冲扩桩夯击时,对下层填料的深层动力夯、砸、压密,对上层新填料的动力夯、砸、劈裂和强制侧向挤压,通过锤的动力夯击,在锤侧面上产生极大的动态被动土压力,锤锥土迫使填料向周边强制挤出,桩间土也被强力挤密加固,大量的试验研究结果说明了排土成孔时,桩周 10 cm (约 0.3d, d 为桩径)的桩边土具有明显的改良效果,因此式中桩

间土承载力需乘以一个提高系数 α 。

10.3.1 本规程建议采用的柱锤尺寸及质量见说明表 10.3.1。

说明表 10.3.1 柱锤尺寸及质量明细表

序号	规格			锤底形状
	直径(mm)	长度(m)	质量(t)	
1	325	2~6	1.0~4.0	尖锥杆状或橄榄状
2	377	2~6	1.0~5.0	尖锥杆状或橄榄状
3	500	2~6	3.0~9.0	尖锥杆状或橄榄状

注:封顶或拍底时,采用质量 2 t~10 t 的扁平重锤进行。

柱锤用钢材制作或用钢板为外壳内部浇筑混凝土制成,或用钢管为外壳内部浇铸铁制成。

为了适用不同工程的要求,钢制柱锤制成装配式,由组合块和锤顶两部分组成,使用时用螺栓连成整体,调整组合块数(一般 0.5 t/块),即按工程需要组合成不同质量和长度的柱锤。

锤形选择需按土质软硬、处理深度及成桩直径经试成桩后加以确定。

10.3.2、10.3.3 柱锤冲扩桩成孔方式有:

(1)机械洛阳铲或履带式螺旋钻机取土成孔,然后再进行冲扩施工。机械洛阳铲便于加工,成本较低,同时方便大面积施工。

(2)冲击成孔:最基本的成孔工艺,条件是冲孔时孔内没有明水、孔壁直立、不坍孔、不缩颈。

(3)填料冲击成孔:当冲击成孔出现坍孔或缩颈时,一般采用本法。这时的填料与成桩填料不同,主要目的是吸收孔壁附近地基中的水分,密实孔壁,使孔壁直立、不坍孔、不缩颈。碎石及生石灰能够显著降低土壤中的水分,提高桩间土承载力,因此填料冲击成孔时需采用碎石及生石灰块。

(4)二次复打成孔:当采用填料冲击成孔施工工艺也不能保证孔壁直立、不坍孔、不缩颈时,需采用本方案。在每一次冲扩时,

填料以碎石、生石灰为主,根据土质不同采用不同配比,其目的是吸收土壤中水分,改善原土性状。第二次复打成孔后要求孔壁直立、不坍孔,然后边填料边夯实形成桩体。第二次冲孔在原桩位或在桩间进行。

(5)套管成孔能解决坍孔及缩颈问题,但其施工工艺较复杂,因此只在特殊情况下使用。

10.3.4 场地整平、清除障碍物是机械作业的基本条件。施工时桩位放线一般在地面上撒白灰线,或在桩位处用短钢钎击深 200 mm,然后灌入白灰,以保证桩位准确。桩点要醒目、持久,以防漏桩。

桩体施工的关键是分层填料量、分层夯实厚度及总填料量。施工前需根据试桩及设计要求的桩径和桩长进行确定。填料充盈系数一般不小于 1.5。如密实度达不到设计要求,需空夯夯实。

每根桩的施工记录是工程质量管理的重要依据,也是施工过程中发现问题的重要一环,所以要设专门技术人员负责记录工作。

要求夯填至桩顶设计高程以上,主要是为了保证桩顶密实度。当不能满足上述要求时,需进行夯实或采用局部换填处理。

10.3.5 柱锤冲扩桩法夯击能量较大,易发生地面隆起,造成表层桩和桩间土出现松动,从而降低处理效果,因此成孔及填料夯实的施工顺序需间隔进行。

10.4.1 ~ 10.4.3 为确保柱锤冲扩桩处理地基的质量,竣工后需采取抽样检验的方式对桩身及桩间土密实度和复合地基承载力等进行检测。对湿陷性黄土地基,还要补充检测桩间土的湿陷系数以掌握地基处理后桩间土湿陷性消除情况。

11.1.1 ~ 11.1.3 水泥土搅拌桩可以用于处理正常固结的淤泥、淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、黏性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基,地基中夹有块石、较大粒径的碎石、卵石时不适用。水泥土搅拌法是利用水泥(或水泥砂浆)等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械,就地将地土和固化剂强制搅拌,使地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,搅拌桩分为浆体(水泥浆或水泥砂浆)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。

水泥固化剂一般适用于正常固结的淤泥与淤泥质土(避免产生负摩擦力)、黏性土、粉土、素填土(包括冲填土)、饱和黄土、粉砂以及中粗砂、砂砾(当加固粗粒土时,需注意有无明显的流动地下水,以防固化剂尚未硬结而遭地下水冲洗掉)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、氯化物和水铝英石等矿物的黏性土以及有机质含量高、pH 值较低的黏性土加固效果较差。

在黏粒含量不足的情况下,可以添加粉煤灰。而当黏土的塑性指数较大时,容易在搅拌头叶片上形成泥团,无法完成水泥土的拌和。当 pH 值小于 4 时,掺入少量石灰(试验采用掺入土重的 1%~3% 的熟石灰),通常 pH 值就会大于 12。当地基土的天然含水率小于 30% 时,由于不能保证水泥充分水化,故一般不采用粉体喷射搅拌法。地基土天然含水率大于 70% 以上,可以采用双向粉喷施工工艺。

近年来,针对水泥土搅拌桩存在的不足,研究改进提出了多向水泥土搅拌桩、钉形水泥土双向搅拌桩和水泥砂浆搅拌桩。多向水泥土搅拌桩以水泥浆液为掺合料,通过对设备的改进,在常规搅拌桩机水平搅拌叶片上增加竖向搅拌叶片(或在常规搅拌桩机单向搅拌的基础上,增加双向搅拌功能),以实现水泥土多向全方位的立体搅拌,以提高搅拌桩成桩强度及均匀性。钉形水泥土双向搅拌桩,由动力系统分别带动安装在同心钻杆上的内、外两组搅拌叶片同时正、反向旋转搅拌,通过搅拌叶片的伸缩使桩身上部截面扩大而形成类似钉子形状的水泥土搅拌桩。水泥砂浆搅拌桩采用水泥砂浆作固化剂,起到了增加地基土中的粗颗粒含量、降低地基土的塑性指数的物理改良效果,同时还起到构筑桩体骨架、均布

固化剂、挤密地基和辅助切削搅拌土体防止包钻等作用,充分发挥了物理改良和化学改良以及搅拌力学过程的综合作用,从而达到提高桩体强度的目的。

11.1.5 施工前工艺性试验的主要目的是为了确定工艺的各项最佳参数,确保成桩质量及桩身强度、承载力等满足设计要求,并优化机械配置,确定质量、安全等控制措施。搅拌桩工艺试验要着重通过现场试验确定喷灰(浆)量、提升速度和搅拌工艺等。通常选取沿线地质条件、周边环境、施工场地等具有代表性的地段进行工艺试验,试验数量结合工艺工法、试验目的及设计和验收标准综合确定。

固化剂建议选用强度等级不低于 32.5 级的普通硅酸盐水泥。水泥掺量要根据设计要求的水泥土强度经试验确定,一般取 10%~20%。湿法的水泥浆水胶比一般选用 0.45~0.60,根据工程需要和土质条件选用具有早强、缓凝、减水以及节约水泥等作用的外掺剂;干法可以掺加二级粉煤灰等材料。

11.2.4 水泥土搅拌桩的桩长主要受施工机械设备能力控制,近年来随着新装备的研发和设备能力的提高,水泥土搅拌桩的施工桩长已得到了较大幅度提升,设计桩长可以根据工程条件和施工设备能力综合考虑确定。在连盐铁路建设中,使用的双向粉喷搅拌桩,处理深度已达到了 20 m。

11.2.5 采用水泥作为固化剂材料,其他条件相同时,在同一土层中水泥掺入比不同时,水泥土强度不同。由于块状加固属于大体积处理,对于水泥土的强度要求不高时,为了节约水泥,降低成本,可以选用 7%~12% 的水泥掺量。水泥掺入比大于 10% 时,水泥土强度能达 0.3 MPa 以上,最大可达 2 MPa。一般水泥掺入比采用 12%~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强度增加的百分比是不完全一致的。

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,水泥土强度能提高 10% 左右。故在加固软土时掺入粉煤灰,不仅可以消耗工业废料,还能提高水泥土强度。

11.2.6 在桩顶设置一定厚度的加筋垫层后,可以保证通过垫层把一部分上部荷载传到桩间土上,调整桩和土荷载的分担作用。

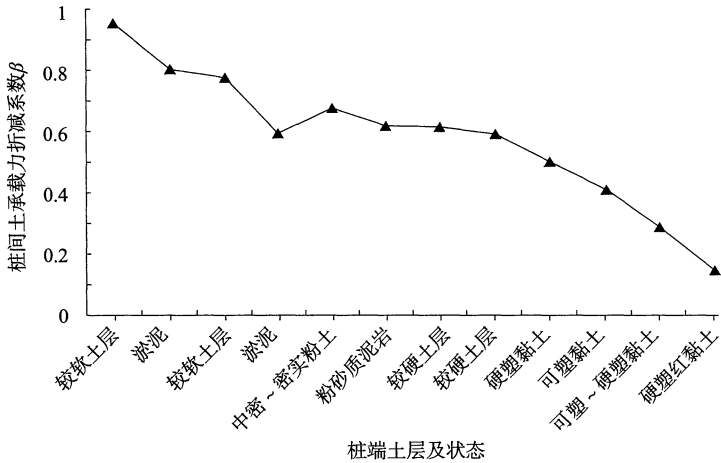
11.2.8 影响桩间土承载力折减系数 β 的因素很多,根据水泥土搅拌桩承载机理的分析,折减系数 β 的取值受褥垫层厚度、桩长、面积置换率、桩体强度以及其他各种因素的影响。

关于桩间土承载力折减系数 β 的取值,各规范差异较大。如《复合地基技术规范》GB/T 50783—2012 中对 β 的确定方法:“当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土地基承载力特征值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时应取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土地基承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.95,差值大时或填土路堤和柔性面层堆场及设置垫层时应取高值”。《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012 中对 β 的确定方法:“对于淤泥、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”。《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》JTG/T D31-02—2013 中对 β 的确定方法:“当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.9,差值大时或设置垫层时取高值”。

黄春霞等(2002)列举了广西、河南、河北及浙江等地建筑工程的一系列比较具有代表性的水泥土搅拌桩工程的单桩和复合地基静荷载试验数据,通过式(11.2.8—1)反算出折减系数 β ,见说明表 11.2.8,如说明图 11.2.8 所示。

说明表 11.2.8 典型水泥土搅拌桩工程反算出的 β 值

工程编号	桩截面积 (m ²)	桩长 (m)	复合地基承载力特征值 (kPa)	单桩承载力特征值 (kN)	置换率	桩间土承载力标准值 (kPa)	桩端土层及状态	桩间土承载力折减系数 β
1	0.196	4.9	223.7	115.4	36.3%	100	硬塑红黏土	0.16
2	0.196	7.5	237.5	136.8	30.6%	115	可塑~硬塑黏土	0.30
3	0.196	6.3	225.3	167.3	21.8%	119	可塑黏土	0.42
4	0.196	9.6	250.1	142.5	30.0%	90	硬型黏土	0.51
5	0.196	7.5	85.0	151.0	24.2%	90	较硬土层	0.60
6	0.196	8.0	175.0	110.0	24.0%	91	较硬土层	0.62
7	0.196	11.5	250.6	175.9	21.8%	113	粉砂质泥岩	0.62
8	0.196	8.0	155.0	100.0	19.6%	100	中密~密实粉土	0.68
9	0.196	14.5	91.0	77.0	17.5%	45	淤泥	0.60
10	0.196	6.2	193.0	140.0	20.0%	85	较软土层	0.78
11	0.196	12.5	126.8	95.5	20.0%	45	淤泥	0.81
12	0.196	6.0	175.0	110.0	19.0%	85	较软土层	0.96



说明图 11.2.8 桩间土承载力折减系数 β 随桩端土层及状态变化曲线

由说明图 11.2.8 可以看出桩间土承载力折减系数 β 随桩端土层及状态的变化规律:一定范围内,桩端土层越软,土层强度越低,桩间土承载力折减系数 β 取值越大;反之,一定范围内,桩端土层越硬,土层强度越高,桩间土承载力折减系数 β 取值越小。

综合各规范取值和说明表 11.2.8 相关数据分析,对桩间土承载力折减系数 β 的取值情况作以下规定:刚性基础桩间土为淤泥、淤泥质土和流塑状软土等固结程度差时可取 0.1 ~ 0.4;路基工程或刚性基础桩间土为其他土层时可取 0.4 ~ 1.0;加固土层强度较高时取高值,桩端土层强度较高时取低值。

11.3.2 搅拌机施工时,搅拌次数越多,则拌和越均匀,水泥土强度也越高,但施工效率降低。

11.4.2 ~ 11.4.3 水泥土搅拌桩的质量检验数量按《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

12.1.1 高压喷射注浆法(Jet Grouting),在我国又称为“旋喷法”,于 20 世纪 70 年代始创于日本,是一种在化学注浆法的基础上,采用水力采煤技术发展起来的新型地基加固技术。它利用钻机把带有喷嘴的注浆管钻入(或置入)至土层预定深度,以 20 MPa ~ 40 MPa 的压力把浆液或水喷射出来,形成喷射流冲击破坏土层,浆液与土以半置换或全置换凝固为固结体,大大改善了地基土的工程性状,从而达到加固地基的目的。工程实践表明,该法对淤泥、淤泥质土、黏性土(软塑或流塑)、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土都有良好的加固效果。

但对于硬黏性土或土中含有较多的块石、大量的植物根茎时,高压喷射流可能受到阻挡或削弱,冲击破碎力急剧下降,影响加固效果;对于含有过多有机质的土层,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,高压喷射注浆的处理效果差别较大,故需根据现场试验结果确定其适用程度。而对地下水流速过大或已涌水的工程,需通过现场试验确定其适

用性。

由于高压旋喷桩施工时,喷浆压力较大,在邻近对变形敏感的既有构建筑物进行地基处理时,需充分考虑其施工工艺的特殊性,综合评价后选用。

12.1.2 铁路为线路工程,横跨区域范围广,所经地区地层条件变化大,而且高压喷射注浆对不同土层的加固效果也不同,因此为了保证工程质量,当确定设计方案后,需根据工程需要进行现场试验或试验性施工,以确定施工参数及工艺。通常选取沿线地质条件、周边环境、施工场地等具有代表性的地段进行工艺试验,试验数量结合工艺工法、试验目的及设计和验收标准综合确定。

12.2.3 旋喷桩固结体直径的大小与土的物理力学性能密切相关,与喷射工艺也有关,工程中很难确定。除了表层可以用开挖的方法确定外,其他段的只能用半经验的方法加以判断、确定。施工中调整旋喷速度和提升速度、增减喷射压力、改变喷射介质、调整喷射持续时间、更换喷嘴孔径、改变流量等参数后,可以获得不同桩径的固结体。综合国内外的施工经验,旋喷桩的设计直径一般参考说明表 12.2.3 选用。

说明表 12.2.3 旋喷桩的设计直径 (单位:m)

土 质		方 法		
		单管法	双重管法	三重管法
黏性土	$0 < N \leq 5$	0.5 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	1.2 ~ 1.8
	$6 \leq N < 10$	0.4 ~ 0.7	0.7 ~ 1.1	1.0 ~ 1.6
砂土	$0 < N \leq 10$	0.6 ~ 1.0	1.0 ~ 1.4	1.5 ~ 2.0
	$11 \leq N \leq 20$	0.5 ~ 0.9	0.9 ~ 1.3	1.2 ~ 1.8
	$21 \leq N < 30$	0.4 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	0.9 ~ 1.5

注: N 为标准贯入击数。

12.2.5 铁路路基工程地基处理时一般在垫层中设置 1 ~ 2 层土工格栅,土工格栅在复合地基垫层中主要有如下作用:

(1)调整桩土应力比,土工格栅的拉伸强度越大,对桩土应力比的提高越大。

(2)使用土工格栅能减小路堤顶面的沉降及差异沉降。

12.2.6 水泥浆液的水胶比越小,高压喷注浆处理地基的强度越高,凝固时间也越短。但在实际工程中,由于注浆设备的原因,水胶比太小时,喷射有困难,因此水胶比通常取 0.8 ~ 1.5,工程中常用 1.0。水泥掺量按设计要求的桩体立方体强度通过试验确定,工程经验中一般不小于被加固湿土质量的 40%。

12.2.8 影响桩间土承载力折减系数 β 的因素很多,折减系数 β 的取值受褥垫层厚度、桩长、面积置换率、桩体强度以及其他各种因素的影响。

关于旋喷桩复合地基桩间土承载力折减系数 β 的取值,各规范差异较大。如《复合地基技术规范》GB/T 50783—2012 中对 β 的确定方法:“可根据试验或类似土质条件工程经验确定,当无试验资料或经验时,可取 0.1 ~ 0.5,承载力较低时应取低值”。《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012 中对 β 的确定方法:“初步设计时,桩间土承载力发挥系数的取值范围在 0.8 ~ 1.0 之间,单桩承载力发挥系数取高值时桩间土承载力发挥系数应取低值,反之,单桩承载力发挥系数取低值时桩间土承载力发挥系数应取高值”。《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》JTG/T D31-02—2013 中对 β 的确定方法:“当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.1 ~ 0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5 ~ 0.9,差值大时或设置垫层时取高值”。

鉴于旋喷桩在成桩质量合格情况下,单桩承载力在多数工程中高于搅拌桩,基于同等地层条件下、相同桩径及置换率时,理论计算结果高于搅拌桩比较符合工程实际情况。因此,建议旋喷桩的桩间土承载力折减系数 β 参照搅拌桩按基础类型分别规定取值,即刚性基础桩间土为淤泥、淤泥质土和流塑状软土等固结程度

差时可取 0.1 ~ 0.4; 路基工程或刚性基础桩间土为其他土层时可取 0.4 ~ 1.0; 加固土层强度较高时取高值, 桩端土层强度较高时取低值。

12.3.1 旋喷桩可以通过单管法、双重管法、三重管法、多重管法和搅拌喷射法等方法实现, 工程中常用前三种方法。

单管法: 用单层注浆管, 只喷射水泥浆液一种介质。

双重管法: 用双层注浆管, 喷射水泥浆液和压缩空气两种介质。

三重管法: 用三层或三根喷射管喷射高压水流、压缩空气及水泥浆液三种介质。

高压喷射注浆的压力越大, 加固体的范围越大, 处理地基效果也越好。根据国内的工程实例, 单管法、双重管法及三重管法的高压水泥浆液流或高压水流的压力一般大于 20 MPa。有特殊地层、特殊构筑物时在保证桩径的前提下需减小压力。

12.3.3 钻孔的目的是为了置入注浆管到设计深度。对于单管法和双重管法, 由于喷射管较细, 因此可以借助喷射管本身的喷射或振动贯入, 只有在遇到比较坚硬的地层时, 才在地基中预先成孔, 然后放入喷射管进行喷射加固。采用三重管法时, 由于喷射注浆管较粗, 且管体结构复杂, 因此有时要预先钻一个孔, 然后置入三重喷射管进行加固。

12.3.4 高压注浆泵是高压喷流的能量来源。施工中高压注浆泵通过高压橡胶软管输送高压浆至钻机上的注浆管, 进行喷射注浆。钻机和高压注浆泵的距离越远, 高压橡胶软管的长度就越大, 相应高压喷射流的沿程损失就越大。因此, 为了保证注浆效果, 施工中钻机与高压注浆泵的距离不能太大。

12.3.5 各种形式的高压喷射注浆都自下而上进行, 当注浆不能一次连续完成而需要分两次或多次分段完成时, 则重新喷射注浆的搭接长度不小于 100 mm, 以防止发生漏喷、搭接薄弱等现象, 保证固结体的完成性。

在不改变喷射参数的条件下,对同一土层进行重复喷射时,能有效加大加固范围和提高固结体强度。在工程中,旋喷桩一般在底部和顶部进行复喷,以增大承载力,确保处理质量。

12.3.6 在旋喷过程中,往往有一定数量浆液随着注浆管管壁冒出地面。通过对冒浆的观测,可以及时了解地层状况,判断旋喷桩的大致效果和拟定旋喷参数的合理性等。但当施工中出以下现象时,需及时查明原因并采取相应处理措施:

(1)流量不变而压力突然下降时,需检查各部位的泄漏情况,难以查明时拔出注浆管,检查密封性能。

(2)注浆压力急剧上升、流量微小、停机后压力仍不变动时,则可能是喷嘴堵塞,需拔管疏通。

(3)出现不返浆或返浆较少时,若系地基土松软,可以适当进行复喷;若系附近有空洞、通道,则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直到冒浆为止,或速凝浆液。

(4)若返浆过多,可能是地基土密实度较大,需提高喷射压力,加大切削地基土的力度。

12.4.1 高压喷射注浆法在地层中直接形成加固体,属隐蔽工程,施工中要适时检查加固体质量,以确保加固效果。检验点的位置需重点放在建筑物荷载较大及正线部位。对于高压喷射过程中出现异常现象和地质条件复杂的地段也需适当布置检验点,对加固体质量进行检验。

12.4.2 旋喷桩的质量检验数量按《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

根据《铁路工程基桩检测技术规程》TB 10218—2019 的相关规定,当采用低应变反射波法或声波透射法检测时,受检桩桩身混凝土强度不低于设计强度的 70% 且不低于 15 MPa,或桩身混凝土龄期不小于 14 d;同时为与《铁路路基工程施工质量验收标准》TB

10414—2018、《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751—2018 保持一致,本次修订删除了旋喷桩低应变检测方法。

高压喷射注浆法效果检测和检验手段,视工程的目的与要求而定。开挖检查法简单易行,但通常只能在浅层进行,难以对整个固结体的质量进行全面检查。钻孔取芯是检验单孔固结体质量的常用方法,选用时以不破坏固结体和具有代表性为前提,一般在成桩 28 d 后取芯,并注意不同地层芯样的差异性。

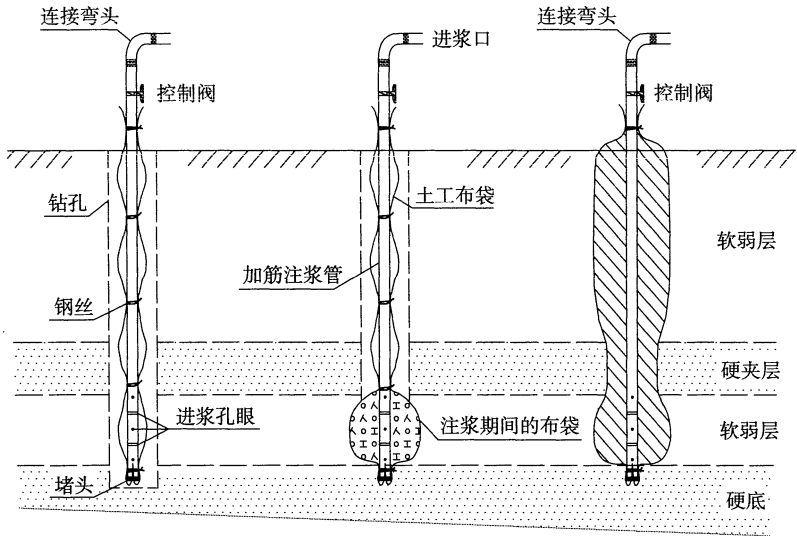
12.4.3 高压喷射注浆处理地基的强度离散性大,在软弱黏性土中强度增长较慢。根据工程经验,确定检验高压喷射注浆质量效果的时间选在喷射注浆后 28 d 进行,以防由于固结体强度不高时,因检验而受到破坏,影响检验的可靠性。载荷试验是地基处理后检验地基承载力的良好方法,标准贯入和静力触探在有经验的情况下也能采用。检验数量和方法参考《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751。

13.1.1 布袋注浆桩是注浆技术与土工织物综合应用形成的软基处理新技术。布袋注浆桩适用于加固淤泥、淤泥质土、软黏土、饱和粉土及含硬夹层的下卧软弱地基,也可以用于邻近既有工程的地基处理以及对既有路基的沉降加固和含硬夹层的深厚下卧软弱地基加固,其他地基需通过现场试验确定其适用性,对高速铁路无砟轨道深厚层软土的加固需进行专项评估确定其适用性。

布袋注浆桩通过压力注浆膨胀布袋,挤压周围土体产生一定挤密作用;土工管袋具有排水、隔浆、加筋作用,同时约束浆液,控制了浆液对桩周土体的扰动变形影响程度;浆液析水硬化后的桩体与桩间土形成人工复合地基。适用于加固软土等软弱地基,同时机械成孔可以穿透硬夹层,加固下部软土,因此也适用于带硬夹层的深厚软土地基。布袋注浆桩不适用于含大孤石或障碍物较多不易清除的杂填土、密实的砂类土。施工前需通过工艺试验确定其适应性。对高速铁路无砟轨道深厚层软土的加固,目前还没有

相应的工程实例,需进行专项论证,评估通过后方能使用。对于桩头未出露地表、埋藏深部的桩,工程实际应用中,在质量检验时对桩的定位、检测手段存在一定困难,一般结合工程的需要,通过钻孔取芯、施工过程控制(注浆量、孔深)等进行质量控制,应用时结合工程需要选用。

软土地段注浆浆液能较好地撑开布袋,在硬夹层地段借助钻孔施工,可以穿越卵砾石等硬夹层至深部软土层,在硬夹层也能部分撑开布袋,形成葫芦状桩体,加固效果更加明显,如说明图 13.1.1 所示。



说明图 13.1.1 布袋注浆桩加固成桩示意图

布袋注浆桩是在布袋中注浆,具有成桩质量可靠、施工设备小(高度 3 m 左右,机座占地 $3\text{ m}^2 \sim 4\text{ m}^2$)、低噪声、加固深度大、对软土地基扰动小等优点,适用于对地基扰动变形控制严格的邻近既有有线地基加固,施工期间能够确保既有铁路的安全运营,并避免对

既有构筑物造成损坏。同时,布袋要求能泌水但不漏浆,在约束浆液的同时也能确保桩体成桩质量;布袋注浆桩可以利用钻机成孔,穿过硬夹层较方便。对于环境受限(如邻近既有线或净空受限等)地段的软土地基、夹硬层软土或硬地层下卧软土层的地基处理具有独特的优势。

基于布袋注浆桩改进后的布袋加筋注浆桩技术,注浆管不再拔出,利用注浆聚丙烯管(PP-R管)或钢管形成加筋体,解决了注浆管拔管时过高,对施工净空高度限制的问题。加筋管体进一步提高了桩体抗剪强度,施工工艺更加简便可靠,大大提高了施工效率。布袋注浆桩技术早期应用于广深四线、甬台温等铁路,布袋加筋注浆桩技术,应用于上海金山支线既有线改建工程、商合杭铁路湖州站帮宽路基加固工程,均取得良好的加固效果和经济效益。

13.1.3 施工前的工艺性试验主要目的是为了确定工艺的各项最佳参数,确保成桩质量及桩身强度、承载力等满足设计要求,如浆液配合比、注浆压力、注浆速度等工艺参数;优化机械配置,如确定适宜的钻头大小、成孔工艺;确定重点质量控制工序和控制措施,如布袋下放、补浆时机和数量、次数等。通常选取沿线地质条件、与既有线关系、施工场地具有代表性的地段进行工艺试验,试验数量结合工艺工法和试验目的决定,一般根据地层(或桩长)变化、注浆方式、钻头大小、浆液配合比的组合数量,结合设计及相关验收标准确定。

13.2.2 布袋注浆桩加固后与周边土体形成复合地基,布袋注浆桩成桩后,桩体具有较高的强度(相对周边土体),当桩间距较大时,为更好地发挥桩体的承载作用,可在布袋桩桩顶设置桩帽或扩大桩头,更多地分担上部荷载。

13.2.5 布袋注浆桩注浆材料一般选用42.5级普通硅酸盐水泥和不低于Ⅱ级粉煤灰,其配比需根据试验确定,并满足设计强度要求,28d龄期桩身无侧限抗压强度不小于5.0MPa。水泥满足现行《通用硅酸盐水泥》GB 175的相关规定,粉煤灰满足现行《用于

水泥和混凝土中的粉煤灰》GB/T 1596 的相关规定。

沪杭客专春申线路所至上海南联络线,采用浆液配合比(水:水泥:粉煤灰)为 1 : 0.8 : 0.65,7 d 实测桩身无侧限抗压强度不小于 2.4 MPa;甬台温铁路采用 1 : 0.55 : 0.45 浆液配合比,7 d 现场实测强度 2.6 MPa ~ 3.6 MPa;湖州站到发线路基沉降加固浆液配合比(水:水泥:粉煤灰)采用 0.7 : 0.6 : 0.4、0.7 : 0.65 : 0.35、0.7 : 0.65 : 0.45 三种试桩,实测 16 d ~ 28 d 龄期强度不小于 6.3 MPa。根据工程经验,为防止浆液过早分离及沉淀,搅拌时可以加入适量膨润土,其加入量不大于主料(水泥 + 粉煤灰)的 5%。在邻近既有线施工时,一般加入适量早强剂(如氯化钙、三乙醇胺等)提高桩体早期强度。

布袋注浆桩处理深度与注浆压力和地层条件有关,桩长越长需要更大的注浆压力才能平衡桩周土体被动土压力和地下水压力等,但过大的注浆压力容易导致布袋胀破、漏浆;另一方面,桩长较长时,钻孔垂直度控制也难以保证,质量检验存在困难。已施工完成的工点,设计采用的桩长如下:广州至深圳Ⅳ线铁路为 7.3 m ~ 21.7 m;甬台温铁路台州南站为 10 m ~ 26 m;上海金山铁路为 18 m;宁杭铁路湖州站为 12 m ~ 24 m;商合杭铁路为 5 m ~ 12.5 m;乐清湾铁路乐清东站为 14 m;沪通铁路联络线为 9 m ~ 20 m。

13.2.6 在邻近既有工程的地段,注浆管拔管常受施工净空和运营安全的限制,尤其是钢管,存在触电风险,因此布袋加筋注浆桩适用于净空受限地段的地基加固。PP-R 管具有一定的柔软性,可以适当弯曲,可以事先预拼接,插管时也能弯曲避开上方障碍物,工效较高,造价相对低廉。注浆管根据使用条件级别和设计压力,可以采用直径 40 mm ~ 50 mm 的 PP-R 管,注浆管下部为带孔眼的注浆花管,其性能指标满足《冷热水用聚丙烯管道系统 第 2 部分:管材》GB/T 18742.2 的相关规定,长度根据引孔深度和桩顶高程确定。

13.2.7 土工管袋直径需与桩径匹配,一般等于桩的设计直径。

管袋性能指标满足在桩周地层约束条件下承受注浆压力,一般选用强度较高的有纺土工布。土工管袋在压力膨胀后易被带棱角的碎石扎破,须选择具有较高顶破强力的材料,在含角砾的地层中施工时须严格控制注浆压力,可以采用双层布袋或孔壁采用 PVC 管保护等措施,降低布袋破裂的可能性。

根据甬台温铁路、上海金山铁路和商合杭铁路湖州站的相关工程经验,布袋相关技术指标见说明表 13.2.7。

说明表 13.2.7 布袋技术指标

项 目	设计采用指标
单位面积质量(g/m^2)	≥ 260
经向抗拉断裂强度(kN/m)	≥ 65
CBR 顶破强力(kN)	≥ 6.0
经、纬向撕破强力(kN)	≥ 1.0
等效孔径 O_{95} (mm)	0.07 ~ 0.5
渗透系数(cm/s)	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-2}$

13.2.8 布袋注浆桩的单桩承载力影响因素包括地层、桩长、桩径、桩身形状和布袋等。由于成孔直径小于设计桩径,布袋在小压力下膨胀,对桩周土体有一定挤密作用;同时,布袋注浆桩在软硬程度不同的地层中桩径略有差别,上述因素对桩周摩阻力贡献均为有利因素,无证据表明土工布袋对桩身承载力有不利影响。目前工程设计中参考采用建筑桩基相关标准对摩阻力取值,按设计桩径计算,并进行现场载荷试验验证,均能达到单桩承载力设计要求。

13.3.1 成孔钻头大小建议考虑成桩质量、水泥用量、单桩承载力和泥浆排出量、周围土体挤密效果等因素综合确定,一般小于设计桩径 50 mm ~ 100 mm。在地层较好时采用较大钻头直径,软土层成孔不能过大。湖杭铁路德清站为冲湖积平原及丘坡区,加固地层为软塑粉质黏土、流塑淤泥质粉质黏土,桩基持力层为硬塑粉质

黏土,设计桩径 400 mm,桩长 8 m ~ 13 m。采用直径 300 mm、350 mm、370 mm 钻头现场试桩,选用直径 350 mm 成孔钻头,可以确保成桩直径、桩身质量和较为适宜的注浆量及施工效率。

13.3.3 施工设备建议根据场地条件选择,采用配备电磁流量和压力计的注浆设备,选用高强输浆管路,降低注浆安全风险。

13.3.4 (1)施工准备:包括场地平整,管线调查,涉及营业线工程的安全防护措施和既有线观测准备,原材料、设备进场及环境保护措施等。

(2)成孔:采用地质钻机或者潜孔钻机成孔,垂直度偏差不大于 1%。钻进时一般采用清水循环,对于易坍孔地层一般改用泥浆或加入粉煤灰等循环。

(3)土工管袋制作、绑扎:加筋注浆管通过热熔器连接,底部用堵头封住,通过电钻制作下部花管段孔眼。将布袋套于注浆管外,布袋的底端用细钢丝牢牢绑扎两道,以免泄浆。布袋在塑料管上每间隔 1 m 用钢丝绑扎 1 ~ 2 道(不能绑扎太死,以便于布袋能顺利膨胀)。布袋上口用钢丝将其扎牢在注浆管上,上口绑扎位置一般在设计桩顶 500 mm 以上。

(4)布袋随注浆管下放:成孔后将钻机移位,将绑扎好的布袋随注浆管人工下放到孔底。由于软土层极易缩孔,成孔后需及时下放布袋,以保证桩长、桩径满足设计要求,间隔时间过长或缩孔时需重新扫孔。为避免布袋受孔内泥浆浮力过大难以置于孔底或上浮,一般排尽袋内空气或静置数分钟后再注浆。

(5)注浆:按设计和工艺试验确定的浆液配合比进行注浆,浆液在孔口充分溢出后,停止注浆,注浆过程中保持配浆搅拌机不停地搅拌浆液。

(6)补浆:注浆首次注满后,待浆液回落,再补注一定量的浆液,直至浆液面再次溢出口口。补浆需在浆液初凝前进行,一般在首次注浆完成后 1 h ~ 2 h 内实施,根据现场实际情况确定补浆量和补浆次数。补浆结束标准以孔口浆面下降速度很慢或几乎不再

下降、桩顶能达到设计高程为准,补浆次数一般不少于2次。补浆一般采用小流量、低压力孔底返浆。注浆完毕后,拆卸注浆管前打开回流阀,以释放注浆系统的压力,清管移机,准备下一孔施工。

(7)切桩头:采用截桩机等专用设备对桩头进行切割,切除桩头不应影响桩的完整性。

13.3.5 邻近既有线或构筑物地段,先施工靠近既有工程的桩,以对外侧桩的施工干扰形成隔离作用,减小对既有工程的扰动。两侧均受限时,则按“先周边,后中间”的顺序施工。

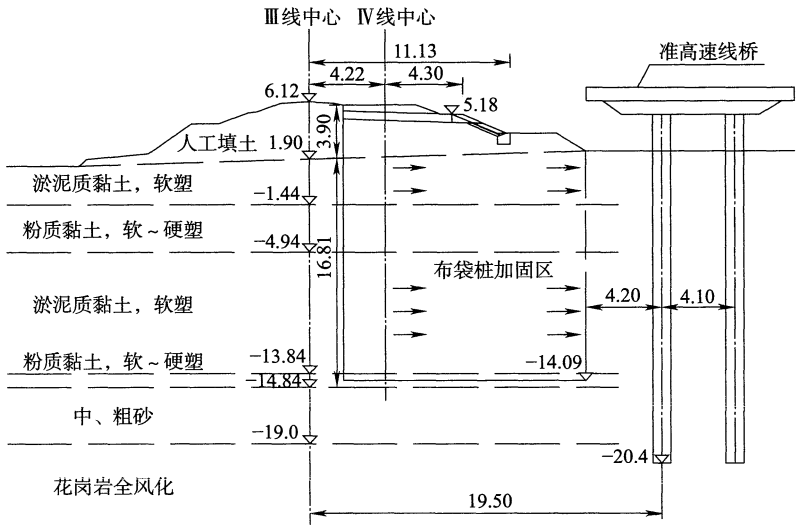
广深Ⅳ线是在既有Ⅰ、Ⅱ线(准高速线)与Ⅲ线之间5 m~15 m宽的场地修建第Ⅳ线,技术标准为Ⅰ级铁路。经检算,该段软土路堤工后沉降不满足工后沉降要求,地基须加固处理。因上有接触网、两边有准高速线桥和Ⅲ线路基,无法采用搅拌桩,而旋喷桩压力过大危及Ⅰ、Ⅱ线(Ⅰ、Ⅱ为准高速线桥)与Ⅲ线的安全。曾有讨论建桥通过的方案,基于布袋桩具有加固效果好、可控性好、灵活性好、施工方便、安全性高等优点,后经研究决定采用布袋桩加固,以路堤通过。

路基基底软土地基采用布袋加筋注浆桩加固,加固深度穿过软土到底部硬层1.0 m,加固深度7.3 m~21.7 m,桩间距0.8 m~1.2 m,为保证运营线安全,设计采用直径0.2 m的小桩径,正三角形布置,代表性横断面设计如说明图13.3.5所示。

此工程2006年3月至8月实施完成,经载荷试验,所抽样的桩均达到设计强度,成桩质量优良。

13.3.6 布袋注浆桩的注浆压力要大于地层的被动土压力和孔内液体压力,否则达不到膨胀布袋的目的,由于不同土层的土压力不同,注浆压力的大小对桩的形状、质量和对桩间土体的挤密效应影响不同,且与布袋在地层约束条件下能承受的最大膨胀压力有关。因此,注浆压力根据设计桩长、地层条件、土工管袋性能等参数,通过试验综合确定。

布袋注浆桩的注浆量一般不小于设计值,设计注浆量可以按



说明图 13.3.5 广深IV线软土地基加固设计代表性横断面(单位:m)

下式计算:

$$Q = \eta \pi R^2 L \quad (\text{说明 } 13.3.6)$$

式中 Q ——设计注浆量(m^3);

η ——浆液充盈系数,一般采用 1.15 ~ 1.25。

R ——成桩桩径(m);

L ——设计桩长(m)。

湖州站布袋注浆桩设计直径 35 cm,按桩径计算理论注浆量为 $0.096 \text{ m}^3/\text{延米}$,开孔孔径 30 cm,设计直径 35 cm 水泥浆液的充盈系数,实测为 1.06 ~ 1.42,平均为 1.25。

边注浆边拔管工艺对拔管速度和注浆压力、流量控制的配合度高,易导致某些部位因浆液不足造成缩颈等质量缺陷,因此不推荐采用。

13.3.8 施工过程中泥浆处理非常困难,事先需规划弃浆场地和循环通道,避免泥浆溢流,确保施工现场的整洁。

13.4.2 ~ 13.4.3 《铁路工程基桩检测技术规程》TB 10218—2019 要求,当采用低应变反射波法或声波透射法检测时,受检桩桩身混凝土强度不低于设计强度的 70% 且不低于 15 MPa,或桩身混凝土龄期不小于 14 d。布袋注浆桩的桩体为均匀的水泥结石,28 d 龄期桩身强度较高,工程应用经验表明,采用低应变反射波法能有效检验桩身缩颈、扩颈和完整性缺陷,可以作为桩身完整性检测手段之一。由于受桩周土约束、激振能量、桩身材料阻尼和桩身截面阻抗变化等因素影响,应力波能量逐渐衰减。若桩过长,不易测得清晰易辨的深部桩身缺陷和桩底反射波,从而无法评定整根桩的完整性。一般情况下,采用低应变反射法检测小直径桩时,当桩长大于 20 m 或长径比大于 40 时,其桩底发射信号较弱,对于具体工程的有效检测桩长,需依据能否识别桩底反射信号,确定该方法是否适用。如上海金山铁路(浆液配合比水:水泥:粉煤灰 = 1:0.785:0.642)工程桩 28 d 龄期桩身取芯无侧限抗压强度达 17.2 MPa ~ 20.6 MPa,采用了低应变反射波法进行桩身完整性检测(桩长 18 m),应用效果较好。但也有部分工点应用效果较差,如湖州站加固工程试验桩 16 d ~ 28 d 龄期桩身取芯无侧限抗压强度达 6.3 MPa ~ 14.7 MPa,采用了低应变反射波法进行桩身完整性检测(桩长 12 m ~ 24 m),部分桩底无明显反射信号。考虑布袋注浆桩采用低应变检测效果的不确定,本规程暂未纳入该方法。如采用低应变法补充检验布袋注浆桩的桩身完整性,推荐桩身混凝土龄期大于 14 d,或结合钻孔取芯工作在 28 d 后进行,并宜结合钻孔取芯法综合考虑应用。

钻孔取芯法能直观观测桩体外观质量,并能制作芯样进行强度试验,是可靠的检测方法之一。布袋注浆桩直径较小,采用的 PP-R 注浆管又具有一定的柔软性,在注浆管插入的过程中其垂直度控制难度较大,致使桩身实际垂直度出现偏差,钻孔取芯宜采用中心取芯或避开加筋芯材取芯,同时需注意取芯钻孔和成孔垂直度的控制,以免两者垂直度误差叠加,导致无法取芯到达桩底,此

时宜结合低应变法补充检测桩身完整性,综合考虑检测结果。湖州站直径 0.35 m 布袋注浆桩取芯钻孔一般在 12 m ~ 15 m 深度偏出桩外,少量钻至 20 m。

本规程布袋注浆桩桩身质量检验方法和检验数量参考《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751—2018 和《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414—2018 中旋喷桩的相关规定制定。由于两本验收标准部分检验数量不同,如载荷试验检验数量:《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751—2018 为桩总数的 1%,且每个工点不少于 3 根;《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414—2018 规定为桩总数的 2%,且每个工点不少于 3 根。本规程进行了综合处理,取总桩数的 2%且每个工点不少于 3 根,设计时根据具体项目确定。

14.1.1 在地基处理施工中,经常会遇到施工场地上方有高压电线或者高架路桥等施工机械限高(既有障碍物),邻近既有建筑物,也会遇到施工场地周围空间狭小、存在精密仪器等复杂施工环境,常规施工机械和方法无法进场施工。由于铁路对路基沉降变形有严格要求,一般碎石桩桩身强度低,不能满足变形控制要求时,可以采用碎石注浆桩地基加固技术。碎石注浆桩复合地基是为了满足既有障碍物和狭小空间环境下铁路工程地基加固而研发的一种新型地基加固技术。该技术具有适应复杂施工环境,挤土效应小,无噪声,施工方便快捷及工程造价低等技术经济优点。目前已经在京沪高速铁路、沪宁高速铁路、沿海高速铁路、商合杭高速铁路及高速公路等地基处理工程中推广应用,有效解决了复杂施工环境下路基沉降变形控制难题,取得了显著的社会效益和经济效益。一般施工场地上部净高在 6 m 以上皆可以实施。

商合杭高速铁路水家湖站采用碎石注浆桩复合地基进行软基加固,桩径 0.5 m,桩间距 1.8 m,桩长 8 m,设置 1 m 边长正方形桩帽。加固后地基承载力和工后沉降满足设计要求。

14.2.2 通过现场试验,综合考虑浆固碎石所形成不同桩体强

度的桩型,以及复合地基承载力、土性、位置和施工工艺等因素,碎石注浆桩间距建议为 2.5 ~ 5.0 倍桩径,桩径大时建议取小值。

14.2.4 填充料目前应用较多的是碎石、鹅卵石,也可以采用建筑垃圾、矿渣等材料。碎石的粒径不能小于 16 mm,粒径过小会造成孔隙率小影响砂浆流动,使得砂浆充填不密实,影响桩体胶结质量。水泥建议采用 42.5 级普通硅酸盐水泥或硅酸盐水泥,可以根据水泥掺入量的多少、水胶比等形成不同强度的桩体材料。

14.2.6 由于压力注浆作用,浆液向桩周土扩散,改善了桩周土的性质,同时也使桩土接触面的性质得到改善,因此考虑了侧摩阻力修正系数。根据国内外研究成果资料,工程上应用较多的钻孔灌注桩桩底容易沉渣和桩侧泥膜的存在,从而导致桩端阻力和桩侧摩阻力显著降低。而对于碎石注浆桩,通过注浆可以消除这些隐患:浆液渗透到桩底虚土中,通过压密、固结、填充、置换等作用改善其物理化学性质;浆液可以充填桩壁与周围土层接触不好的地方,从而使桩侧与桩周土体接触良好;同时水泥浆的水解、水化作用,黏土颗粒与水泥水化物的作用、碳酸化作用下,更能增强桩体与其桩周土之间的胶结力,从而提高桩侧摩阻力。根据本规程编制组的研究成果,由于注浆作用引起的桩侧阻力提高可达 30% 以上,本规程为偏于安全,侧摩阻力修正系数取 1.0 ~ 1.2。

14.2.7 浆液扩散范围与土体渗透系数有着密切的关系。研究表明,砂土中碎石注浆桩注浆对桩周土的改善主要以渗透后胶结为主。黏性土中碎石注浆桩注浆对桩周土的改善主要以挤密为主。通过原位测试及前人研究成果确定了浆固区内土体的性质,在浆固区内,土体的强度大于原状土而小于桩体。经碎石注浆桩处理后的地基桩间土的强度一般会提高 10% ~ 30%。本规程为安全起见,将桩周土承载力提高系数设置为 10%。因此,桩间土承载力折

减系数取值在 0.75 ~ 0.95 的基础上提高 10%。

14.2.8 试块需在注浆完成后及时预留。

14.3.2 成桩所使用的机械由专业的生产厂家生产,选择合格的施工设备是保证施工质量的关键。碎石注浆桩机具一般包括成孔设备、注浆泵等,详见说明表 14.3.2—1。

说明表 14.3.2—1 碎石注浆桩施工机具设备

序号	设备名称	型号及规格	数量	用途
1	成孔设备(钻机或桩机)	—	1	成孔施工
2	灰浆高速搅拌机	16 m ³ /h	1	水泥浆搅拌
3	注浆泵	—	2	压力注浆
4	灌浆自动记录仪	—	2	灌浆记录
5	比重计	—	2	测比重
6	潜水泵	1 kW	1	供水
7	汽车	5 t	1	材料运输
8	起重机	16 t	1	重物吊装
9	千斤顶	25 t	4	施工安装
10	全站仪	—	1	测量
11	水准仪	—	1	测量

成孔设备建议选择旋挖取土机械,在不良地质条件下可以采用回旋成孔钻机,常用设备技术参数详见说明表 14.3.2—2。

说明表 14.3.2—2 碎石注浆桩常用成孔机械性能参数

设备名称	型号	钻孔直径 (mm)	钻孔深度 (m)	主机功率 (kW)	钻杆转数 (r/min)	扭矩 (kN·m)
旋挖取土机	SJ-55	300 ~ 800	55	30	20	15
回旋成孔钻机	GPS-10	300 ~ 800	60	30	44/77/139	6
	XY-4	300 ~ 800	60	30	135 ~ 1 588	5

常用注浆设备技术参数详见说明表 14.3.2—3。

说明表 14.3.2—3 碎石注浆桩常用注浆泵性能参数

设备名称	型号	额定压力 (MPa)	流量 (m ³ /h)	电机功率 (kW)
注浆泵	SGB6-10	10	6	18.5
注浆泵	BW-250	8	15	15

14.3.3 碎石注浆桩的施工流程及施工工艺如说明图 14.3.3—1 和图 14.3.3—2 所示,具体施工步骤包括以下内容:

1. 施工准备

根据设计要求和地质条件,设定施工工艺参数,并确定施工方案或施工组织设计。人员、设备、材料进场,组织施工技术与安全交底。

2. 场地平整

根据现场情况,将场地进行平整,清除表面障碍物。如遇软土地基无法承受桩机设备,需先将土层表面用碎石、宕渣铺垫,以便施工设备就位及灵活移机。

3. 定位放线

根据设计图确定桩位轴线和桩位点,用 $\phi 12$ 钢筋插在桩位中心点上,并撒上白灰做明显标记。桩位偏差 ± 2 mm。

4. 成孔设备就位、成孔

成孔可以采用钻机或桩机,设备进场后,按照装配图纸进行组装。

根据桩位点进行成孔设备就位。成孔设备就位后需调整平稳,施工作业人员需从成孔设备正面与侧面两个相互垂直方向,采用吊锥线或利用成孔设备平台用水平尺进行垂直度检查,及时调整成孔设备位置,保证机具垂直,并将钻头对准桩位中心点。

成孔开始时,先慢后快,同时检查成孔的偏差并及时纠正。在成孔过程中发现机具摇晃或难进时,需放慢进尺,防止桩孔偏斜、位移和机具损坏。

成孔时作业人员需随时检查机具成孔时的垂直度,发现偏斜及时进行调整,以保证桩孔的垂直度。成孔深度需满足设计要求,可以利用在成孔设备立柱上施划尺寸标记或其他方法进行施工深度控制。对成孔时出土及时清理,以保证场地道路通畅、平整。

一般用钻机成孔,自然造浆护壁,在孔壁不易保持的情况下,采用人工造浆护壁。在工程应用中采用膨润土加碱进行人工造浆护壁,泥浆的相对密度控制在一定范围内。

5. 护筒埋设

防止成孔、投石过程中孔口发生坍塌,同时,防止注浆过程中浆液流失,需在孔口埋设长度 60 cm ~ 100 cm 的护筒。

6. 下注浆管

成孔后,下注浆管。

7. 投石、洗孔

钻孔完成后,分两次进行洗孔。第一次洗孔在钻孔结束后,投放骨料前进行。第二次洗孔在投放骨料过程中,即边投放骨料边洗孔,两次洗孔分别用不同的泥浆相对密度作为完成标准。在投放骨料的过程中,为防止骨料碰撞孔壁引起塌孔,设置专用投料导向器来引导骨料,其作用是防止其他杂物落入钻孔中并使骨料垂直落入孔底。

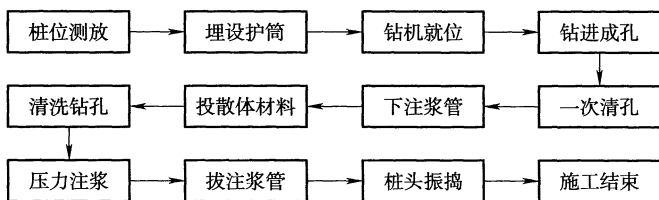
8. 压力注浆

水泥采用强度等级不低于 42.5 的普通硅酸盐水泥,砂为细砂。浆液参数主要包括浆液的配合比、水胶比。水泥砂浆的水胶比控制在 0.5 ~ 0.6,并适当使用减水剂等外加剂以及粉煤灰等掺合料。浆液参数由设计(施工前的室内试验)确定。

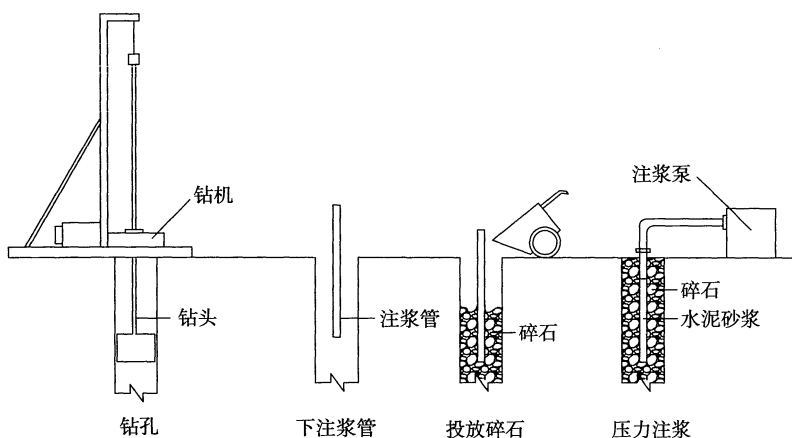
浆固桩的注浆首先要使浆液充满于孔内骨料的空隙,以便固结成桩。其次一部分浆液向周围土体扩散,对桩周土体进行注浆加固,提高天然地基土的强度。可以以注浆量来控制注浆过程,并且采用边拔(管)边注浆的方法。

9. 移机就位

一根桩施工完成后,转移钻机到下一桩位。桩机移机至下一桩位施工时,需根据轴线或周围桩的位置对施工的桩位进行复核,保证桩位正确。



说明图 14.3.3—1 碎石注浆桩施工流程



说明图 14.3.3—2 碎石注浆桩施工工艺

14.3.4 成孔工艺选择旋挖取土工艺,主要是减少泥浆对环境的污染及提高注浆成桩质量,施工设备建议采用 S-55 型、GPS-10 型或 XY-4 型简易取土桩机。在粉砂、粉土地层常采用泥浆护壁回旋钻进成孔工艺。当桩孔间距较小或易发生串孔、串浆时需采取隔孔跳打方式施工。钻孔完成要进行清孔,投料前检查泥浆相对

密度须小于 1.05, 否则粗骨料孔隙不通畅影响水泥砂浆注入量及固结强度。

14.3.5 为防止注浆管被堵, 注浆管底需采用胶带封堵, 同时注浆管径不建议过小, 建议采用镀锌管和钢制管材, 不建议采用 PVC 管。

14.3.6 孔内碎石下沉后须及时补料, 以免桩顶高程不够。水泥砂浆注浆量根据设计钻孔体积及碎石的孔隙率及孔的充盈系数计算注入量, 并结合试桩情况确定施工参数。需认真做好二次补浆工序, 并用振捣器对桩顶进行振捣, 使桩顶密实。由于注浆过程中引起振动, 孔口部分碎石有一定量的下沉, 故在压浆过程中需逐步补填碎石到桩顶。

14.4.2、14.4.3 桩身质量与基桩承载力密切相关, 现场开挖桩头主要是观察桩的成形。低应变反射波法主要是用来检测碎石注浆桩的桩身完整性和浆固碎石体的质量。碎石注浆桩成桩后桩身强度较高, 如沪宁城际铁路桩身浆固碎石体抗压强度达到 20.44 MPa ~ 21.38 MPa, 低应变检测效果良好。当低应变检测有疑问时钻孔取芯检验。钻孔取芯法能直观观测桩身浆固碎石体外观质量, 并能制作芯样进行强度试验, 是可靠的检测方法之一。碎石注浆桩建议采用中心取芯, 同时需注意取芯钻孔和成桩垂直度的控制。

15.1.1 水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 及素混凝土桩复合地基具有承载力提高幅度大、地基变形小等特点, 并具有较大的适用范围, 既适用于铁路路基, 也可以用于各种结构物基础。而在地基的适宜性方面, 目前已成功应用于黏土、粉土、砂土、碎石土、残积土和正常固结的素填土等地基, 不适用于淤泥、流塑状泥炭质土地基。对淤泥质土、泥炭质土以及地基中夹有块石和较大粒径的碎石、卵石层时, 按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

郑西高速铁路使用小桩径、小间距的 CFG 桩对湿陷性黄土进行了加固处理, 承载力提高了 1.4 ~ 2.0 倍, 工后沉降满足无砟轨道要求, 为湿陷性黄土的地基处理提供了一条新思路。

螺纹(杆)桩适用于黏性土、粉土、砂土、碎(卵)石土、残积土及全~强风化岩等地层,不适宜在软土和不稳定土层中使用。

螺纹(杆)桩施工顺序:场地平整→测量放样→移机就位→钻机调平→钻进成孔→提钻成螺并灌注→提钻扫螺并灌注→灌注完成→桩头清理→桩头振捣→桩帽开挖→浇筑桩帽。

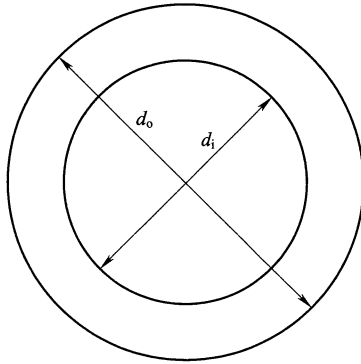
根据处理工程的需要,螺纹(杆)桩也可以设置钢筋。

现浇大直径(薄壁)管桩和现浇 X 形桩复合地基适用于处理黏性土、粉土、淤泥质土、松散或稍密砂土及素填土等地基。对于十字板抗剪强度小于 10 kPa 的软土地基、斜坡上软土地基以及地下水具有侵蚀性时,根据地区经验或现场试验确定其适用性。

京沪高速铁路南京南站工程仙西联络线使用现浇混凝土大直径管桩进行软基加固,桩径 1 000 mm,壁厚 150 mm,采用 C25 混凝土,设计桩长 10 m~15 m,采用正方形布置,桩间距 2.5 m,桩顶设置尺寸 1.2 m 圆形盖板,桩顶部设置厚 60 cm 碎石垫层,垫层采用两层土工格栅加筋。加固后地基承载力和工后沉降均满足设计要求。

15.1.2 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩桩体本身具有较高的强度,设计时将桩端落在相对好的地层上,可以很好地发挥桩的端阻力,提高单桩承载力,同时能有效控制沉降。对于深厚软土层,当难以打穿时,除进行检算外,还需进行现场试验验证。

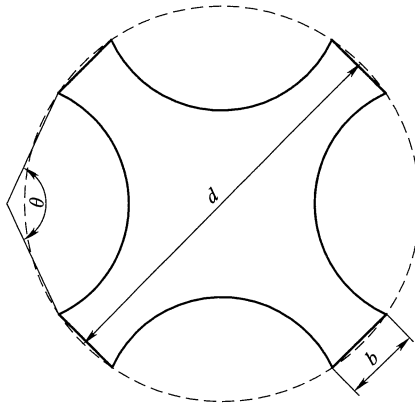
15.2.2 桩径选择与施工工艺有关,对于长螺旋、振动沉管成桩的 CFG 桩,桩径一般为 400 mm~600 mm;对于泥浆护壁钻孔灌注素混凝土成桩,桩径一般为 600 mm~800 mm;对于螺纹(杆)桩,桩径一般为 300 mm~800 mm;对于现浇大直径管桩,桩外径 d_0 一般为 1 000 mm~1 200 mm,壁厚一般为 120 mm~150 mm,其截面参数如说明图 15.2.2—1 所示,见说明表 15.2.2—1;对于现浇 X 形桩,其截面参数和尺寸如说明图 15.2.2—2 所示,见说明表 15.2.2—2。



说明图 15.2.2—1 现浇大直径管桩截面参数示意图

说明表 15.2.2—1 现浇大直径管桩典型横截面尺寸

序号	外径 d_o (mm)	内径 d_i (mm)	壁厚 (mm)	截面积 (m^2)	外周长 (mm)
1	1 000	760	120	0.331 8	3 141.6
2	1 000	700	150	0.400 6	3 141.6
3	1 200	900	150	0.494 8	3 769.9



说明图 15.2.2—2 现浇 X 形桩截面参数示意图

说明表 15.2.2—2 现浇 X 形桩截面尺寸

外包圆直径 d (mm)	开弧间距 b (mm)	凹弧圆心角 θ ($^{\circ}$)	周长 u_p (m)	横截面积 A_p (m^2)	等截面圆直径 D_e (mm)
513.8	120	130	1.824	0.1116	377
622.8	120	130	2.219	0.1425	426

15.2.3 桩间距的选择,需根据设计要求的复合地基承载力、变形、土性及施工工艺综合确定。

设计的桩间距首先要满足承载力、变形的要求,从施工角度考虑,选用较大的桩间距,能减少新打桩对已打桩的不良影响。

就土的挤(振)密性而言,一般将土分为:挤(振)密效果好的土,如松散粉细砂、粉土、人工填土等;可挤(振)密土,如软塑~硬塑的粉质黏土、稍密的粉细砂等;不可挤(振)密土,如饱和软黏土或坚硬的黏土、密实的砂土等。

就成桩施工工艺而言,可以分为两类:

(1)挤土成桩工艺:对桩间土产生扰动或挤密的施工工艺,如振动沉管打桩机施工的 CFG 桩、螺纹(杆)桩、现浇大直径管桩、现浇 X 形桩等。

(2)非挤土(或部分挤土)成桩工艺:对桩间土不产生扰动或挤密的施工工艺,如长螺旋钻灌注成桩、泥浆护壁钻孔成孔等。

对不可挤密土和挤土成桩工艺一般采用较大的桩间距。

在满足承载力和变形要求的前提下,可以通过改变桩长来调整桩间距。采用非挤土或部分挤土成桩工艺施工,桩间距一般取 3~5 倍桩径;采用挤土成桩工艺施工桩间距可以适当加大,一般取 3~6 倍桩径;现浇大直径管桩的桩间距一般为 2.5~3.5 倍桩径。对饱和粉土、粉细砂、淤泥、淤泥质土层,为防止施工发生窜孔、缩颈、断桩,减少新打桩对已打桩的不良影响,一般采用较大桩间距。

15.2.5 扩大桩头或桩帽在铁路复合地基中具有如下的作用:

(1)减少桩顶的刺入变形。

(2)使桩顶应力分布更均匀。

(3)充分发挥素混凝土桩单桩承载力较高的优势,有效增大桩间距。

对于现浇大直径管桩,可以开挖 50 cm 深度桩芯土回填同强度等级混凝土形成桩帽,也可以设置比桩径大的桩帽。

15.2.6 本条增加了桩端容许端阻力折减系数 α ,主要考虑桩端阻力的发挥与桩体的荷载传递性质、桩长及桩土相对刚度密切相关。一般情况下取 1.0,桩长过长影响桩端承载力发挥时适当降低。

设计时,可以根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定单桩容许承载力:

(1)CFG 桩、现浇混凝土桩

单桩竖向容许承载力主要由侧阻力和端阻力组成,一般按下式计算:

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (\text{说明 } 15.2.6-1)$$

(2)螺纹(杆)桩

单桩竖向容许承载力主要由直杆段侧阻力(如有直杆段)、螺纹段侧阻力和端阻力组成,直杆段侧阻力、端阻力一般按式(说明 15.2.6—1)计算,螺纹段由于受力机理的不同,计算思路有较大差异。

螺纹段的侧阻力是由桩的螺牙与土的机械咬合作用力通过桩孔侧壁土的抗剪强度体现的,除了螺牙外侧的桩土侧阻力外,还包括螺牙间土体抗剪力,等效侧阻力按下式计算:

$$\tau_s = c + \sigma' \tan \varphi \quad (\text{说明 } 15.2.6-2)$$

式中 τ_s ——螺纹桩各段的等效侧阻(kPa);

σ' ——土的法向应力(kPa);

c ——土的黏聚力(kPa);

φ ——土的内摩擦角(°)。

对于普通直杆桩侧阻力采用贝鲁姆(Berrum)公式计算:

$$q_{si} = K_0 \sigma'_{sz} \tan \delta \quad (\text{说明 } 15.2.6-3)$$

式中 q_{si} ——普通直杆桩桩身侧阻;

K_0 ——土的侧压力系数;

σ'_{sz} ——土的竖向有效应力(kPa);

δ ——桩土间的摩擦角($^\circ$)。

据此,实际上螺纹桩和普通桩侧阻的比值为

$$\lambda = m + \frac{(1-m)(\sigma' \tan \varphi + c)}{K_0 \sigma'_{sz} \tan \delta} \quad (\text{说明 } 15.2.6-4)$$

式中 m ——螺牙侧面面积所占比例;

λ ——桩身等效极限侧阻力标准值相对于干作业钻孔桩极限侧阻力标准值的修正系数。

根据常见螺纹桩的尺寸计算出 m ,见说明表 15.2.6—1。

说明表 15.2.6—1 常见螺纹桩尺寸及 m

螺纹桩内径 (mm)	螺纹桩外径 (mm)	螺距 (mm)	螺牙宽度 (mm)	m
300	400	350/400	50	0.15/0.13
300	500	350/400	100	0.29/0.26
377	500	350/400	61.5	0.17/0.15
377	500	440	61.5	0.14
377	550	440	86.5	0.20
377	600	440	111.5	0.26
480	700	500	110	0.27

根据兰道夫(Randolph)的研究,桩土界面的摩擦角 δ 等于 $(0.6 \sim 0.7)\varphi$ 。以 $m=0.2$ 计算出 λ ,说明表 15.2.6—2 为不同地基土内摩擦角对应的 λ 。

说明表 15.2.6—2 不同地基土内摩擦角对应的 λ

内摩擦角 φ	$\delta = 0.65\varphi$	$\tan \varphi / \tan \delta$	λ
5°	3.3°	1.54	1.43
10°	6.5°	1.55	1.44
15°	9.8°	1.56	1.45
20°	13.0°	1.58	1.46
25°	15.3°	1.60	1.48
30°	19.5°	1.63	1.50
35°	22.8°	1.67	1.54
40°	26.0°	1.72	1.58
45°	29.3°	1.79	1.63

综合统计资料和理论分析,建议 λ 的经验取值为 1.2 ~ 1.5。
故单桩竖向容许承载力按下式计算:

$$[P] = u_p \sum_{i=1}^n \lambda_i q_i l_i + \alpha A_p q_p \quad (\text{说明 } 15.2.6-5)$$

其中 λ_i 为桩身等效极限侧阻力标准值相对于干作业钻孔桩极限侧阻力标准值的修正系数,一般根据工程经验确定,对于螺纹(杆)桩,直杆段取 1.0,螺纹段取 1.2 ~ 1.5,当螺纹段桩侧土以砂土为主时取高值,以黏性土为主时取低值,软土地区取 1.0。

(3) 现浇大直径管桩、现浇 X 形桩

对于现浇大直径管桩, u_p 指外周长,即

$$u_p = \pi d_0 \quad (\text{说明 } 15.2.6-6)$$

对于现浇 X 形桩, u_p 指 X 形截面全周长,即

$$u_p = \frac{\sqrt{2}\theta(\sqrt{d^2 - b^2} - b)}{\sin \frac{\theta}{2}} + 4b \quad (\text{说明 } 15.2.6-7)$$

现浇 X 形桩极限侧阻力标准值的修正系数 λ_i 由侧阻力异形效应引起,与 X 形桩桩周凹弧段和凸起段的应力分布不均有关。

研究表明,不同形式的 X 形桩均存在异形效应, X 形桩桩周应力场与圆形桩有很大差异。对于圆形桩,沿桩周的法向应力分布是均匀的。对于 X 形桩,约 1 倍桩径范围的桩周土单元内发生了主应力轴旋转,使得紧邻桩的土单元在 X 形桩周凹弧区域内产生了应力拱。换言之,由于 X 形桩凹弧段内侧应力拱效应,使得 X 形桩周法向应力非均匀分布。正是由于 X 形桩周长范围内的侧摩阻力并非均匀分布,异形效应导致了平均侧摩阻力不等于圆形桩。大量理论和试验研究结果表明, λ_i 与土体性质、应力水平、截面尺寸等因素有关,其值介于 0.9 ~ 1.0 之间,本规程为安全起见,取为 0.9。

15.2.7 现浇大直径管桩面积置换率指环状桩身净截面面积置换率, A_p 指环状桩身截面积,按下式计算:

$$A_p = \frac{\pi}{4}(d_o^2 - d_i^2) \quad (\text{说明 } 15.2.7-1)$$

对于现浇 X 形桩,桩身截面积按下式计算:

$$A_p = \frac{d^2 - 2b^2 + 2b \sqrt{d^2 - b^2}}{2} - \frac{(d^2 - 2b \sqrt{d^2 - b^2})(\theta - \sin \theta)}{4 \sin^2 \frac{\theta}{2}}$$

(说明 15.2.7-2)

影响桩间土承载力折减系数 β 的因素很多, β 的取值受褥垫层厚度、桩长、面积置换率、桩体强度以及其他各种因素的影响。

关于水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩桩间土承载力折减系数 β 的取值,各规范稍有差异。如《复合地基技术规范》GB/T 50783—2012 中对 β 的确定方法:“可结合具体工程按地区经验进行取值,无地区经验时,可取 0.65 ~ 0.9”;《建筑地基处理技术规范》JGJ 79—2012 中对 β 的确定方法:“应按地区经验取值,无经验时可取 0.9 ~ 1.0,褥垫层的厚径比大时取大值”;《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》(JTG/T D31-02-2013)中对 β 的确定方法:“当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征

值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.9,差值大时或设置垫层时取高值”。

综上,建议桩间土承载力折减系数 β 的取值为 0.75~0.95。

15.2.8 复合地基桩体的强度是保证复合地基工作的必要条件,要保证其安全度。在有关材料标准的可靠度设计理论基础上,本次修订适当提高了桩体强度的设计要求。

15.2.9 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩复合地基的沉降按本规程第 3.4 节的有关规定计算。

郑徐客专针对 CFG 桩桩网复合地基采用传统法、 $L/3$ 法、铁路桥规法和建筑地基基础设计规范法计算的理论沉降值和现场试验实测值进行了对比,结果显示:采用传统法和 $L/3$ 法计算的沉降值大于实测沉降值;采用铁路桥规法计算的沉降值与建筑地基基础设计规范法计算的沉降值小于实测沉降值,且两种方法计算的结果非常接近。

针对复合地基的沉降变形预测,郑徐客专针对 CFG 桩、螺杆桩的研究均表明,采用双曲线法对沉降进行预测,曲线回归相关系数均大于 0.95,预测方法具有较高的精度。

15.3.1 本次增加了工艺性试验的要求。

水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩包含 CFG 桩、现浇混凝土桩、螺纹(杆)桩、现浇大直径(薄壁)管桩、现浇 X 形桩等多种桩型,且存在长螺旋、振冲、静压等多种施工方式,对于不同地层有不同的施工要求,故先进行工艺性试验以保证成桩效果。

15.3.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩的施工,根据设计要求和现场地基土的性质、地下水埋深、场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选择施工工艺。这里结合工民建、公路等岩土工程施工经验,给出了四种常用的施工工艺:

(1)长螺旋钻孔管内泵压桩体材料灌注成桩,适用于黏性土、粉土、砂土;对含有卵石夹层场地,应通过现场试验确定其适用性。

目前城区施工对噪声或泥浆污染要求严格,可以优先选用该工艺。

(2)振动沉管灌注成桩,适用于粉土、黏性土及素填土地基及对振动和噪声污染要求不严格的场地。

(3)泥浆护壁成孔灌注成桩,适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层。

(4)螺纹(杆)桩是一种异形混凝土灌注桩,通过特制桩机挤土成孔、泵送混凝土成桩,也可以在桩头附近后插钢筋笼提高单桩承载力。属于挤土成桩施工工艺。

若地基土是松散的饱和粉细砂、粉土,以消除液化和提高地基承载力为目的时,选择振动沉管打桩机施工。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,挤断已打桩,且振动和噪声污染严重,在城市居民区施工受到限制。在夹有硬的黏性土时,采用长螺旋钻机引孔,再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩工艺,属非挤土成桩工艺,具有穿透能力强、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孔压灌成桩工艺,在城市居民区施工,对周围居民和环境的影响较小,近年来得到了较为广泛的应用。

对桩长范围和桩端有承压水的土层,选用泥浆护壁成孔灌注成柱工艺。当桩端具有高水头承压水采用长螺旋钻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,成桩质量容易保证。

螺纹(杆)桩在黏性土、粉土、砂土、碎石土及残积土中积累了较为丰富的工程经验,在地方工程建设中逐步得到了认可,并形成

了相关标准,如《螺杆桩技术规程》DB J41/T 160—2016、《螺杆桩基础技术规程》DB 34/T 5010—2014、《螺杆灌注桩技术规程》DB J46-026—2013、《螺纹桩技术规程》JGJ/T 379—2016、《螺杆桩基础施工及质量验收规范》Q/GDW 11283—2014 等。但在使用时需注意其适用条件。

现浇大直径管桩和现浇 X 形桩在黏性土、粉土、淤泥质土、松散或稍密砂土及素填土中积累了较为丰富的工程经验,在工程建设中逐步得到了认可,并形成了相关标准,如《现浇混凝土大直径管桩复合地基技术规程》JGJ/T 213—2010 和《现浇 X 形桩复合地基技术规程》JGJ/T 402—2017。但在施工前需进行施工工艺参数试验确定其适用性。

15.3.4

(1)对于水泥粉煤灰碎石桩,当用振动沉管灌注成桩时,桩体配比中采用的粉煤灰一般选用电厂收集的粗灰。当采用长螺旋钻孔管内泵压料灌注成桩时,为增加桩体材料的和易性和可泵性,一般选用细度(0.045 mm 方孔筛筛余百分比)不大于 45% 的Ⅲ级或Ⅲ级以上等级的粉煤灰,每方混合料粉煤灰掺量为 70 kg ~ 90 kg。

(2)长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩施工时,坍落度需控制在 160 mm ~ 200 mm,这主要是考虑保证施工中桩体材料的顺利输送。坍落度太大,易产生泌水、离析,泵压作用下,骨料与砂浆分离,导致堵管;坍落度太小,桩体材料流动性差,也容易造成堵管。振动沉管灌注成桩若桩体材料坍落度过大,桩顶浮浆过多,桩体强度会降低。

(3)长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩施工,需准确掌握提拔钻杆时间,钻孔进入土层确定高程后,开始泵送桩体材料,管内空气从排气阀排出,待钻杆内管及输送管内桩体材料连续时提钻。若提钻时间较晚,在泵送压力下钻头处的水泥浆液被挤出,容易造成管路堵塞。杜绝在泵送桩体材料前提拔钻杆,以免造成桩端处存在虚土或桩端桩体材料离析、端阻力减小。提拔钻杆中需连续

泵料,特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不能停泵待料,避免造成桩体材料离析、桩身缩颈和断桩,目前施工多采用2台 0.5 m^3 的强制式搅拌机,能满足施工要求。振动沉管灌注桩成桩施工需控制拔管速度,拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩。中车南京浦镇车辆有限公司进行的三种拔管速度试验显示:拔管速度为 1.2 m/min 时,成桩后桩径为 380 mm (沉管直径 377 mm);拔管速度为 2.5 m/min 时,拔管后约 0.2 m^3 混合料被带到地表,成桩后桩径为 360 mm ;拔管速度为 0.8 m/min 时,成桩后桩顶浮浆较多。经大量工程实践认为,拔管速率控制在 $1.2\text{ m/min} \sim 1.5\text{ m/min}$ 是适宜的。

(4) 桩长范围有饱和粉土、粉细砂和淤泥、淤泥质土,当桩距较小时,新打桩钻进时长螺旋叶片对已打桩周边土剪切扰动,使土结构强度破坏,桩周土侧向约束力降低,处于流动状态的桩体侧向溢出、桩顶下沉,亦即发生所谓窜孔现象。施工时须对已打桩桩顶高程进行监控,发现已打桩桩顶下沉时,正在施工的桩提钻至窜孔土部位停止提钻继续压料,待已打桩混合料上升至桩顶时,再施桩继续泵料提钻至设计高程。为防止窜孔发生,除设计采用大桩、长大桩距外,一般采用隔桩跳打措施。

(5) 螺纹(杆)桩施工前编制专项施工方案,当桩间距小于 1.5 m 且地下有松散砂层时,采用跳跃式施工,或采用控制凝固时间间隔施工。螺纹桩钻进成孔时,钻进需先慢后快,过程中保持匀速下钻,钻杆旋转一圈,同时下降一个螺距,在土体中形成螺纹,当钻至设计深度后停钻。提钻速度需进行控制,当施工螺纹段时,提钻过程需保持匀速,钻杆反向旋转一圈,同时上升一个螺距,与此同时高压泵送的细石混凝土迅速填充由于钻杆同步旋转提升所产生的螺纹段空间;当施工直杆段时,提钻速度一般小于螺纹段,提升速度和旋转速度不同步,以扫除螺牙。软土层施工时采用较慢的提钻速度。

(6) 现浇大直径管桩在软弱土层内的拔管速度一般为 $0.6\text{ m/min} \sim$

0.8 m/min,在松散或稍密砂土层内一般为 1.0 m/min ~ 1.2 m/min,在软硬交替处,拔管速度一般不大于 1.0 m/min,并在该位置停拔留振 10 s;现浇 X 形桩拔模速度一般为 1.2 m/min ~ 1.5 m/min,较弱土层拔模速度一般为 0.8 m/min ~ 1.0 m/min,在软硬土层交替处的拔模速度一般不大于 1.2 m/min,并在该位置停拔留振 10 s。

(7)现浇大直径管桩沉桩顺序尽量减少挤土效应及其对周围环境的影响,一般符合下列规定:如桩布置较密集且离建(构)筑物较远,施工场地开阔,打桩顺序从施工场地中间开始向外进行;如桩布置较密集且场地较长,打桩顺序从施工场地中间开始向两端进行;如桩较密集且一侧靠近建(构)筑物,打桩顺序从靠近建(构)筑物一侧开始向另一侧进行;先施工长桩,后施工短桩;先施工大直径桩,后施工小直径桩;靠近边坡的地段,从靠近边坡向远离边坡方向进行;在进行较密集的群桩施工时,采取跳打、控制打桩速率、优选打桩顺序等措施。

15.3.5 由于螺纹(杆)桩、现浇大直径管桩及现浇 X 形桩成桩过程的复杂性,且目前市场均有成熟的专用桩机与之配套,故施工时需结合桩型、孔深、土层和试桩的情况确定匹配的专用桩机。

15.3.6 对于水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩,设计时一般有桩长控制和进入持力层深度控制两种要求。当采用进入持力层深度控制时,结合工艺性试验,采取适宜措施保证桩端进入持力层深度的要求,如电机在进入持力层后的电流变化等。

15.3.8 对桩头切割、弃土清运时,需采用小型机具配合人工进行,避免机械设备超挖,一般表层预留 200 mm 厚弃土采用人工清除,防止造成桩头断裂和扰动桩间土层。对软土地区,为防止发生断桩,也可以根据地区经验在桩顶一定范围配置适量钢筋。在确保成桩质量的情况下,对带有桩帽的水泥粉煤灰碎石桩、螺纹(杆)桩施工也可以采用前截法工艺,桩帽施工采用土模法机械开挖工艺,桩帽中心与桩中心偏差不大于 15 mm。

前截法施工工艺是在桩身灌注后即将钻渣和桩头超灌混凝土

清除,对桩头采用振捣棒振捣,控制桩顶高程与设计高程一致,随后进行人工收面、养护。前截法施工较传统工艺减少了桩间土开挖、桩头处理、桩帽钢筋、模板安装、桩间土回填压实等工序,简化了施工程序。相对传统后截法施工,减少了浅层断桩率、桩间土压实度低、工序繁琐、功效低、周期长等潜在问题,在近年来的施工中被推广使用。

桩帽的土模法施工是近年来随着机械化施工的应用总结形成的一种施工方法,先行对作业区表层挖除换填 0.3 m 厚 AB 组填料进行场地硬化层预处理,再进场施工 CFG 桩,成桩后采用专门的桩帽开挖设备,对桩帽范围进行开挖,利用桩帽周围土体作为土模基坑,进行桩帽的现浇施工,待养护合格后再进行桩顶褥垫层的施工。桩帽的土模法施工,避免了成桩后挖除桩间土、桩帽立模、小型机械分层回填夯实桩间土的工效低、干扰多、交叉作业、施工不便的问题,近年来得到了广泛使用。

15.3.11 增加施工组织要求,以对成品桩进行保护。

15.4.1 当地质环境较为复杂或施工难度较大时,设计单位可以要求检测单桩和复合地基承载力。

15.4.2、15.4.3 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩的质量检验数量按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。现浇大直径管桩的检测参照现行《现浇混凝土大直径管桩复合地基技术规程》JGJ/T 213 执行。现浇大直径管桩桩芯土开挖包括人工开挖、高压水冲成泥浆后抽走和机械开挖等方式。当开挖深度较浅时,一般采用前两种方式,当开挖深度较深时,采用机械开挖。桩芯土机械开挖采用 XY-4 型钻机,钻机电机功率 37 kW,钻机转速 87 r/min ~ 1 030 r/min,最大扭矩 2 640 N·m。该钻机由离合器、变速箱、分动箱、回转器、升降机、机架及液压系统等主要部件组成。

16.1.1 预制桩桩身强度高,可以穿越各类软土、填土、可塑状黏性土、粉土、松散或稍密的砂土,进入硬塑或坚硬状黏性土、密实的

砂土、碎石土、强风化岩层及中风化极软岩层一定深度。

地基土夹块石、漂石,打入或压入预制桩,容易出现施工受阻的情况;岩溶地区,则由于基岩面存在溶槽、溶沟,打入(压入)桩施工中容易出现桩断裂、歪斜等情况。需结合地质条件及通过现场沉桩工艺试验确定其适用性。

16.1.2 预制桩结构形式多样,按截面形式可分为管桩、方桩等,按截面构造可分为实心桩和空心桩,常见的结构形式组合包括预制空心管桩、预制实心方桩和预制空心方桩等。其中,预制空心管桩为铁路路基地基处理采用较多的预制桩类型,其包括预应力高强混凝土管桩(代号 PHC)、预应力混凝土管桩(代号 PC)和混合配筋管桩(代号 PRC)。预制管桩具体桩型号及设计、施工要求等参见《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T 406。

16.1.4 当预制桩用于具有侵蚀性的地层时,需采取增加混凝土保护层或表面涂刷防腐涂层等措施,当处于高硫酸盐含量等强侵蚀性环境时,其耐久性技术措施需进行专门研究和论证。

16.2.8 根据经验,对于单一无硬壳的流塑状淤泥或淤泥质土地层,容易出现桩基的横向失稳,因此,要注意采取加强结构横向稳定性的措施,如增长桩嵌固段、增强桩顶联系构造,或与其他地基加固措施联合使用等。当缺乏工程经验时,需通过现场试验确定其适用性。

16.3.1 目前预制桩的施工方法主要有锤击贯入法、静力压桩法等。

锤击贯入成桩时存在桩身较易损伤,对环境有噪声、振动、油烟污染等问题,它的应用在城市中受到了一定的限制。锤击法具有低成本、穿透土层能力强、施工方便等优点。

静力压桩法适用于浅层土易穿越,桩端持力层较致密、坚硬的场地。桩端持力层可以选择硬塑、坚硬黏土、中密~密实的粉土和砂土、碎石土、全风化岩层和强风化岩层。表面土质软弱且压机作业面承载力低的场地需预先处理,然后采用静力压桩法,以免在这

样的场地静压桩机陷机、桩位偏移过大、周边环境隆沉而对邻近道路、管线、建筑物产生危害等事故。当采用抱压方式沉桩时,由于抱压力过大而发生桩身破损的现象也时有发生。

16.3.3 管桩施工配合引孔辅助成桩法,是减轻挤土效应常用的一种有效方法,采用引孔法穿越坚硬夹层也能够增加桩的入土深度。

16.3.4 对于坚硬薄夹层或较厚的稍密中密砂土层的场地,常常出现桩端难以进入持力层的情况,从而导致桩基承载力和沉降不能满足设计要求。另外,沉桩困难容易损坏桩身和压桩机。对于管桩,选择合适的桩尖不但能够增强桩的穿透能力,而且能减少压桩对原状土的扰动,保证单桩竖向承载力的正常发挥。桩端持力层为强(全)风化岩时,不设桩尖不易保证桩端进入持力层的深度,桩的稳定性不能保证。一般优先选择开口桩尖,其压桩阻力及挤土效应更小,对桩侧土损伤也小。需增加沉桩穿透能力时采用锥形桩尖,其他情况可以选用平底形或十字形。

对于管桩桩端为易软化的风化岩层或膨胀岩土层的场地,有时压桩或静荷载试验时显示承载力均能够达到设计要求,但时间长后再做静荷载试验,承载力降低很多。究其原因是桩尖附近有水,或有水渗到桩尖。对遇水易软化的风化岩层或膨胀岩土层,管桩桩端岩土层遇水易发生崩解软化,导致桩端阻力大大降低。

有的地区采用闭口桩尖,为保证桩尖的耐久性,及时灌入灌注高度不小于1.2 m的补偿收缩混凝土或中粗砂拌制的水泥砂浆进行封底,能够较好地解决软化问题。

16.3.5 预制桩连接需要的时间较长,停歇在接近硬土层的管桩再进行沉桩时,易造成沉桩困难。

管桩连接处的连接强度不低于桩身强度,以保证力的传递并使接头的位置不受限制,接头质量受现场施工环境、施工工人技术等影响较大,接头数量过多,施工风险加大,需加强接头的处理和检验,尽量减少接头。

16.3.8 终压标准同打桩的收锤标准,主要的定量控制指标是终压力值、终压次数和稳压时间。终压次数一般不超过3次。靠增加终压次数来提高静压桩的承载力,是一种得不偿失的一种做法,终压次数太多,承载力并没有太多的增长,反而容易引起桩身和压桩机的破损。稳压时间是指终压时每次用终压值持续稳压的时间,一般控制在3 s~5 s。稳压时间太长,压桩机上高压油泵和油管很快破损。另外,增加稳压时间,对单桩承载力的增加并不明显,因为这些都是瞬间压力,增大终压力值反而能起到增载的效果,但终压力值受桩身抱桩允许压桩力的限制,不能无限增加。

16.3.9 对每根桩的总锤击数及最后1 m沉桩锤击数进行限制,目的是防止桩身混凝土产生疲劳破坏。有统计资料表明,大多数预制管桩工程的桩的总锤击数在300~1 500击之间,少数超过2 000击,个别达到3 000击甚至4 000击。超过3 000击时,桩身容易被打坏或产生严重的“内伤”,当现场多数桩的总锤击数超过该值时,需从锤型、持力层和收锤贯入度等方面去反复调整。

16.3.10 收锤标准与桩的入土深度、每米沉桩锤击数、最后1 m沉桩锤击数、总锤击数、最后贯入度、桩尖进入持力层深度等有关。一般情况下,桩端持力层、最后贯入度或最后1 m沉桩锤击数为主要控制指标,其中桩端持力层为定性控制指标,最后贯入度或最后1 m锤击数为定量控制指标。定量指标中用的最多的是最后贯入度,最后贯入度作为控制指标,要注意一个适度的问题,贯入度过大桩基达不到设计承载力;贯入度过小,桩基易被打坏。一般情况下,贯入度以最后10击不大于30 mm为收锤标准,但要注意采用不同型号的锤和施工落距得到的贯入度是不同的,要按试桩取得的参数控制。

16.3.12 “假极限”是桩在饱和的细、中、粗砂连续锤击下沉时,使流动的砂紧密夹实于桩的周围,妨碍土中水分沿桩上升,在桩尖下形成很大的“水垫”,使桩产生暂时的极大贯入阻力。“吸入”是桩在黏性土中连续锤击时,由于土的渗透系数小,桩周围水不能渗透

扩散,而沿桩身向上挤出,形成桩周围的润滑套,使桩周围的摩擦力大大减小。桩的上浮、下沉均会影响土对桩的阻力。出现以上情况在休止一定时间后均须进行复打或复压,以确定桩的实际承载力。

16.4.3、16.4.4 预制桩的质量检验数量和方法按《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414、《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 和《铁路工程基桩检测技术规程》TB 10218 执行。

17.1.1 钢筋混凝土灌注桩适用于各类土层、岩层,具有承载力大、适用性广等特点,在铁路工程中主要用于基础变形控制严格的深厚软弱地基、斜坡软弱地基、基岩面起伏较大的地基以及膨胀变形控制严格的高速铁路膨胀岩路堑地段、邻近既有高速铁路变形敏感地段等复杂条件下的地基处理。深厚软弱地基处理深度大,沉降控制困难,采用钢筋混凝土灌注桩穿透软土层,桩端进入硬土持力层或基岩,可以解决深厚软基变形控制的难题。斜坡软弱地基上的路基易产生滑动失稳破坏和过大的竖向、横向变形,采用钢筋混凝土灌注桩进行地基处理,可以同时起到控制路基沉降和稳定的作用。基岩面起伏较大的地基,如岩溶地区基岩面存在溶槽、溶沟,预制桩打入(压入)桩施工中容易出现桩断裂、歪斜等情况,而钢筋混凝土灌注桩则能嵌入基岩一定深度,具有较好的适用性。另外,钢筋混凝土灌注桩具有较好的抗拉拔能力,施工过程中对桩周扰动小。

17.2.3 钢筋混凝土灌注桩的单桩竖向极限承载力需按现行《建筑桩基技术规范》JGJ 94 中考虑桩侧阻力和端阻力的经验参数法进行计算确定,将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2,为单桩竖向容许承载力。桩网(桩筏)结构或桩板结构单桩顶面承受的荷载按容许应力法计算,且不大于单桩竖向容许承载力。

17.2.4 地下水位较高的槽形挡墙等结构的抗浮稳定性不满足要求时,可以设置抗拔桩等抗浮构件措施。单桩抗拔极限承载力需通过现场单桩竖向抗拔静载试验确定,当无实测资料时,可以采用

抗压极限承载力计算模式乘以抗拔系数 λ 的经验性公式进行计算,抗拔系数 λ 是单桩抗拔极限承载力和抗压极限承载力之比,灌注桩高于预制桩,长桩高于短桩,黏性土高于砂土。当桩体采用扩底桩形式时,桩身周长可以参照《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的相关规定取值。另外,膨胀土地基上的桩基会受到大气影响急剧层深度范围内土体的胀切力,季节性冻土地基上的桩基会受到冻深范围内土体的切向冻胀力,膨胀土和季节性冻土地基上的短桩基础需进行抗拔稳定性检算,计算方法可以参照《建筑桩基技术规范》JGJ 94 的相关规定。

17.2.5 对于斜坡软基上的基桩以及桩板结构的基桩,桩身会承受一定的水平荷载作用,桩基的受力分析需考虑桩周土体对桩基的水平约束作用。桩周土体对桩基的水平约束作用大小由土的性质、桩长、桩的截面形状和尺寸、桩的材料等决定,可以参照《铁路路基支挡结构设计规范》TB 10025 进行计算分析。

17.2.6 符合下列条件的桩基,当桩周土层产生的沉降超过基桩的沉降时,在计算桩基承载力时需计入桩侧负摩阻力:桩穿越较厚松散填土、自重湿陷性黄土、欠固结土、液化土层进入相对较硬土层时;桩周存在软弱土层,邻近桩侧地面承受局部较大的长期荷载,或地面大面积堆载(包括填土)时;由于降低地下水位,使桩周土有效应力增大,并产生显著压缩沉降时。对于摩擦型基桩可以取桩身计算中性点以上侧阻力为零,对于端承型基桩尚需考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载;当不均匀沉降较敏感时,尚需将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基沉降。

17.3.1 旋挖钻孔灌注桩一般用于各种土质地层、砂性土、砂卵砾石层和中等硬度以下基岩;冲击成孔灌注桩除一般用于上述地质情况外,还能穿透旧基础、人工弃土、岩堆或大孤石等障碍物,但在岩溶发育地区以及淤泥及淤泥质土需谨慎使用。旋挖成孔及冲击成孔均能适用多种地层,旋挖具有移动方便、定位速度快、准确度较高、成孔速度快等优点,冲击成孔具有适用能力强,可以用于其

他钻机无法钻进的卵石土层和易塌孔地层。套管成孔灌注桩一般用于黏性土、淤泥、淤泥质土、稍密砂土以及杂填土等地层。在地下水位较高,有承压水的砂土层、滞水层、厚度较大的流塑状淤泥、淤泥质土层中不建议选用人工挖孔灌注桩。

17.3.9 由于钻孔灌注桩桩顶处有浮浆,很难保证桩头质量,通常将桩顶浮浆凿除。一般采用超过桩顶设计高程 0.2 m ~ 0.3 m 后截除的方式。为避免桩顶受力不均匀,钢筋混凝土桩(群)桩顶高程差需严格控制。

17.3.10 随着铁路建设的不断发展,铁路网密度逐步提高,邻近既有有线或下穿低净空桥梁等复杂环境下的桩基施工越来越多。既有高速铁路允许变形量一般为毫米级,特别是高速铁路桥梁变形要求更为严格。常规钻孔灌注桩施工,对桩周土体产生一定的扰动,泥浆护壁方式容易造成塌孔,另外由于桩机较高,存在桩机倾倒侵限影响行车安全的问题。采用传统工艺难以满足既有高速铁路变形或施工净空等要求,建议采用低净空全套管灌注桩施工工艺,设备占地面积约 2.2 m × 5.5 m,施工净空高度 3.6 m ~ 4.1 m,管径 0.5 m ~ 1.1 m,最深钻孔深度 60 m。

17.4.1 钢筋混凝土灌注桩检验数量按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

17.4.2 声波透射法检测准确可靠,不受桩长、长径比的限制,可以准确评价长大桩的完整性。本条规定桩长大于 40 m 或复杂地质条件的桩,需采用声波透射法,可以确保检测的准确性以及经济合理性。

17.4.3 本条特殊条件指桩板结构用于处理长大段落的深厚软弱地基、湿陷性黄土地基或对施工质量有怀疑或争议时。

18.1.1 本节涉及的多桩型复合地基内容主要指由两种桩型处理形成的复合地基,或采用不同长度的同一桩型加固形成的复合地基。多桩型复合地基采用两种材料、工艺或桩型,能够充分发挥各

自优势,取长补短,解决了单一材料、工艺或桩型无法克服的难点,提高了工程经济效益和工程处理效果。

18.1.3 将勘察资料进行充分分析,对桩型的选择与方案的制定具有重要的指导作用。

18.1.4 多桩型复合地基的工作特性,是在等变形条件下的桩和地基土共同承担荷载,通过现场试验确定设计参数和施工工艺。

18.2.1 由于不同地层、不同桩型需考虑超出基础的宽度不同,故本条未对扩大处理的宽度做强制性要求,设计时需结合地层、桩型合理选用。处理特殊土,原则上采用扩大处理面积,保证处理地基的长期稳定性。

18.2.2 采用多桩型复合地基处理,一般情况下场地土具有特殊性,采用单一的桩处理后工程投资巨大,或达不到设计要求的承载力或变形要求,故采用一种桩处理特殊性土,减少其特殊性造成的工程危害,再采用另一种桩处理使之达到设计要求。

18.2.3 多桩型地基处理,需根据处理目的不同,针对性选择适宜的桩型与桩长。

(1)对复合地基承载力贡献较大或用于控制复合土层变形的长桩,选择相对较好的持力层。

(2)对浅部存在软土或欠固结土,一般先采用预压、压实、夯实、挤密方法或低强度桩复合地基等处理浅层地基,再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理。

(3)对可液化地基,一般采用碎石桩等方法处理液化土层,再采用有黏结强度桩进行地基处理。

(4)如浅部存在有较好持力层的正常固结土,一般采用长桩与短桩的组合方案。

(5)对湿陷性黄土需按现行《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 及《铁路特殊路基设计规范》TB 10035 的相关规定,一般采用压实、夯实或土桩、灰土桩等处理湿陷性,再采用桩身强度相对较高的长桩进行地基处理;对于无砟轨道,一般穿过湿陷性土层。

18.2.4 选择合理的施工顺序对成桩效果具有重要的影响。工程中曾出现采用水泥粉煤灰碎石桩和静压高强预应力管桩组合的多桩型复合地基,采用了先施工挤土的静压高强预应力管桩,后施工排土的水泥粉煤灰碎石桩的施工方案。但通过检测发现预制桩单桩承载力与理论计算值存在较大差异,分析原因,系桩端阻力与同场地高强预应力管桩相比有明显下降所致,水泥粉煤灰碎石桩的施工对已施工的高强预应力管桩桩端上下一定范围灵敏度相对较高的粉土及桩端粉砂产生了扰动。因此,对类似情况,需要充分考虑后施工桩对已施工桩或桩体承载力的影响。无地区经验时,需要通过试验确定方案的适用性。

18.2.5 根据近年来复合地基理论研究的成果,复合地基的垫层厚度与桩直径、间距、桩间土承载力发挥系数和复合地基变形控制等有关,褥垫层过厚会形成较深的负摩阻区,影响复合地基桩体承载力的发挥;褥垫层过薄复合地基桩体水平受力过大,容易损坏,同时影响复合地基桩间土承载力的发挥。对刚性长短桩复合地基、刚性桩与其他材料桩组合的复合地基,一般选择砂石垫层,垫层厚度取对复合地基承载力贡献大的桩直径的 $1/2$;对刚性桩与其他材料桩组合的复合地基,垫层厚度取刚性桩直径的 $1/2$;对湿陷性黄土地基,垫层材料需采用灰土,垫层厚度为 300 mm。

18.2.6 多桩型复合地基工作机理复杂,因此,其承载力需通过现场复合地基载荷试验确定。在设计时根据地区经验取用,如无地区经验时,需要通过试验确定。

对具有黏结强度的两种桩组合形成的多桩型复合地基承载力:

单桩承载力发挥系数 λ_1 、 λ_2 和桩间土承载力发挥系数 β ,表示当复合地基加载至承载能力极限状态时,两种桩型及桩间土相对于各自极限承载力的发挥程度。其主要影响因素有基础刚度、两种桩型与桩间土之间的模量比、两种桩型的面积置换率、桩长、垫层厚度及场地土的分层、工程特性等。

当复合地基上的基础刚度较大时,一般情况下, β 小于 λ_2 , λ_2 小于 λ_1 。此时,长桩如采用刚性桩,其承载力一般能够完全发挥, λ_1 近似取 1.0, λ_2 取 0.7~0.95, β 取 0.5~0.9,垫层较厚有利于发挥桩间土地基承载力和短桩承载力,故垫层厚度较大时, β 和 λ_2 取较大值。当刚性桩面积置换率较小时,有利于发挥桩间土地基承载力和短桩承载力, β 和 λ_2 取较大值。

对于柔性地基,一般情况下, β 大于 λ_2 , λ_2 大于 λ_1 。垫层刚度对桩的竖向承载力发挥系数影响较大,若垫层能有效防止刚性桩过多刺入垫层,则 λ_1 取较高值, β 取 0.9~1.0。

18.2.7 面积置换率的计算,当基础面积较大时,实际的布置桩距对理论计算采用的置换率的影响很小,因此当基础面积较大或条形基础较长时,可以以单元面积置换率替代。

18.2.8 多桩型复合地基变形计算在理论上将复合地基的变形分为复合土层变形与下卧土层变形,分别计算后相加得到。理论与实测表明,大多数复合地基的变形计算精度取决于下卧土层的变形计算精度,在沉降计算经验系数确定后,复合土层底面附加应力的计算取值是关键。该附加应力随复合地基沉降计算的方法不同而存在较大的差异。对多桩型复合地基,复合土层变形及下卧土层顶面附加应力的计算将更加复杂。

工程实践中,本条涉及的多桩复合地基承载力一般由多桩复合地基静载荷试验确定,但由其中的一种桩处理形成的复合地基承载力的试验,对已施工完成的多桩型复合地基而言,具有一定的难度,有经验时采用单桩载荷试验结果结合桩间土的承载力计算确定。

18.3.2 多桩型复合地基的施工,需结合桩型的特点,针对性选择机械设备、施工工艺,以保证每种桩型的成桩效果。尤其后施工桩的设备选型,需降低对已完成桩的影响。

18.4.2 多桩型复合地基的质量检验,根据选择的桩型,按前述章节对应的施工时间间隔进行。

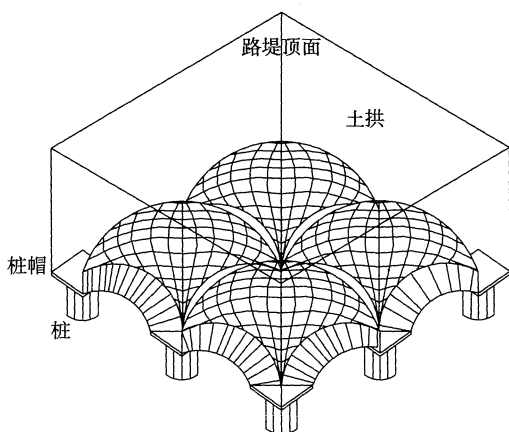
18.4.3 多桩型复合地基的载荷板尺寸原则上与计算单元的几何尺寸相等。载荷试验检验数量,参考前述章节要求综合确定,一般不少于总桩数的2%,且不少于3处。桩体施工质量检验,根据具体桩型,按前述章节对应检验项目和数量分别进行质量检验。

多桩型复合地基各桩型的质量检验数量按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

19.1.1 桩网结构除用于对变形控制要求较高的地基加固,也可以用于填料缺乏地区采用红层泥岩等 C、D 组填料直填后加固处理。例如渝昆高速铁路、成达万高速铁路等项目开展了现场试验研究,既解决了工程建设过程中产生大量弃渣的问题,又解决了缺乏填料的问题,在节约路基工程投资,保护环境方面取得了良好效果。

19.1.2 桩网结构在桩顶位置处设置扩大桩帽,可以有效避免桩顶的刺入破坏,有利于荷载向桩集中,以便更充分发挥桩的承载作用,同时也可以改善桩顶部加筋垫层受力。桩筏结构,在实际工程实践中有桩基与筏板直接刚性连接的结构形式,筏板也有方格状的格构形式,其与建筑工程中常用的桩-承台(筏板)基础类似,结构受力相对复杂,但铁路路基工程地基处理较少采用该种形式。故本条针对铁路路基工程较常采用的桩网结构、桩筏结构形式给出结构形式的一般规定,强调桩网结构在桩顶设置桩帽,桩筏结构在桩基与筏板之间设置垫层。

桩网结构桩间加筋垫层受其上覆荷载产生向下变形,直至受到加筋体的约束及桩间土抵抗而趋于平衡、稳定。当上部填土较厚时最终形成土拱效应,土拱部分填土重量由桩间土和加筋体共同承担,除土拱外的填土重量和路基上部荷载则全部作用至桩基上,土拱的形式及桩网结构路基工作原理如说明图 19.1.2 所示。



说明图 19.1.2 桩网结构路基工作原理示意图

由桩网结构的工作原理可知,桩净间距越小,形成的填土柔性拱高度越小。在桩顶设置扩大的桩帽或桩头,可以保持桩净间距不变而增大桩间距。

19.1.4 一般认为,当桩土荷载分担比大于 0.9,即桩间土承担荷载比例小于 10% 时候,桩网结构基本表现为桩承路堤结构。当桩网(桩筏)结构采用水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)时,采用本章规定,进行设计计算。

对于桩网结构,路基桩帽面积与单桩加固地基面积的比例大于 25%,桩承荷载达到 90% 以上。京沪高速铁路现场试验段,采用预应力管桩桩网结构处理的地基,也有相同的测试结果。

对于桩筏结构,京沪高速铁路现场试验表明,预应力管桩桩筏结构处理的地基,桩承荷载达到 90% 以上。

19.2.1 中国铁道科学研究院通过开展《高速铁路桩网结构低矮路堤动力失效机理研究》《高速铁路软土路基桩网结构体系沉降分析及对策研究》《高速列车行驶下深厚软土地桩网结构体系耦合作用机理研究》《桩网结构荷载传递与变形特性研究》《流塑

状软土复合地基失效机理及处理方法》等一系列专项研究,对桩网结构受力变形规律、失效判定准则、设计计算方法进行了深入探究,在总结国内外研究成果的基础上,提出了我国高速铁路无砟轨道桩网结构设计计算方法,构建了高速铁路路基桩网(桩筏)结构沉降控制理论方法与技术体系,提出了桩顶与垫层相互作用的高速铁路桩网结构加筋垫层失效模式、判定准则及设计计算方法,形成了高速铁路路基桩承结构沉降控制技术体系与设计方法。桩网结构设计内容主要包括以下内容:

(1)按路堤工后沉降控制标准、承载力及整体稳定性分析要求确定复合桩基础的设计;桩网结构按全部承担加筋垫层及上部路堤、轨道结构、列车荷载作用的复合桩基础进行设计。

(2)桩帽尺寸及结构设计。

(3)路堤边坡稳定性验算。

(4)桩网结构垫层加筋设计。

钢筋混凝土桩网结构,其工作原理与桩网复合地基不同。由于桩网结构刚性桩和桩间土的刚度差异较大,在填土柔性荷载作用下,桩与桩之间的加筋垫层将产生向下的变形,直至受到加筋体的约束以及桩间土的抵抗而趋于平衡、稳定,四根桩之间、加筋垫层上部的填土也因加筋垫层的下凹而产生变形,当上部填土较厚时最终形成土拱。此时,桩网结构地基上部除土拱部分外的填土重量以及路基面上的荷载全部作用在刚性桩基上,土拱部分的填土重量则由桩间土和加筋体共同承担,其中部分通过加筋体传递至刚性桩上。

对于填土高度大于土拱高度的路堤,只有四桩之间土拱部分土体重力通过加筋垫层分散均化后部分作用在桩间土上,工程实际应用中完全可以忽略填土荷载对桩间土的影响,而认为桩网结构路基的刚性桩基承担全部路堤及荷载。

钢筋混凝土桩网或桩筏结构桩(群)可以按全部承担加筋垫层或钢筋混凝土板及上部路堤、轨道建筑及列车荷载作用的复合

桩基础进行设计。这从控制桩网结构地基的沉降变形角度出发,也是偏于安全的。

19.2.3 钢筋混凝土桩网(桩筏)结构可能出现以下几种破坏形式:由于单桩承载力不满足要求而出现下沉;桩网(桩筏)结构地基发生整体下沉超出设计控制值;桩网结构,因加筋垫层缺陷,不能抵抗路堤荷载侧向滑移作用,或不能形成稳定的土拱,而丧失结构功能。

针对钢筋混凝土桩网(桩筏)结构可能出现的几种破坏形式,设计时需考虑适用于该类破坏的有效控制方法,主要表现为:①桩网(桩筏)结构的桩要具有承受荷载的承载能力,即进行单桩承载力检算。②在满足单桩承载力的情况下出现破坏模式则主要是桩基础下卧层在荷载作用下出现超出设计预期的沉降所致,因此,对于以控制沉降为主要目的桩网(桩筏)结构,要检算地基沉降。③对于桩网结构,需避免出现结构失稳破坏,依据桩网结构整体稳定性做好桩顶加筋垫层的设计十分重要。④此外,特殊地形以及地基较差或地基为单一无硬壳层的流塑状淤泥或淤泥质土地层时,还需进行桩网结构整体稳定性的检算。

19.2.5 桩承担的荷载:

$$F_s = \sigma_{zs} A_s \quad (\text{说明 } 19.2.5-1)$$

桩顶承担的总荷载还应该考虑加筋体传递的荷载,一般情况下,从安全角度出发,桩所承担的荷载:

$$F_s = (\gamma h + p) A_E \quad (\text{说明 } 19.2.5-2)$$

桩的刚度采用下式计算:

$$k_{s,T} = \frac{F_s}{S_T A_s} \quad (\text{说明 } 19.2.5-3)$$

式中 F_s ——桩承担的荷载(kN);

S_T ——桩的静载试验中在相应荷载条件下的沉降量(m);

A_s ——桩顶面积(m^2);

A_E ——单桩承担荷载的等效面积(m^2);

- σ_{zs} ——桩顶平均应力(kN/m^2);
- γ ——土体容重(kN/m^3);
- p ——不包括自重应力的竖向荷载(kN/m^2);
- h ——填土高度(m)。

19.2.6 桩网(桩筏)结构桩端刺入变形:桩网(桩筏)结构加固区沉降包括桩身压缩量 S_{sp1} 及桩端刺入变形 S_{sp2} , 即 $S_{p1} = S_{sp1} + S_{sp2}$ 。其中桩端刺入变形 S_{sp2} , 目前尚无相应的计算公式, 但可以根据单桩载荷试验 P - S 曲线或地区经验取值。从单桩载荷试验 P - S 曲线, 得到对应单桩容许承载力的桩顶沉降值, 该值即表示为加固区沉降, 从而推导出桩端刺入变形 $S_{sp2} = S_{p1} - S_{sp1}$ 。

19.2.7 为充分发挥桩网复合地基刚性桩桩体强度, 建议采用较大的布桩间距。但加大桩间距时, 需增加桩长、桩帽尺寸和配筋率, 加筋体也要求具有更高的性能, 同时需加大填土高度以满足土拱高度要求, 结果可能导致总体造价升高。因此, 建议综合考虑路堤填高、荷载大小和沉降分析等因素, 综合确定复合桩基、桩帽和加筋垫层的设计。

19.2.9 桩网(桩筏)结构中采用的土工格栅、高强土工布或其他土工合成材料的性能指标, 需满足条文规定的强度检算要求, 其他检算要求和性能指标可以参考《铁路工程土工合成材料 第2部分: 土工格栅》Q/CR 549.2—2016、《铁路路基土工合成材料应用技术规程》T/CR SC0601—2021 等相关规程中的有关规定。

19.2.11 路基动静荷载引起的桩间土竖向总应力 σ_{z0} 为桩顶平面桩间土的平均应力 σ_{z01} (静荷载) 和由路基面动态应力引起的桩间土应力 σ_{z02} (动荷载) 之和。

(1) 由静荷载引起的应力, 计算模型假设土拱为三维球形拱, 对于拱上的路基部分, 假定上覆荷载引起的应力为均匀分布, 土体自重引起的应力线性分布。桩顶平面桩间土的平均应力 σ_{z01} (说明图 19.2.11—1):

$$\sigma_{z01} = \lambda_1^x \left(\gamma + \frac{p_s}{h} \right) \left\{ h (\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-x} + h_g \left[\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \lambda_2}{4} \right)^{-x} - (\lambda_1 + h_g^2 \lambda_2)^{-x} \right] \right\}$$

(说明 19.2.11—1)

$$\chi = \frac{d(K_{\text{crit}} - 1)}{\lambda_2 s}$$

(说明 19.2.11—2)

$$\lambda_1 = \frac{1}{8}(s - d)^2$$

(说明 19.2.11—3)

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2ds - d^2}{2s^2}$$

(说明 19.2.11—4)

式中 γ ——土体容重 (kN/m^3);

p_s ——静荷载 (kN/m^2);

h_g ——土拱高度 (m);

s ——桩间距 (m);

d ——圆形桩帽 (或桩顶) 直径 (m), 如果是其他形状, 可以按照 $d = \sqrt{4A_s/\pi}$ 转换;

A_s ——桩帽 (或桩顶) 面积 (m^2);

K_{crit} ——被动土压力系数。

(2) 由路基面动态应力引起的桩间土应力如说明图 19.2.11—2 所示, 采用 Boussinesq 公式计算:

$$\sigma_{z02} = \frac{2p_d}{\pi} \left[\arctan \frac{m}{n \sqrt{1+m^2+n^2}} + \frac{mn}{\sqrt{1+m^2+n^2}} \left(\frac{1}{m^2+n^2} + \frac{1}{1+n^2} \right) \right]$$

(说明 19.2.11—5)

$$m = l/b$$

(说明 19.2.11—6)

$$n = 2z/b$$

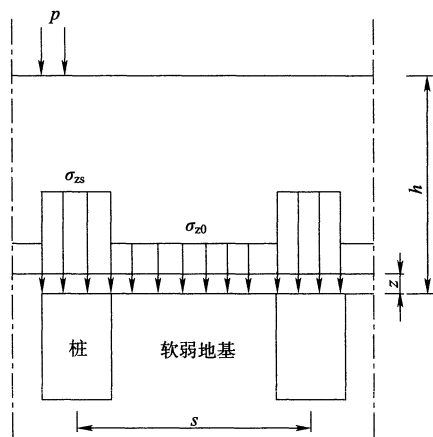
(说明 19.2.11—7)

式中 p_d ——路基面动态应力 (kN/m^2);

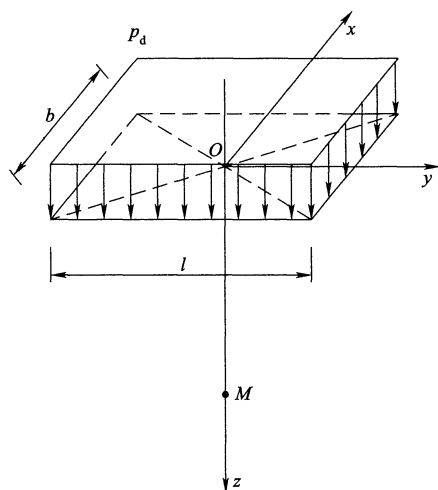
b ——动应力横向分布宽度 (m);

l ——动应力纵向分布长度 (m);

z ——桩顶距路基面的距离 (m)。



说明图 19.2.11—1 桩网结构应力分布计算简图



说明图 19.2.11—2 桩网结构动态应力分布计算简图

(3)综合地基刚度:

$$k_s = \frac{E_{s,k}}{t_w} \quad (\text{说明 } 19.2.11-8)$$

式中 $E_{s,k}$ ——地基土压缩模量(MPa);

t_w ——处理深度(m)。

对于黏土和粉土,在处理深度范围内根据不同自重应力条件按照 Ohde 方法进行修正:

$$E_s = E_{s1-2}(\sigma'/\sigma_0)^n \quad (\text{说明 } 19.2.11-9)$$

式中 E_{s1-2} ——压缩试验 100 kPa ~ 200 kPa 压力下的压缩模量(MPa);

σ' ——平均自重应力,即取该层土体厚度中点位置对应深度的自重应力。根据前人研究成果表明,取 $n = 0.575$ 较为简便和可靠。

σ_0 ——取 100 kPa。

(4)结合我国土工格栅特点和强度确定方法,对于由竖向应力引起的格栅拉力采用悬索理论计算,并考虑地基反力的影响,对于由边坡推力效应引起的格栅拉力则采用主动土压力与基底摩擦力的合力进行计算。

(5)特殊地形如斜坡软弱地基或岸坡,以及地基较差或地基为单一无硬壳层的流塑状淤泥或淤泥质土地层时,建议根据具体情况对桩网结构整体稳定性进行验收检算。桩网结构需进行整体稳定性和单桩横向承载力检算,对于不满足要求者,可以采取加强桩顶横向联结或加强地基处理的措施。

算例 1:温福铁路试验段 1

温福铁路试验段 1 位于福建省连江县,DK275 + 000 ~ DK275 + 400 路堤软土地基预应力管桩、CFG 桩加固试验段,自上而下主要分为三层:粉质黏土,厚度 0.4 m ~ 2 m;淤泥,厚度 10.5 m ~ 20.7 m;粉质黏土夹砂层、碎石土层透镜体,厚度 3.6 m ~ 28 m。路基填筑高度 5.3 m ~ 6.0 m,选用预应力管桩和 CFG 桩进行地基加固,碎石垫层夹铺双向土工格栅。应力实测值选用路基填筑后一年的测

试结果,格栅应变选择最大应变测试结果。4个测试断面实测与计算结果见说明表 19.2.11—1~说明表 19.2.11—4,计算结果与实测结果较为一致。

说明表 19.2.11—1 1号断面 DK275+050 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
1.6	1.0	24	粉质黏土 2、3 淤泥 11、1.28 粉质黏土 11、4.84	6.0	7.17 ~ 41.9	16.0	0.64%	28.6	0

注:双向格栅1层,横纵向抗拉强度大于80 kN/m。

说明表 19.2.11—2 2号断面 DK275+150 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
2.5	1.6	32	粉质黏土 2、3 淤泥 8、1.28 粉质黏土 22、4.84	5.6	0.25 ~ 16.7	17.3	0.68%	40.8	17.4

注:双向格栅两层,横纵向抗拉强度大于80 kN/m。

说明表 19.2.11—3 3号断面 DK275+245 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
2.5	1.6	26	粉质黏土 2、3 淤泥 10、1.28 粉质黏土 16、4.84	5.6	2 ~ 21.5	17.3	0.34%	62.3	17.4

注:双向格栅两层,横纵向抗拉强度大于80 kN/m。

说明表 19.2.11—4 4号断面 DK275+375 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
2.5	1.6	15	粉质黏土 2、3 淤泥 8、1.28 粉质黏土 5、4.84	5.6	0.67 ~ 25.2	17.3	0.33%	60.3	17.4

注:双向格栅两层,横纵向抗拉强度大于 80 kN/m。

算例 2:温福铁路试验段 2

温福铁路试验段 2 位于浙江省温州市,DK26+642.25~DK26+950,主要土层分为两层:淤泥,厚度 18.8 m~23.4 m;淤泥质黏土,厚度 20.8 m~24.8 m。地基采用预应力管桩加固,碎石垫层采用夹铺高强格室、普通格室和双向土工格栅,路堤填高 7.1 m~7.5 m。实测桩间土应力为路基填筑完成 5 个月的结果,实测格栅应变为最大应变。结果表明,计算结果与实测结果较为接近,见说明表 19.2.11—5、说明表 19.2.11—6。

说明表 19.2.11—5 3号断面 DK26+840 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
2.5	1.6	41.5	淤泥 18、1.48 淤泥质 黏土 23.5、2.65	7.2	11.5 ~ 15.3	20.7	1.675%~ 1.707%	30.9 ~ 39.7	28.7

注:双向土工格栅两层,横纵向抗拉强度大于 80 kN/m。

说明表 19.2.11—6 4 号断面 DK26 +910 情况

桩间距 (m)	桩帽 (桩径) (m)	深度 (m)	地基分层(m)、 模量(MPa)	路基 高度 (m)	桩间土应力 (kPa)		实测格栅 应变	计算格栅拉力 (kN/m)	
					实测	计算		竖向 荷载 引起	边坡 推力 引起
2.0	1.4	44.1	淤泥 20.3、1.48 淤泥质 黏土 24.8、2.65	7.2	16.5 ~ 34.2	12.8	0.96% ~ 1.04%	17.4 ~ 16.7	28.7

注：双向土工格栅两层，横纵向抗拉强度大于 80 kN/m。

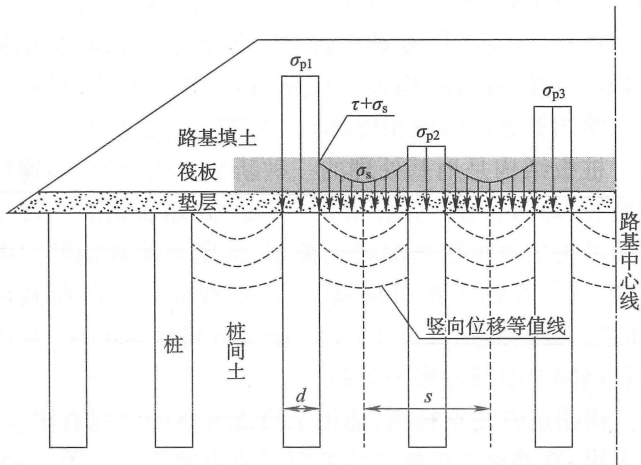
19.2.16 桩筏结构的桩顶设置褥垫层如果太薄，不能起到调节作用；太厚则桩顶可能导致较大的刺入变形，同时也不经济。根据以往的工程经验，垫层厚度建议取为 200 mm ~ 300 mm。

19.2.17 桩筏结构钢筋混凝土筏板按弹性地基板设计配筋时，弹性地基板所受地基反力可以根据研究项目《沪宁城际铁路施工安全与沉降监测技术》(2009G008) 和《客运专线复合加固深层软土技术研究》(2008G005-1) 提出的地基反力分布模型如说明图 19.2.17 所示进行考虑，即筏板所受附加应力在两桩中间最小，桩侧最大。

19.3.1 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，必要时可以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，需采用砂土、石屑等填料进行回填。

19.3.2 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。垫层需选用强度高、变形小的填料，铺设平整后可以不作压实处理。

19.3.3 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，需尽量避免阳光曝晒。加筋层的接头可以采用锁扣连接、拼接或缝接，加筋层接头的强度不低于材料抗拉强度设计值的 70%。



说明图 19.2.17 桩筏结构地基反力分布模型

注： σ_{p1} 、 σ_{p2} 、 σ_{p3} 为筏板下桩顶应力； σ_s 为筏板下两桩间形心处平均桩间土应力； τ 为桩侧摩阻力； d 为桩径， s 为桩间距。

19.3.4 桩网结构桩顶的柔性加筋垫是一种受力结构，因此，要求土工格栅的连接需牢固，连接强度不低于设计抗拉强度。

19.3.5 因施工不当造成桩歪斜的工程事故时有发生，施工中对此问题需要高度重视，并采取有效措施，防止集中加载造成桩歪斜。

19.4.1 桩体的质量检验数量按现行《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 和《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。加筋体的其他检测与检验可以参照现行行业标准的有关规定和要求进行试验。

20.1.1 桩板结构适用于挖方以及低填方路段，也适用于既有软弱路基的提速加固处理，近年来桩板结构在膨胀岩（土）地段也有不少应用，解决膨胀岩上拱问题。由于桩周土体对桩基的侧向抗力，桩板结构纵横向刚度大，能有效解决短路基过渡段与桥隧刚度不匹配的问题；桩基竖向穿透松软土层，桩板结构能严格控制高速

铁路路基工后沉降;能与上部无砟轨道结构较好匹配、合理衔接,适应高速行驶;路基土体能对承载板提供竖向支撑,桩板结构承载能力增强。另外,桩板结构施工机具通用、施工方法简易,且与桥梁和桩网结构等处理措施相比具有一定技术经济优势。

20.1.2 桩板结构是地基处理的一种新型方法,国外高速铁路和国内遂渝线,郑西、武广、京津城际和京沪高速铁路的建设中均有采用。该结构主要由钢筋混凝土桩基、桩周土体和钢筋混凝土承载板组成,其主要的工作机理是,通过承载板将上部荷载传到桩体,桩体把荷载扩散到桩间土、下卧硬层或桩底岩石层,从而达到稳定和控制路基沉降变形的目的。

20.2.1 铁路运营要求较高,能用于检查维修的时间有限。因此,从总体上讲,铁路路基桩板结构的形式要力求简洁实用,外形和规格力求标准化,消除构造上的薄弱环节,便于施工和质量控制。

目前国内各大设计院采用的结构形式不尽相同,各有特点,可以结合路基填挖高度和地形地质情况等择优选择。

非埋式桩板结构,轨道结构置于承载板上,板顶只承受轨道荷载和列车荷载,无填土荷载,恒载较小,在路堑地段和既有线加固时,挖方工程量也最小,具有较好的经济性。非埋式桩板结构与无砟轨道的接口工程需特殊设计,例如连接构造、板缝对齐等。目前应用较多的非埋式桩板结构尺寸为纵向跨度 7 m ~ 10 m,桩径 0.8 m ~ 1.25 m,板厚 0.6 m ~ 1.0 m。

浅埋式桩板结构,在轨道结构和承载板之间设置一定厚度的填料层,降低了动应力对桩板结构的作用,板顶覆土还能降低承载板上下温差产生的温度应力,在道岔区一般也设置填料层满足道岔结构安装要求。国家自然科学基金项目《埋入式桩板路基粗颗粒夹层结构应力波传播及动力流固耦合效应研究》表明,无砟轨道结构和承载板之间的级配碎石夹层结构,当高速列车通过时会在层间产生动力波反射与折射,使夹层内形成复杂的动力流固耦合效应或干湿循环与高频动载耦合效应等问题,在夹层厚度较小的

条件下,易造成级配碎石夹层动力性能劣化,因此在类似夹层结构设计时需注意此类问题。浅埋式桩板结构的桩间距、桩径、板厚需根据上部荷载情况、是否在动力影响范围等综合确定。

当地基条件较差,板底填土存在沉降影响或稳定问题时,可以采用深埋式桩板结构,路基结构整体托于承载板之上,由于板顶覆土较厚,温度、列车动力、长钢轨纵向力、横向摇摆力等作用均减小或分布更加均匀。深埋式桩板结构上部荷载和处理宽度较大,工程量较非埋式及浅埋式桩板结构大。深埋式桩板结构的桩间距、桩径、板厚需根据上部荷载情况确定,较常见的结构尺寸为桩间距 5 m~7 m,桩径 1.0 m~1.5 m,板厚 1.0 m~1.5 m。

综上所述,路堑及既有路基加固地段一般采用非埋式,低矮路基地段结合地基条件、轨道结构要求采用非埋式或浅埋式,填方地段结合地形条件、地基条件、稳定性控制及其他控沉保稳措施选用非埋式、浅埋式或深埋式。

承载板与桩基的连接,有不设托梁承载板直接与桩基连接的,也有桩顶设置托梁承载板置于托梁之上的形式,同一桩板结构也有两种形式混用的情况。不设置托梁时,桩顶处的应力集中现象、冲切作用明显,设计时需进行纵向、横向、最大跨径方向的计算校核以及桩顶局部应力和冲切验算。设置托梁时,桩顶集中力分布到托梁顶面范围,集中应力及冲切作用减弱,承载板以纵向受力为主,横向弯矩、剪力较小,可以优化承载板受力,较不设托梁时内力峰值降低,跨径较不设托梁更大。设计时可以根据桩顶处承载板的集中应力、冲切验算、最大弯矩及剪力,确定是否设置托梁。当地基条件较好、单桩承载力较高、桩顶集中力大时,可以设置托梁改善承载板受力;地基条件较差、单桩承载力低、桩顶集中力相对较小,经检算满足要求时,也可以不设托梁。另外,是否设置托梁也可以从构造上予以考虑,例如,横向设置两根桩且板左右分幅时一般设置托梁以确保桩板结构的横向整体性,联与联间伸缩缝设置在桩顶位置时一般设置托梁,在深埋式桩板结构横向设置多根

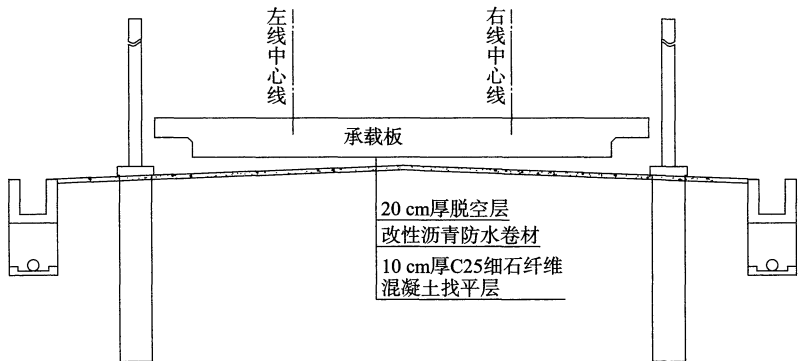
桩、纵横向桩间距接近时也可以通过加强桩顶处配筋而不设置托梁。

承载板采用不分幅整块板的桩板结构也有较多的工程应用,在板的整体性和防排水、道岔区线间距变化段落的适应性等方面体现出一定的优势,故删除了原规程中承载板左右分幅的规定。

对于一跨桩板结构,为了防止桩板结构的承载板在动荷载作用、离心力和横向摇摆力发生移动而影响轨道结构受力及平顺度,不建议采用简支结构,建议至少保证承载板与一片托梁刚性或半刚性连接。

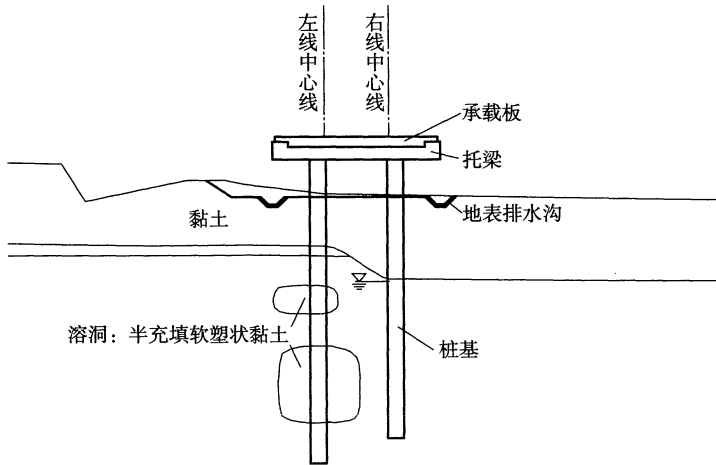
近年来,桩板结构除在原有应用范围外,还在膨胀岩路堑地基处理、取消或减少填料等方面得到了应用。

贵南高速铁路在强膨胀岩路堑地段,为消除基底上拱变形影响,采用了板底预留 20 cm 厚脱空变形空间的桩板结构处理方案,如说明图 20. 2. 1—1 所示。



说明图 20. 2. 1—1 贵南高速铁路强膨胀岩路堑地段桩板结构典型断面

贵南高速铁路在溶蚀平面区,由于前后数十公里为路基和桥梁工程,缺乏合格填料,且岩溶强烈发育,因此采用了约 4 m 高的架空式桩板结构(图 20. 2. 1—2),解决了填料缺乏、普通路基岩溶注浆整治范围及难度较大、设桥方案梁下净空不足等问题。



说明图 20.2.1—2 贵南高速铁路架空式桩板结构典型断面

20.2.2

(1) 在桩板结构实际使用过程中,各种荷载并非同时作用于结构上,它们发生的概率也各不相同,因此需根据结构的特性,考虑各种荷载同时作用的多种可能性进行适当的组合,就其可能的最不利组合情况对桩板结构进行分析与计算。

对于非埋式桩板结构和浅埋式桩板结构,曲线地段需考虑列车竖向静活载产生的离心力和横向摇摆力作用。

离心力的取值和组合建议按照现行《铁路桥涵设计规范》TB 10002 要求计算。客货共线铁路离心力作用高度需按水平向外作用于轨顶以上 2.0 m 处计算;高速铁路、城际铁路离心力作用高度需按水平向外作用于轨顶以上 1.8 m 处计算;重载铁路离心力作用高度需按水平向外作用于轨顶以上 2.4 m 处计算。

列车横向摇摆力作为一个集中荷载取最不利位置,以水平方向垂直线路中心线作用于钢轨顶面。横向摇摆力按说明表 20.2.2 取值并需符合下列规定:①多线铁路可以仅计算任一线上的横向摇

摆力;②客货共线铁路、重载铁路空车时需考虑横向摇摆力。

说明表 20.2.2 横向摇摆力计算取值

设计标准	重载铁路	客货共线铁路	高速铁路	城际铁路
摇摆力(kN)	100z	100	80	60

注:重载铁路列车横向摇摆力折减系数 z 的取值与重载铁路荷载系数一致。

制动力或牵引力需按列车竖向静活载的 10% 计算。但当与离心力或列车竖向动力作用同时计算时,制动力或牵引力需按列车竖向静活载的 7% 计算。双线采用一线的制动力或牵引力,三线采用两线的制动力或牵引力。采用特种荷载时,不计算制动力或牵引力。重载铁路制动力或牵引力作用在轨顶以上 2.4 m 处,其他标准铁路的制动力或牵引力均作用在轨顶以上 2.0 m 处。

桩板结构设计采用的列车荷载标准值需符合现行《铁路列车荷载图式》的规定。参照《铁路桥涵设计规范》TB 10002—2017 第 4.3.2 条,同时承受多线荷载的非埋式和浅埋式桩板结构,其列车竖向静活载计算建议符合下列规定:

①采用 ZK 或 ZC 活载计算时,双线桩板结构按两条线路在最不利位置承受 100% 的 ZK 或 ZC 活载计算。多于两线的桩板结构需按以下两种情况最不利者考虑:按两条线路在最不利位置承受 100% 的 ZK 或 ZC 活载,其余线路不承受列车活载;所有线路在最不利位置承受 75% 的 ZK 或 ZC 活载。

②采用 ZKH 或 ZH 活载时,双线桩板结构活载按两条线路在最不利位置承受 90% 计算;三线、四线桩板结构活载按所有线路在最不利位置 80% 计算;四线以上桩板结构活载按所有线路在最不利位置承受 75% 计算。

根据《铁路无缝线路设计规范》TB 10015—2012 和《铁路桥涵设计规范》TB 10002—2017 将长钢轨纵向作用(伸缩力、挠曲力)由活载调整至特殊力。

(2)动力系数是结构和构件最大的动力响应与最大静力响应

之比,其数值大小是“列车—轨道—桩板结构”三者的动力特性和动力相互作用状态的综合反应。对于浅埋式桩板结构,列车竖向动力作用通过基床表层经过衰减后传递给承载板,其动力系数可以乘以 0.8 予以折减。

(3)混凝土收缩,主要是由于水泥浆凝结而产生,也包括了环境干燥所产生的干缩。研究混凝土的收缩问题时,往往与混凝土徐变现象分不开。混凝土收缩使构件本身产生应力,而这种应力的长期存在又使混凝土发生徐变,此种徐变限制或抵消了一部分收缩应力。混凝土的收缩系数一般为 $2 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4}$,但这些数值是指实验室内试件而言,而实际上随着构件体积增大,表面模量相对减小,影响到表面水分散发。另外,还要考虑实际构件施工过程中已完成部分收缩,因此采用的收缩系数标准为 0.000 15 ~ 0.000 2,而混凝土线膨胀系数为 0.000 01,相当于降低温度 20 ℃ 和 15 ℃。对于分段灌注的钢筋混凝土结构,因收缩已在合龙前部分完成,故对混凝土收缩的影响可予以酌减,相当于降低温度 10 ℃。混凝土收缩的计算方法和要求,也可以参照现行《铁路桥涵设计规范》TB 10002 执行。

20.2.3

3 考虑荷载对横向变形的影响,目的是为列车提供平直的轨道,如果水平位移过大,就会产生显著的轨道水平方向不平顺,进而影响车辆运行的安全性和乘坐舒适性。桩周土体对桩基的水平约束作用大小由土的性质、桩长、桩的截面形状和尺寸、桩的材料等来决定,可以按地基系数法中“M 法”来计算。

7 在温度荷载作用下,承载板将发生一定的变形。参考《铁路桥涵设计规范》TB 10002 中连续梁的竖向挠度要求,对于多跨一联的非埋式或浅埋超静定结构,在计算其竖向挠度需考虑温度荷载的作用,具体可以按下面两种荷载组合的最不利工况进行计算:

- ① 列车竖向静活载作用产生的挠度值与 0.5 倍温度引起的

挠度值之和。

② 0.63 倍列车竖向静活载作用产生的挠度值与全部温度引起的挠度值之和。

8 控制板端转角和悬挑长度的目的是为了满足不同轨道结构和扣件系统的受力要求,如果转角过大或悬挑过长,将可能导致轨道结构或扣件系统受力无法满足要求。对于无砟轨道,当板端转角不满足要求时,需对板端轨道结构和扣件系统受力进行检算。

20.2.4

2 通常摩擦桩的沉降大于柱桩的沉降。在同一跨(联)桩基中,同时采用摩擦桩和柱桩,容易引起桩基的不均匀沉降,导致结构破坏;同时,采用不同直径、材质和长度相差较大的桩基,不仅设计计算复杂,而且施工中容易出现差错。因此除因地形、地质条件特殊外,一般不建议采用长度相差过大的桩。

3 由于轨道列车荷载为带状分布,为降低非埋式及浅埋式桩板结构的横向弯曲内力,使结构受力均匀,桩板结构横向桩间距建议为线间距。

4 非埋式桩板结构在列车荷载作用下或桩基产生不均匀沉降时,相邻联承载板板端在伸缩缝处会形成凸型或凹型折角,该折角不利于轨道板跨缝设置,易导致轨道板在列车重复荷载作用下开裂。如遇地质条件变化较大的情况,相邻两排桩基需进行差异沉降检算,考虑差异沉降对结构内力的影响。

20.2.5 郑西客运专线桩板结构的理论计算和数值分析均表明,在承载板与托梁以及托梁与桩基刚性连接处均出现应力集中现象,这对结构受力和使用寿命不利,设计中需采取必要的构造措施尽量避免应力集中的产生。具体可以采用桩顶伸入承载板(托梁)内 100 mm,设置钢筋网、抗剪弯筋和加密箍筋等技术措施。

参照现行《铁路工程混凝土配筋设计规范》TB 10064,对桩板结构的配筋提出了相应的构造要求。

非埋式桩板结构边跨处承载板与托梁的搭接连接,是桩板结

构中的薄弱部位,贵南高速铁路的强膨胀岩地段桩板结构在接触面上采用聚四氟乙烯板,消除温度应力列车动荷载冲击作用引起相对位移的不利影响,其他也有采用聚酯长丝土工布夹复合土工膜等材料。

20.2.6 参照现行《铁路工程混凝土配筋设计规范》TB 10064,对桩板结构的配筋提出了相应的构造要求。

20.3.3 旋挖钻孔灌注桩适用于各种土质地层、砂性土、砂卵砾石层和中等硬度以下基岩;冲击成孔灌注桩除适用于上述地质情况外,还能穿透旧基础、人工弃土、岩堆或大孤石等障碍物,但在岩溶发育地区以及淤泥及淤泥质土需慎重使用;旋挖成孔及冲击成孔均能适用多种地层,旋挖具有移动方便、定位速度快、准确度高、成孔速度快等优点;冲击成孔具有适用能力强,可以用于其他钻机无法钻进的卵石土层和易塌孔地层。

20.3.6 由于钻孔灌注桩桩顶处有浮浆,很难保证桩头质量,通常将桩顶浮浆凿除。一般情况下,混凝土浇筑到桩顶时,需适当超过桩顶设计高程 0.2 m ~ 0.3 m,以保证在凿除桩顶浮浆后,桩顶高程符合设计要求。

20.3.8 托梁与承载板采用刚接时,为保证施工缝的刚接质量,需对托梁顶面作凿毛处理,剔除浮动石子,并清洗干净保持湿润,铺上一层 20 mm ~ 25 mm 厚的 1:1 水泥砂浆,然后浇筑混凝土,细致振实,使新旧混凝土紧密结合。

20.4.2 声波透射法检测准确可靠,不受桩长、长径比的限制,可以准确评价长大桩的完整性。本条规定桩长大于 40 m 或复杂地质条件下的桩,需采用声波透射法,能确保检测的准确性以及经济合理性。当现场组织试验时,其桩长标准可以根据试验数据确定。

20.4.3 本条的特殊条件指桩板结构用于处理长大段落的深厚软弱地基、湿陷性黄土地基、膨胀岩或对施工质量有怀疑或争议时。

21.1.1 注浆(injection grouting)亦称灌浆(grouting),它是将一定材料配制成浆液,利用压送设备将浆液注入地层岩土孔隙、裂隙、

洞穴内使其扩散、胶凝或固化,从而改善地层岩土物理力学性能,以达到加固地层或防渗堵漏的目的。除采空区及岩溶地基加固处理外,还能用于既有路基、涵洞等下沉开裂等病害加固治理。按注浆加固机理,可以分为充填注浆、劈裂注浆、渗透注浆和挤密注浆等几类。

21.1.2 因注浆加固同时具有防渗、充填、固化、挤密等多方面的作用,注浆效果取决于被注介质的可注性特征,同时也受水文地质条件的影响和制约。故工程实践中,制定注浆方案时,需根据工程地质、水文地质条件及工程要求明确注浆处理对象和注浆目的,方案需有针对性,同时注意进行综合效应分析,避免造成不利影响。

21.1.3 注浆中所用的材料由主剂(原材料)、溶剂(水或其他溶剂)及外加剂混合而成,根据材料成分和配比,分为单液浆和双液浆两类;根据浆液性质一般分为悬浊液型和溶液型两大类。

因水泥浆材结石强度高、造价低廉、材料来源丰富、浆液配制方便、操作简单,故采空区及岩溶地基加固处理时注浆材料一般为纯水泥浆。工程实践中,根据注浆处理对象和遇到的特殊情况,建议在水泥浆液中掺入砂、黏性土、粉煤灰、水玻璃或其他掺合料。在有浆液漏失严重且无其他有效堵截措施的情况下,建议选用水泥-水玻璃类双液注浆材料进行堵截处理。

注浆段落及注浆范围较小、注浆工程量不大的短路基,注浆试验成本较高,且注浆试验结果较为离散,建议结合全线或相邻工程经验确定施工工艺及参数。

21.1.6 因注浆过程中浆液扩散易对周边环境产生影响,注浆施工中需密切注意注浆加固区以外周边环境情况,及时调整注浆工艺,避免造成不利影响。同时,岩溶地面塌陷是覆盖型岩溶区中覆盖层的土颗粒在地下水的作用下通过岩溶通道(溶洞、溶隙)被带走,形成土洞,土洞扩大到一定程度不能自稳时的地质过程。因抽水会加速岩溶通道的潜蚀-运移能力,导致地面塌陷,在有岩溶地

面塌陷的建筑物附近 200 m ~ 500 m 限制抽取地下水是防治岩溶地面塌陷的有效方法。高速铁路线路路堤坡脚、路堑坡顶或者铁路桥梁外侧起向外各 200 m 范围内禁止抽取地下水,当铁路通过岩溶地面、极易塌陷区等岩溶特别发育的地段时,需在距离铁路 500 m 范围内限制抽取地下水。

21.2.2 根据《武广客运专线韶关至花都路基地段厚覆盖型岩溶塌陷(沉陷)预测与防治技术研究》研究成果,为有效减少浆液扩散至加固范围以外区域和浆液无效漏失,大面积钻孔注浆施工孔位建议按孔间距由大到小分Ⅱ序或Ⅲ序布置。按其施工顺序和用途分先导孔和注浆孔两类。

先导孔(pilot hole)是指最先施工的,用于核对或补充注浆地区地质资料的少数注浆孔。因其兼起先导勘探和注浆孔的作用,一般在最先施工的分序注浆孔中选取,需按现行《铁路工程不良地质勘察规程》TB 10027 中岩溶相关勘探技术要求进行施工。

注浆孔(grouting hole)是指主要用于揭穿注浆通道、构造注入条件的工程钻孔。

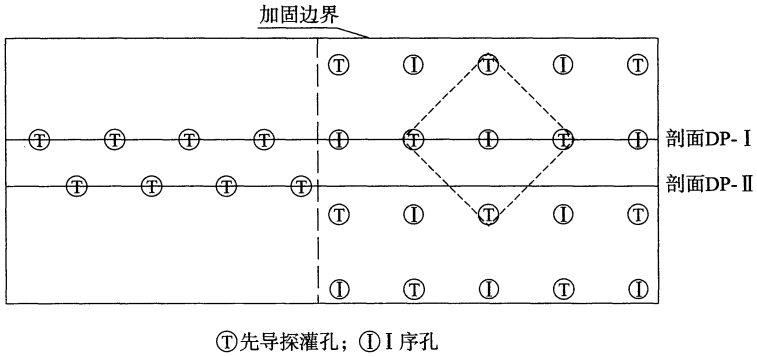
注浆孔分序布置时,结合注浆孔序次和布孔方式,Ⅰ序注浆孔间距建议为设计注浆孔距的 1.4 ~ 2 倍,兼起先导勘探及注浆加固的作用。

对于溶洞发育地区,尤其是串珠状溶洞发育地段,Ⅰ序孔中的先导勘探孔建议适当加深,以查明下伏溶洞。

根据《云桂岩溶地段路基关键技术研究报告》,为节约工程量,避免造成不必要的浪费,建议先进行一期工程施工部分先导孔和Ⅰ序孔,待一期工程施工完毕后,根据先导孔揭示的详细地质情况,分析基岩的完整程度、水文地质条件等,将整治范围分为极易塌陷区、易塌陷区和不易塌陷区,根据分区情况进行二期工程整治。

视地质条件的复杂程度,建议将部分或全部Ⅰ序孔注浆孔作为先导孔,岩溶注浆处理时先导孔一般不建议少于一期工程注浆

孔的 50%, 分序注浆孔的布孔建议参考说明图 21. 2. 2—1。

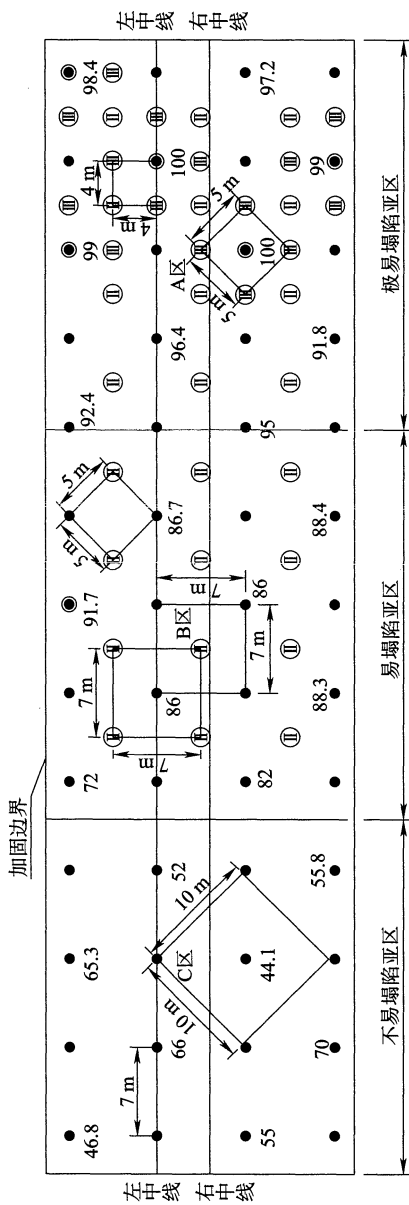


说明图 21. 2. 2—1 一期工程注浆孔平面布置示意图

二期工程孔(Ⅱ、Ⅲ序孔)在一期工程孔(T、I序孔)正方形中心及溶洞位置插点加密, I、Ⅱ序孔形成菱形布置;Ⅲ序孔为加密孔,在 I、Ⅱ序孔菱形中心插点加密, I、Ⅱ、Ⅲ序孔形成正方形布置,如说明图 21. 2. 2—2 所示。

云桂铁路岩溶路基段落 105. 9 km, 其中不易塌陷区 6. 5 km、易塌陷区 97. 1 km、极易塌陷区 2. 3 km。云桂铁路岩溶整治采用了动态优化设计, 相对于传统岩溶整治降低工程费用约 1. 21 亿元。

21. 2. 3 岩溶地基加固注浆孔间距一般采用 3 m ~ 10 m, 设计时需结合溶洞、土洞和基岩面附近溶蚀破碎带的发育特征确定。在针对单个空溶洞、土洞采用注浆充填处理时需结合溶洞、土洞发育中心位置布置;在针对地下水在基岩面附近波动的极易发生土体潜蚀—运移—塌陷或已发生塌陷地段, 采用注浆时, 注浆孔间距一般为 3 m ~ 5 m;在针对易发生塌陷的地段采用注浆时, 注浆孔间距一般为 5 m ~ 10 m;处理采空区和大型空溶洞采用充填注浆时一般为 5 m ~ 20 m。



● 一期工程先导探灌孔及评价值；⊙ 一期工程揭示溶洞钻孔；⊙⊙ 二期工程孔
62.5

说明表 21.2.2-2 二期工程注浆孔平面布置示意图

21.2.4 根据现阶段岩溶地面塌陷机理的研究成果综合分析,覆盖型岩溶地面塌陷主要以土体潜蚀—崩解—运移—塌陷为主要成因类型,岩溶地面塌陷具有塌陷物质、塌陷与储运通道、塌陷动力三个基本条件。钻孔注浆整治措施主要通过注浆充填土石界面附近的土洞、溶洞和溶蚀裂隙,有效充填、堵塞塌陷与储运通,阻隔地表水与地下水之间的水力联系,防止岩溶地面塌陷的发生。

对裸露型岩溶主要结合单个不稳定溶洞发育特征整治,钻孔注浆深度据溶洞底板深度控制;对以溶蚀破碎带为主的易塌区,按进入基岩不小于5 m的原则整治,同时结合单个溶洞的发育特征进行适当的加深处理;对溶洞密集发育地段,则需结合溶洞发育位置综合确定整治深度,尽量避免不稳定溶洞被遗漏。

21.2.5 进行充填注浆时,建议选用以水泥为主剂的浆液,结合浆液结石体强度特性和工程耐久性要求,建议掺入适量的粉煤灰代替部分水泥。用粉煤灰代替部分水泥的原因:

(1)粉煤灰颗粒的细度比水泥细,及其占优势的球形颗粒,使比仅含有水泥和砂的浆液更容易泵送。用粉煤代替部分水泥或砂,可以保持浆体的悬浮状态,以免发生离析和减少沉积,进而改善可泵性和可灌性。

(2)粉煤灰具有火山灰活性,加入水泥中能增加胶结性,这种反应产生的黏结力比水泥浆间的黏结更为坚固。

(3)粉煤灰含有一定量的水溶性硫酸盐,增强了水泥的抗硫酸盐性。

21.2.7 新建线岩溶注浆压力一般可以采用0.2 MPa~0.5 MPa,岩溶空洞及采空区初期可以采用自流注浆。劈裂注浆、既有线注浆等注浆压力还需考虑地质条件和对周边环境和建构筑物影响等各种因素综合确定。

21.3.2 《南广铁路路基岩溶病害综合防治技术研究》中现场注浆参数试验研究发现覆盖层厚度的不同,最终所能达到的终注压力高低差别较大,在覆盖层较薄孔段,开始注浆后浆液很快出现冒

浆现象,终注压力与覆盖层厚度基本成正比,同时终注压力还受岩溶的发育程度影响,因此终注压力建议根据试验段结论确定。同时根据南广铁路试验结论采用设计压力在满足连续注浆 10 min 的注入率不大于 5 L/min 时为终注条件,取得了较好的工程效果。

21.3.3 注浆压力和流量是施工中的两个重要参数,任何注浆方式均需有压力和流量的记录。

在注浆过程中,通过注浆的流量、压力和注浆总流量,可以分析地层的空隙、确定注浆的结束条件、预测注浆效果。利用附近的注浆钻孔进行观测验证,并跟踪进行质量综合检测,以进一步修正注浆参数和施工工艺。在施工中动态修正注浆施工参数,调整施工工艺。

21.3.4 注浆施工中,浆液除满足注入地层的可注性要求外,还要具有较好的流动性、沉降稳定性,其结石体需具有一定的强度和黏结力。对水泥类浆液而言,当水胶比较大时,具有浆液颗粒沉降、分选和析水现象;水胶比较小时流动性较差。目前水泥类浆液可供选用的水胶比有 0.5:1、0.6:1、0.8:1、1:1、2:1、3:1、5:1 等,因水胶比大于 3:1 时浆液过分泌水产生可溶蚀通道,对注浆工程的耐久性不利,0.5:1 与 0.6:1 的浆液性能差别相对较小,故推荐水胶比采用 0.6~2.0。

21.3.5 因溶洞、土洞、溶蚀裂隙、坑道等注浆充填通道具有不规则性、各向异性等特征,其注浆通道的开度、充填程度不一,在注浆过程中往往会发生动态变化,所以钻孔注浆需执行探灌结合、信息化施工的原则。

21.3.8 为防止邻孔串浆和减少浆液的无效漏失,注浆顺序需按跳孔间隔注浆方式进行,并建议采用先外后内的注浆施工方法;为防止注浆过程中孔壁坍塌堵塞注浆通道,避免压力突升引发爆管等,注浆建议采用自下而上循环式注浆。当地层松散易垮孔时可以采用自上而下分段复钻注浆。当地下水流速较大时,需考虑浆

液在水流中的迁移效应,建议从水头高的一端开始注浆。

21.4.1 施工单位对钻孔的布置形式、数量、范围、深度、注浆效果进行自检,检验数量按《铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10414 及《高速铁路路基工程施工质量验收标准》TB 10751 执行。

21.4.3 目前,常用的质量检测方法有钻孔法、压水试验、瞬态面波法、电测深法、电磁波 CT。各方法有如下特点:

(1) 钻孔取芯观察水泥结石充填情况是一个比较直观的方法,由于地质体的各向异性和不均匀性,注浆加固的充填区域和方向具有不确定性,加上裂隙的可注性具有一定的宽度界限($>0.2\text{ mm}$),钻孔取芯观察具有一定的偶然性。

(2) 压水试验是注浆效果检测最直接的一种方法,对岩溶地面塌陷而言,地层渗透性属岩溶地面塌陷机理研究的一个系统工程,目前岩溶注浆加固压水试验检测还没有统一的作业规程和定量标准,据《南广铁路岩溶路基防治技术研究》中期试验结果,现采用的比值评判标准具有一定的局限性,需进一步加深研究。据《南广铁路岩溶路基防治技术研究》试验结果,综合 53 组室内压水模型试验和 26 组现场压水试验结果以及既有透水率研究成果:对溶蚀裂隙发育的可溶岩地基,当裂隙宽度小于等于 3 mm (或地基透水率小于等于 47 Lu)时,在自然条件下,不具备岩溶潜蚀塌陷条件。建议以 47 Lu 作为潜蚀塌陷临界透水率值,作为岩溶地面塌陷防治注浆效果检测定量标准。

(3) 电测深法在一般条件下可以基本定性地检测岩溶孔洞的注浆充填效果,其评价分析的基础为被注地层的电性差异,检测剖面在溶洞、土洞、溶蚀破碎带强烈发育等电性异常明显地段能较好地排查注浆充填情况,最大限度地避免了检测范围内的空洞异常。

(4) 电磁波 CT 对岩溶洞穴的分布、土石界面的识别是较为有效的。特别是能直观有效地反映孔间地质条件的变化,这是其他方法所不具备的。但由于测试较为复杂,造价较高,限制了大量使用,也为建立在统计数据基础上的定量分析带来了一定的困难。

(5) 瞬态面波根据岩土体注浆后面波速度大小和面波频散曲线形态的变化进行综合分析评价,能定量检测岩溶注浆效果,并具有使用方便、灵活、劳动强度低等优点,可以大面积实施和规范化管理。

采用电测深法、瞬态面波法及电磁波 CT 等综合物探方法,辅以钻孔取芯、注水或注浆试验,对注浆实施前后物性参数变化进行对比,根据注浆加固的目的和地层所能达到效果的反应综合确定施工区的质量合格标准。

浙赣铁路彬江车站岩溶路基注浆工程和浙赣铁路江山段 K310、K312 岩溶注浆工程均采用了面波检测方法,通过与钻孔取芯观察和压水试验对比、相互印证、综合评价,效果良好。彬江车站岩溶路基注浆工程状况良好,未发生新的塌陷,表明面波检测是一种可行的注浆质量检测方法。通过试验研究,提出如下岩溶路基塌陷注浆质量面波检测标准,见说明表 21.4.3—1。

说明表 21.4.3—1 浙赣线路基岩土体注浆质量检测标准

介质	面波检测速度 $v(\text{m/s})$	面波频散曲线	注浆后岩土体 单位吸水量 w [$\text{L}/(\text{min} \cdot \text{m} \cdot \text{m})$]	备注
土层 (路堑)	$v \geq 20.7h + 58.2$	不离散	$w \leq 0.33$	(1) 面波检测以速度标准为主,辅以频散曲线。 (2) 压水试验检测孔建议按 3% 计,但每个注浆工点的压水试验检测孔数量不少于 2 个。 (3) 当两种检测方法判定的注浆质量结果不一致时,需以压水试验检测判定为准
岩层 (路堑)	$v \geq 9.8h + 342.8$	不离散	$w \leq 0.42$	
土层 (路堤)	$v \geq 12.0h + 58.7$	不离散	$w \leq 0.33$	
岩层 (路堤)	$v \geq 9.8h + 207.8$	不离散	$w \leq 0.42$	

注:面波检测深度 $h \leq 25 \text{ m}$ 。

根据中铁二院《南广铁路岩溶路基防治技术研究》,在电测深 4 段 4 058 m、瞬态面波 4 段 938 点、电磁波 CT4 段 75 孔对等综合

检测的基础上,提出了南广铁路岩溶路基注浆施工质量检测实施细则,对原地面的注浆合格的瞬态面波标准见说明表 21.4.3—2。

说明表 21.4.3—2 岩溶注浆瞬态面波法判释标准

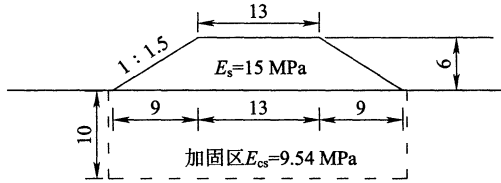
类别	判释标准
土	$v_s = 29.273h + 100$ (v_s 为剪切波波速, h 为深度)
岩石	$v_s = 23.998h + 360$ ($h < 10$ m) $v_s = 23.998h + 290$ ($h \geq 10$ m)
岩洞	$v_s = 16.67h + 246$

综合工程实践,除注浆施工过程中加强质量自检外,采用钻探取芯、压水试验、瞬态面波和电测深等多种方法进行综合检测是达到客观评价注浆效果的有效途径。故在整段(或区域)注浆施工结束后,需采用综合物探方法结合钻孔取芯(压水或注水)进行注浆质量检查。钻孔取芯孔数为不少于注浆孔总数的 2%,在注浆孔间布置;瞬态面波测点在整治范围内注浆孔间抽检,测点数为不少于注浆总孔数的 5%,且一般不建议少于 10 个点,检测注浆深度范围的岩土体波速;电测深检测段落长度为整治段落长度的 10%,且一般不建议小于 15 m,测线需优先选取岩溶形态强烈发育地段布置;对零星整治的段落或单个溶洞,以钻孔取芯、压水试验为主要检测手段。

D.0.2 等效实体法与当层法的计算参数难以确定,计算结果受人为影响较大,因此本规程未推荐这两种方法。相比其他方法, Boussinesq 法受人为影响较小,因此规程中推荐采用这种方法。考虑目前应力扩散法在实际工程中也有应用,因此规程中也给出了这种方法。此外,规程中也参照日本的相关规范提供了 $L/3$ 法,供设计者参考应用。

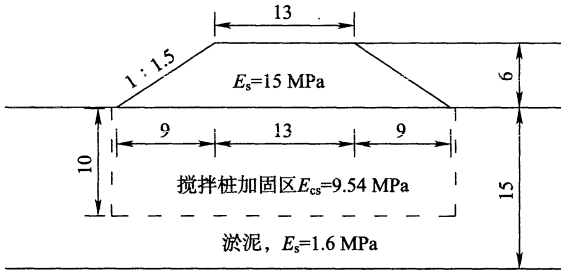
《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》中针对一算例(说明图 D.0.2)对 Boussinesq 法和 $L/3$ 法以及数值算法(采用 ansys 分析)进行了比较。地基加固采用搅拌桩,加固区复

合模量采用复合模量法确定,各部分土体的压缩模量见说明表 D. 0. 2—1。

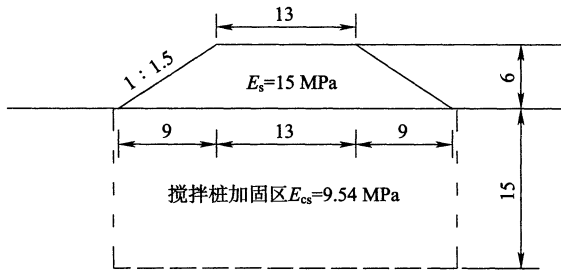


淤泥, $E_s=1.6$ MPa

(a) 加固单层地基



(b) 加固双层地基 (桩长=10 m)



(c) 加固双层地基 (桩长=15 m)

说明图 D. 0. 2 复合地基沉降计算分析简图(单位:m)

说明表 D. 0. 2—1 计算参数

断面	压缩模量 (MPa)			
	路基	地基		
		第一层土		第二层土
		加固区	非加固区	
加固单层地基	30	9.54	1.6	1.6
加固双层地基(桩长 10 m)	30	9.54	1.6	5.2
加固双层地基(桩长 15 m)	30	9.54	—	5.2

从说明表 D. 0. 2—2 可以看出,三种方法的计算结果较为接近,其中数值计算方法所得结果最小, $L/3$ 法最大,本规程主要推荐方法 Boussinesq 法的计算结果居中。

说明表 D. 0. 2—2 不同地基计算结果

计算工况	计算方法	地基总沉降量 (m)
加固单层地基	Boussinesq 法	1.076
	$L/3$ 法	1.099
	数值计算方法	0.987
加固双层地基 (桩长 10 m)	Boussinesq 法	0.593
	$L/3$ 法	0.637
	数值计算方法	0.53
加固双层地基 (桩长 15 m)	Boussinesq 法	0.357
	$L/3$ 法	0.477
	数值计算方法	0.386

D. 0. 3 关于排水竖井未打穿深厚软土地基的固结度计算问题,众多学者做了大量的研究工作,但至今还没有得到一个精确又简明实用的固结度计算方法。目前既有实际工程应用中的近似法,

又有理论计算所得的解析解,如 Hart 法、谢康和改进法等。《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》JTG/T D31-02—2013 也给出了对该问题的解,这些解法对平均固结度计算结果差异较大,具体选用何种方法更为合理还存在一定争议。因此在本规程中暂不明确计算公式,具体设计过程中需自行选择相对安全的方法进行计算,或结合数值计算综合确定。