

UDC

中华人民共和国行业标准

P

**TB**

**TB 10106—2010**

**J 1078—2010**

# 铁路工程地基处理技术规程

**Technical Code for Ground Treatment  
of Railway Engineering**

**2010-08-03 发布**

**2010-08-03 实施**

中华人民共和国铁道部 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 Code for Ground Treatment  
of Railway Engineering

**TB 10106—2010**

**J 1078—2010**

主编单位：中铁二院工程集团有限责任公司

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2010年8月3日

中 国 铁 道 出 版 社

2010年·北京

中华人民共和国行业标准  
铁路工程地基处理技术规程

TB 10106—2010

J 1078—2010

\*

中国铁道出版社出版发行  
(100054,北京市宣武区右安门西街8号)

出版社网址:<http://www.tdpress.com>

中国铁道出版社印刷厂印

开本:850 mm × 1 168 mm 1/32 印张:5.875 字数:144千字

2010年10月第1版 2010年11月第2次印刷

---

书号:15113·3333 定价:26.00元

版权所有 侵权必究

凡购买铁道版的图书,如有缺页、倒页、脱页者,请与本社发行部联系调换。

发行部电话:路(021)73170,市(010)51873172

# 关于发布《铁路工程地基处理技术规程》的通知

铁建设〔2010〕126号

现发布《铁路工程地基处理技术规程》(TB 10106—2010, 另发单行本), 自印发之日起施行。铁道部原发《粉体喷搅法加固软弱土层技术规范》(TB 10113—96) 同时废止。

本标准由铁道部建设管理司负责解释, 由铁路工程技术标准所、中国铁道出版社组织出版发行。

中华人民共和国铁道部

二〇一〇年八月三日

## 前 言

本规程是根据铁道部“关于印发《2007 年铁路工程建设标准编制计划》通知”（铁建设函〔2006〕1112 号）的要求编制而成。

本规程在编制过程中，对国内外现行地基处理规范进行了广泛深入调研，认真总结了我国铁路工程地基处理设计、施工及运营中的经验和教训，吸纳了郑西、武广、京津、京沪、沪宁、胶济、浙赣、遂渝、福厦、温福等新建铁路建设中地基处理经验、科研成果，参考了国内外有关技术规范，在广泛征求意见的基础上经反复审查后定稿。

本规程共分 17 章，内容包括：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、袋装砂井及塑料排水板、碎石桩、挤密砂石桩、灰土（水泥土）挤密桩、柱锤冲扩桩、水泥土搅拌桩、旋喷桩、水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩、钢筋混凝土桩网（桩筏）结构、钢筋混凝土桩板结构、注浆，另有 4 个附录。

本规程主要技术内容如下：

1. 对规程的编制目的、适用范围、地基处理措施选择原则等进行了规定。
2. 针对铁路工程地基处理的特点，明确了按稳定和沉降变形控制等要求进行设计的原则。
3. 明确了地基稳定性应按施工期和运营期进行检算，给出了不同速度等级铁路稳定安全系数的取值范围，规定了斜坡软弱地基稳定安全系数的修正方法。
4. 针对不同速度等级铁路及地基情况，规定了地基压缩层

的计算厚度，明确了不同地基沉降的计算方法。

5. 针对路基、场坪等柔性基础的特点，提出了地基容许承载力修正方法。

6. 纳入了应用于高速铁路无砟轨道路基地基处理的钢筋混凝土桩网、桩筏、桩板结构等新技术，明确了设计方法。

7. 纳入了岩溶、采空区注浆技术，明确了注浆工艺、注浆量控制及注浆质量检测方法。

8. 明确了侵蚀性环境下地基处理工程的耐久性要求。

9. 明确了换填垫层等 14 种地基处理技术设计、施工、质量检验的要求。

本规程以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

在执行本规程过程中，希望各单位结合工程实际，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技术中心（四川省成都市通锦路 3 号，邮政编码：610031），并抄送铁道部经济规划研究院（北京市海淀区北蜂窝路乙 29 号，邮政编码：100038），供今后修订时参考。

本规程由铁道部建设管理司负责解释。

主编单位：中铁二院工程集团有限责任公司。

参编单位：中铁第四勘察设计院集团有限公司、西南交通大学、中国地质大学。

主要起草人：李安洪、魏永幸、秦立新、李建国、蒋关鲁、徐光黎、刘 洋、孙 莺、李时亮、李楚根、罗照新、赖紫辉、曾德礼、冯俊德。

主要审定人：安国栋、苏全利、米 隆、吴明友、周诗广、韩文雷、彭泽仁、顾湘生、罗 强、叶阳升、张千里、杜文山、王应铭、赵新益、师新明、尤昌龙、王炳龙、李海光。

# 目 次

1	总 则 .....	1
2	术语、符号 .....	2
2.1	术 语 .....	2
2.2	符 号 .....	5
3	基本规定 .....	7
3.1	一般规定 .....	7
3.2	稳定验算 .....	8
3.3	地基承载力验算 .....	13
3.4	沉降计算 .....	14
4	换填垫层 .....	17
4.1	一般规定 .....	17
4.2	设 计 .....	17
4.3	施 工 .....	19
4.4	质量检验 .....	20
5	冲击(振动)碾压 .....	21
5.1	一般规定 .....	21
5.2	设 计 .....	21
5.3	施 工 .....	21
5.4	质量检验 .....	22
6	强夯及强夯置换 .....	24
6.1	一般规定 .....	24
6.2	设 计 .....	24
6.3	施 工 .....	26

6.4	质量检验	27
7	袋装砂井及塑料排水板	29
7.1	一般规定	29
7.2	设计	30
7.3	施工	32
7.4	质量检验	34
8	碎石桩	35
8.1	一般规定	35
8.2	设计	35
8.3	施工	37
8.4	质量检验	40
9	挤密砂石桩	41
9.1	一般规定	41
9.2	设计	41
9.3	施工	42
9.4	质量检验	42
10	灰土(水泥土)挤密桩	44
10.1	一般规定	44
10.2	设计	44
10.3	施工	47
10.4	质量检验	48
11	柱锤冲扩桩	50
11.1	一般规定	50
11.2	设计	50
11.3	施工	51
11.4	质量检验	52
12	水泥土搅拌桩	54



12.1	一般规定	54
12.2	设计	55
12.3	施工	56
12.4	质量检验	57
13	旋 喷 桩	58
13.1	一般规定	58
13.2	设计	58
13.3	施工	60
13.4	质量检验	60
14	水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩	62
14.1	一般规定	62
14.2	设计	62
14.3	施工	64
14.4	质量检验	65
15	钢筋混凝土桩网(桩筏)结构	66
15.1	一般规定	66
15.2	设计	67
15.3	施工	69
15.4	质量检验	70
16	钢筋混凝土桩板结构	71
16.1	一般规定	71
16.2	设计	71
16.3	施工	75
16.4	质量检测	76
17	注 浆	77
17.1	一般规定	77
17.2	设计	77

17.3 施 工 .....	79
17.4 质量检测 .....	79
附录 A 铁路工程常用地基处理方法适用条件 .....	81
附录 B 复合地基单桩载荷试验 .....	82
附录 C 复合地基载荷试验 .....	84
附录 D 地基沉降计算 .....	87
本规程用词说明 .....	96
《铁路工程地基处理技术规程》条文说明 .....	97

# 1 总 则

**1.0.1** 为统一铁路工程地基处理的技术标准，使铁路工程地基处理符合安全适用、技术先进、经济合理的要求，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** 地基处理措施应根据铁路等级、沉降控制标准、地质条件、环境及工期等因素合理确定。

**1.0.4** 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** 地基处理设计应满足稳定和沉降变形控制等要求。

**1.0.6** 地基处理应重视环境保护，充分考虑地形地貌、水文条件等周边环境变化，以及施工便道等临时工程对铁路工程稳定及沉降的影响。

**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，应采取过渡的地基处理措施，减少不均匀沉降。

**1.0.8** 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，并根据施工反馈信息优化施工工艺及参数。

**1.0.9** 地基处理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** 地基处理应加强施工过程质量控制和加固效果检测。

**1.0.11** 地基处理应结合相应工程，根据相关规范的要求开展沉降变形观测及评估工作。

**1.0.12** 地基处理应积极推广采用新技术、新材料、新工艺和新结构。工程材料应满足耐久性要求。

**1.0.13** 地基处理除应执行本规程外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

## 2 术语、符号

### 2.1 术 语

#### 2.1.1 地基处理 ground treatment

为提高地基承载力，改善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, natural foundation

未经人工处理的地基。

#### 2.1.3 复合地基 composite ground, composite foundation

部分土体被增强或被置换形成增强体，由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基处理。

#### 2.1.4 散体材料桩 granular media material pile, granular column

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，如碎石桩、挤密砂石桩等。

#### 2.1.5 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。

#### 2.1.6 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、素混凝土桩及钢筋混凝土桩。

#### 2.1.7 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。

#### 2.1.8 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。

**2.1.9 地基极限承载力** ground ultimate bearing capacity

地基能承受的最大荷载强度。

**2.1.10 地基工后沉降** ground settlement after acceptance

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总沉降量之差。

**2.1.11 换填** 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。

**2.1.12 冲击碾压** impact roller compaction

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。

**2.1.13 振动碾压** vibration compaction

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。

**2.1.14 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，将地基土夯实的地基处理方法。

**2.1.15 强夯置换** dynamic 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，使其形成密实的墩体的地基处理方法。

**2.1.16 袋装砂井** packed drain, fabric - enclosed drain

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。

**2.1.17 塑料排水板** plastic plate for drainage

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。

**2.1.18 碎石桩** crushed stone pile, gravel pile

采用振动、冲击或振冲等方式在地基中成孔后，再将碎石挤压入已成的孔中，形成碎石所构成的密实桩体，并与桩周土组成复合地基。

#### **2.1.19 挤密砂石桩 sand compaction pile**

采用振动挤压等方式在地基中成孔，使桩间松散砂土得以挤密。将砂石挤压入已成的孔中，形成以砂石构成的密实桩体，并与桩周土组成复合地基。

#### **2.1.20 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灰土桩，并与桩周土组成复合地基。

#### **2.1.21 水泥土挤密桩 soil cement 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水泥土桩，并与桩周土组成复合地基。

#### **2.1.22 柱锤冲扩桩 pile thrust - expanded in 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扩大桩体，并与桩周土组成复合地基。

#### **2.1.23 水泥土搅拌桩 cement - mixed 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，并与桩间土组成复合地基。

#### **2.1.24 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，并与土拌和形成水泥土加固体桩。

#### **2.1.25 水泥粉煤灰碎石桩 cement - flyash - gravel pile**

由水泥、粉煤灰、碎石、石屑、砂等混合料加水拌和形成高黏结强度桩，并由桩、桩间土和加筋垫层一起组成复合地基。

#### **2.1.26 素混凝土桩 plain concrete pile**

由水泥、碎石、砂等混合料加水拌和形成高黏结强度桩，并

由桩、桩间土和加筋垫层一起组成复合地基。

### 2.1.27 钢筋混凝土桩网结构 RC pile - net structure

由钻孔灌注或预制打入的钢筋混凝土桩（群）与桩帽及加筋垫层组成的结构。

### 2.1.28 钢筋混凝土桩筏结构 RC pile - raft structure

由钻孔灌注或预制打入的钢筋混凝土桩（群）、垫层及钢筋混凝土筏板组成的结构。

### 2.1.29 钢筋混凝土桩板结构 RC pile - plank structure

由地基土、钢筋混凝土刚性桩与桩顶钢筋混凝土承载板组成，用于提高地基承载力，减少变形的结构形式。

### 2.1.30 注浆 grouting

利用灌浆压力或浆液自重，经过钻孔将浆液压到岩石、砂砾石层、混凝土或土体裂隙、接缝或空洞内，以改善地基水文地质和工程地质条件，提高建筑物整体性的工程措施。

## 2.2 符 号

$A$ ——拟处理地基的面积

$A_c$ ——单桩所承担的处理地基面积

$A_p$ ——桩的平均截面积

$s$ ——桩间距

$d$ ——桩身直径

$d_e$ ——单桩分担的处理地基面积的等效圆直径

$m$ ——面积置换率

$e$ ——孔隙比

$D_r$ ——砂土相对密度

$[\sigma]$ ——处理后的地基容许承载力

$\sigma_{sp}$ ——复合地基容许承载力

$\sigma_s$ ——桩间土容许承载力

$\tau_c$ ——复合地基的抗剪强度

- $\tau_p$ ——桩的抗剪强度  
 $\tau_s$ ——桩间土抗剪强度  
 $[P]$ ——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，桩端端阻力容许值  
 $U$ ——固结度  
 $z$ ——垫层厚度  
 $\theta$ ——压力扩散角  
 $\rho_d$ ——干密度  
 $\omega_{op}$ ——最优含水量  
 $V$ ——注浆量



## 3 基本规定

### 3.1 一般规定

**3.1.1** 地基处理方案应根据场地地质条件、铁路等级、轨道类型、荷载大小、环境及工期等因素合理确定，达到经济合理、安全可靠。

**3.1.2** 选择地基处理方案应完成以下工作：

1 搜集沿线的地形、地貌、工程地质、水文地质、气象等资料，采取综合勘探、试验和综合分析的方法，查明地基土成因、分布及工程性质，取得详细可靠的工程地质、水文地质和环境条件资料。

2 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 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。

**3.1.3** 地基处理方法宜按附录 A 和以下要求进行多方案比较后合理确定。

1 充分考虑地基土特性、厚度及埋深、地层结构情况、地下水特征、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，选择最佳处理方法。

**3.1.4** 已选定的地基处理方法，施工前应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和地基处理效果。如达不到设计要求，应查明原因，调整设计

参数或改用其他地基处理方法。

3.1.5 斜坡软弱地基应采用限制地基侧向变形为主的综合处理方案。

3.1.6 施工前应查明场地范围内地表及地下构筑物和各种管线，并采取必要的保护措施，以免因施工而造成破坏。

3.1.7 施工前应做好地表排水设施，禁止地表水流入地基加固区域。

3.1.8 地基处理所用材料技术指标应符合设计要求，并按相关规定进行进场检验。

3.1.9 施工前及施工过程中，应对地质情况进行核对，并作好记录。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。

3.1.10 地基处理施工必须按本规程及现行国家有关标准进行工程质量检验。

3.1.11 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。

## 3.2 稳定验算

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。

1 路堤填料的物理力学指标应根据试验资料确定。特殊情况下无试验资料时可按表 3.2.1—1 选用。

表 3.2.1—1 路堤填料物理力学指标

填料种类	黏聚力 $c$ (kPa)	内摩擦角 $\varphi$ (°)	重度 ( $\text{kN/m}^3$ )
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 填料的重度可根据填料性质和压实等情况作适当修正；

2 全风化岩石、特殊土的  $c$ 、 $\varphi$  值应根据试验资料确定。

2 天然地基土的抗剪强度参数  $c$ 、 $\varphi$  值, 宜通过快剪或三轴不固结不排水剪试验确定。采用排水固结法或复合地基加固地基时, 地基土强度参数可根据不同检算工况, 按表 3.2.1—2 选用。

表 3.2.1—2 地基土抗剪强度指标的试验方法

地基 处理方法	试验方法 检算工况	直剪		三轴剪切			无侧限 抗压强度	十字板 剪切
		快剪	固结 快剪	不固结 不排水	固结 不排水	固结 排水		
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而选用;

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方可采用固结快剪指标。

### 3 复合地基抗剪强度指标应按如下方法进行确定。

1) 散体材料桩复合地基的抗剪强度指标按式 (3.2.1—1)、式 (3.2.1—2) 进行确定:

$$c_c = (1 - m) c_s \quad (3.2.1-1)$$

$$\tan \varphi_c = (1 - m) \tan \varphi_s + m \tan \varphi_p \quad (3.2.1-2)$$

式中  $c_c$ 、 $\varphi_c$ ——复合地基土的黏聚力和内摩擦角;

$c_s$ 、 $\varphi_s$ ——桩间土的黏聚力和内摩擦角;

$\varphi_p$ ——桩体的内摩擦角 (°);

$m$ ——复合地基置换率。

2) 柔性桩复合地基的抗剪强度按式 (3.2.1—3) 进行确定:

$$\tau_c = m \tau_p + (1 - m) \tau_s \quad (3.2.1-3)$$

式中  $\tau_c$ ——复合地基抗剪强度 (kPa);

$\tau_p$ ——桩体的抗剪强度 (kPa);

$\tau_s$ ——桩间土的抗剪强度 (kPa)。

4 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  $c$ 、 $\varphi$  值。可采用直剪(快剪)或三轴不固结不排水剪试验。当可能存在地下水时,应采用饱水试件进行试验。

3.2.2 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,以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。地震力的计算应遵照现行《铁路工程抗震设计规范》(GB 50111)的规定执行。

3.2.3 铁路路基稳定性分析应符合下列规定:

1 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(3.2.3—1)或式(3.2.3—2)进行计算,如图3.2.3—1所示。

1) 不考虑固结

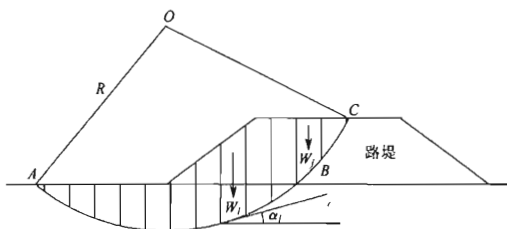


图 3.2.3—1 圆弧滑动法计算示意图

$$F_s = \frac{\sum S_i + \sum S_j}{P_i} \quad (3.2.3—1)$$

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;

$P_i$ ——各土条在滑弧切线方向的下滑力的总和,  $P_i = \sum W_i \sin \alpha_i + \sum W_j \sin \alpha_j$ ;

$S_i$ ——地基土内 ( $AB$  弧) 抗剪力 ( $\text{kN/m}$ ),  $S_i = W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + c_{qi} l_i$ ;

$S_j$ ——路堤内 ( $BC$  弧) 抗剪力,  $S_j = W_j \cos \alpha_j \tan \varphi_{qj} + c_{qj} l_j$ 。

其中  $W_i, W_j$ ——第  $i, j$  土条重量,  $W_i = W_{ui} + W_{di}$ ;

$W_{di}, W_{ti}$ ——当第  $i$  土条的滑裂面处于地基内 ( $AB$  弧) 时, 分别为滑面以上该土条中的地基自重及路堤自重;

$\alpha_i, \alpha_j$ ——第  $i, j$  土条底滑面的倾角;

$l_i, l_j$ ——第  $i, j$  土条底滑面的长度 ( $\text{m}$ );

$R$ ——滑动圆弧半径 ( $\text{m}$ );

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

$c_{qj}, \varphi_{qj}$ ——当第  $j$  土条的滑裂面处于路堤内 ( $BC$  弧) 时, 分别为该土条所在路堤填料的黏聚力与内摩擦角 (按本规程第 3.2.1 条取值)。

## 2) 考虑固结

$$F_s = \frac{\sum (S_i + \Delta S_i) + \sum S_j}{P_T} \quad (3.2.3-2)$$

式中  $S_i = W_{di} \cos \alpha_i \tan \varphi_{gi} + c_{gi} l_i$ ;

$\Delta S_i$ ——由于固结增长的地基强度,  $\Delta S_i = W_{ti} U_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{gi}$ ;

$U_i$ ——地基土平均固结度;

$\varphi_{gi}$ ——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 ( $^\circ$ );

其余符号意义同前。

2 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 3.2.3—2 所示。

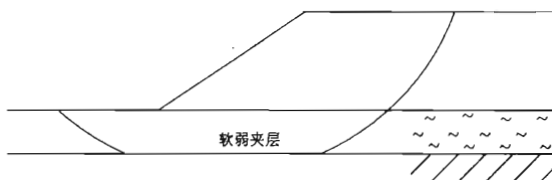


图 3.2.3—2 复式滑面计算示意图

3 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 (3.2.3—3)、式 (3.2.3—4) 计算，如图 3.2.3—3 所示。

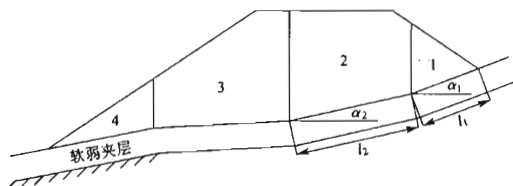


图 3.2.3—3 路堤沿斜坡软弱地基滑动的稳定性计算示意图

$$E_i = W_{Qi} \sin \alpha_i - \frac{1}{F_s} [c_i l_i + W_{Qi} \cos \alpha_i \tan \varphi_i] + E_{i-1} \Psi_{i-1} \quad (3.2.3-3)$$

$$\Psi_{i-1} = \cos (\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \frac{\tan \varphi_i}{F_s} \sin (\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (3.2.3-4)$$

式中  $W_{Qi}$ ——第  $i$  土条的重力与外加竖向荷载之和；

$l_i$ ——第  $i$  土条底滑面的长度 (m);

$\alpha_i, \alpha_{i-1}$ ——第  $i$ 、第  $i-1$  土条底滑面的倾角;

$c_i, \varphi_i$ ——第  $i$  土条底的黏结力和内摩擦角;

$E_{i-1}$ ——第  $i-1$  土条传递给第  $i$  个土条的下滑力;

$\psi_{i-1}$ ——剩余下滑力传递系数。

用式 (3.2.3—3) 和式 (3.2.3—4) 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  $F_s$ 。

4 刚性桩处理的地基应根据可能的破坏模式进行稳定分析。

3.2.4 路基稳定性计算分析得到的稳定系数不得小于表 3.2.4—1 所列值。

表 3.2.4—1 路堤稳定安全系数

列车设计行车速度 $v$ (km/h)	稳定安全系数 $[F_s]$	
	施工期	运营期
$250 \leq v \leq 350$	1.15	1.30
$120 < v \leq 200$	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, 其稳定安全系数应根据软弱地基横向坡度大小, 在表 3.2.4—1 规定的稳定安全系数  $[F_s]$  的基础上按表 3.2.4—2 进行修正。

表 3.2.4—2 斜坡软弱地基路堤稳定安全系数

软弱地基横向坡度	水平地基	1:20	1:10	1:7.5
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, 地基承载力应满足相关规范的要求。

3.3.2 复合地基处理后的地基, 承载力应满足下式要求:

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

式中  $p_k$ ——路基底面处压力值 (kPa);

$[\sigma]$ ——处理后地基容许承载力 (kPa);

$k$ ——地基承载力计算修正系数。对于挡土墙、涵洞等刚性基础地基其值取 1, 对于路堤、场坪等柔性基础地基其值可取 1.2 ~ 1.5。

**3.3.3** 刚性桩处理后的地基, 桩的承载力应满足以下规定:

$$P_0 \leq [P] \quad (3.3.3)$$

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)。

**3.3.4** 复合地基容许承载力宜通过现场载荷试验确定, 设计时可根据本规程有关章节复合地基承载力公式计算确定。

**3.3.5** 受力层范围内存在软弱下卧层时, 应验算下卧层的地基承载力。

**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路堤高度、地层结构及地基土特性等因素按下列要求综合确定:

- 1 高速铁路地基压缩层的计算深度应满足下式要求:

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

- 2 其他铁路地基压缩层的计算深度应满足下式要求:

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

式中  $\sigma_z$ ——沉降计算深度  $Z$  处的地基垂直附加应力 (kPa);

$\sigma_1$ ——沉降计算深度  $Z$  处的地基自重应力 (kPa)。

3 按式 (3.4.1—1) 或式 (3.4.1—2) 确定的计算深度以下有软土层时, 应继续增加计算深度。



**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可按下列式计算：

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

式中  $S_1$ ——加固区沉降量 (m)；

$S_2$ ——下卧层沉降量 (m)；

$m_s$ ——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。对于软土地基，其值可取 1.0 ~ 1.2；对于非软土地基，可根据区域工程经验取值；对于黄土地基，可参照现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》(GB 50025) 有关规定选取。

**3.4.5** 地基沉降计算应符合本规程第 3.4.3 条、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** 地基工后沉降量应按下列式进行计算：

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

式中  $S_r$ ——工后沉降量 (m);

$S$ ——最终沉降量 (或称总沉降量) (m);

$S_T$ ——上部建筑物竣工或路基竣工铺轨完成已经发生的沉降量 (或称施工期沉降量) (m)。

**3.4.7** 铁路工程地基工后沉降量及沉降速率应满足相关规范的要求。

## 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 0.5~3.0 m,并符合下式要求:

$$p_z + p_{cz} \leq k[\sigma] \quad (4.2.1-1)$$

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);

$k$ ——地基承载力计算修正系数。对于挡土墙、涵洞等刚性基础地基其值取 1;对于路堤、场坪等柔性基础地基其值可取 1.2~1.5。

垫层底面处的附加压力  $p_z$  可按下列式计算:

条形基础

$$p_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (4.2.1-2)$$

矩形基础

$$p_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (4.2.1-3)$$

式中  $b$ ——矩形基础或条形基础底面的宽度 (m);

$l$ ——矩形基础底面的长度 (m);

$p_k$ ——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);

$\theta$ ——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 4.2.1 选用。

表 4.2.1 压力扩散角  $\theta$  ( $^{\circ}$ )

$z/b$ \ 换填材料	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、碎石、卵石	灰土、水泥土
0.25	20	28
$\geq 0.50$	30	28

注: 1 当  $z/b < 0.25$ , 除灰土取  $\theta = 28^{\circ}$  外, 其余材料均取  $\theta = 0^{\circ}$ , 必要时, 宜由试验确定;

2 当  $0.25 < z/b < 0.5$  时,  $\theta$  值可内插求得。

4.2.2 垫层底面的宽度应满足压力扩散的要求, 按下式确定:

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (4.2.2)$$

式中  $b'$ ——垫层底面宽度 (m);

$\theta$ ——压力扩散角, 可按表 4.2.1 选用。当  $z/b < 0.25$  时, 仍按表中  $z/b = 0.25$  取值。

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。

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

4.2.3 换填垫层应对下卧层承载力进行验算, 必要时垫层承载力可通过现场试验确定。

**4.2.4** 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。

**4.2.5** 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。

**4.2.6** 换填砂垫层应采用砾砂、粗砂、中砂，换填碎石垫层应采用级配良好且未风化的砾石或碎石，其最大直径不宜大于 50 mm。垫层材料应不含草根、垃圾等杂质，碎石垫层细粒含量不得大于 10%。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。

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

**4.2.8** 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，其性能应满足《铁路路基土工合成材料应用设计规范》(TB 10118)的规定。

## **4.3 施 工**

**4.3.1** 垫层施工前应对换填的范围、深度进行核实。

**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 ~ 300 mm。

**4.3.3** 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动，可保留约 200 mm 厚的土层，待铺填垫层前再挖至设计标高。碎石或卵石垫层底部宜设置 150 ~ 300 mm 厚的砂垫层或铺一层土工织物，防止下卧土层表面的局部破坏及基坑边坡坍土混入垫层。

**4.3.4** 垫层底面宜设在同一标高上。标高不同时，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** 加筋垫层施工应符合《铁路路基土工合成材料应用设计

规范》(TB 10118) 的规定。

## 4.4 质量检验

**4.4.1** 换填垫层质量检验内容包括垫层压实质量及承载力等。

**4.4.2** 压实质量检验应符合下列规定：

1 换填垫层应检测压实系数，灰土垫层和水泥土垫层还应检测无侧限抗压强度。

2 路基基底换填，应沿线路纵向每一压实层每 100 m 抽样检验 3 个点，其中换填垫层中间 1 个点，两侧距换填层边缘 2 m 处各 1 点；对刚性基础基底换填，每层 100 m<sup>2</sup> 检查不少于 5 处。

**4.4.3** 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。

## 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、构筑物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试验性施工，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试验性施工确定，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，压实机的行进速度应控制在 10 ~ 12 km/h 左右。

**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）碾压检验内容包括压实质量及承载力等。

**5.4.2** 地基处理压实检验测宜在碾压处理 7 ~ 14 天后进行，填



土追加压密可在施工后及时进行。

**5.4.3 压实质量检验应符合下列规定：**

**1** 压实质量应检测压实系数，压实标准应符合设计要求。检测的数量为每  $2\,000\text{ m}^2$  测不少于 4 处，且至少有 1 处在边坡线上，对于重要构筑物地基应增加检验点数。

**2** 承载力检验应采用平板载荷试验，检测的数量为每  $3\,000\text{ m}^2$  抽样检验 4 处。

## 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。强夯置换适用于高饱和度的粉土和软塑~流塑的黏性土等地基处理。

**6.1.2** 强夯及强夯置换施工前，应结合工程类型及工程地质条件等在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工，确定其适用性和处理效果。

**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

**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。

2 建筑物基础以外每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的  $1/2 \sim 1/3$ ，并不宜小于 3 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。

#### (I) 强 夯

**6.2.3** 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 6.2.3 计算。

表 6.2.3 强夯的有效加固深度 (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	5.0 ~ 6.0	4.0 ~ 5.0
2 000	6.0 ~ 7.0	5.0 ~ 6.0
3 000	7.0 ~ 8.0	6.0 ~ 7.0
4 000	8.0 ~ 9.0	7.0 ~ 8.0
5 000	9.0 ~ 9.5	8.0 ~ 8.5
6 000	9.5 ~ 10.0	8.5 ~ 9.0
8 000	10.0 ~ 10.5	9.0 ~ 9.5

注：强夯的有效加固深度应从最初起夯面算起。

**6.2.4** 强夯夯击点位置宜根据基底平面形状按正三角形或正方形布置。

**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不宜大于下列数值：单击夯击能小于 4 000 kN · m 时为 50 mm，单击夯击能为 4 000 ~ 6 000 kN · m 时为 100 mm，单击夯能大于 6 000 kN · m 时为 200 mm。

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 ~ 3 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** 强夯两遍夯击之间应有一定的间隔时间，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 3 ~ 4 周，对于渗透性好的地基，可连续夯击。

**6.2.8** 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。

## (II) 强夯置换

**6.2.9** 强夯置换墩的深度应穿透软土层，到达硬土层上。

**6.2.10** 强夯置换的单击夯击能应根据现场试验确定。

**6.2.11** 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重的 30%。

**6.2.12** 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 条的要求。

**6.2.13** 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。

**6.2.14** 强夯置换墩顶应铺设一层厚度不小于 500 mm 的加筋垫层，垫层材料宜采用碎石、砂砾石，粒径不宜大于 100 mm。

**6.2.15** 强夯置换设计应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

**6.2.16** 确定强夯置换地基承载力时，对软黏性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** 夯锤质量可取 10 ~ 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 ~ 40 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 250 ~ 300 mm。强夯置换锤底静接地压力值可取 100 ~ 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，可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、夯坑底积水影响施工时，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的松散性材料，使地下水位低于坑底面以下 2 m。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邻近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)；强夯地基横坡偏差不应大于 0.5%。

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，对强夯置换尚应检查置换深度。

**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** 强夯及强夯置换质量检验内容包括地基夯实质量、置换墩密实度及地基承载力等。

**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，对于碎石土和砂土地基施工结束后 7 ~ 14 天，粉土地基施工结束后 14 ~ 28 天；采用强夯置换处理地基施工结

束后 28 天。

**6.4.3** 强夯加固地基应采用标准贯入、静力触探试验对有效加固深度进行检验，检验数量为每 3 000 m<sup>2</sup> 抽样检验 9 点，其中标准贯入试验 6 点（或动力触探 3 点），静力触探 3 点。

**6.4.4** 强夯置换应采用动力触探对墩身密实度进行随机检验，检验数量为总墩数的 2‰，且不少于 3 根；采用静力触探检查墩间土的强度，每 3 000 m<sup>2</sup> 抽样检验 6 点。

**6.4.5** 强夯处理地基的承载力检验应采用平板载荷试验，每 3 000 m<sup>2</sup> 抽样检验 3 处。

**6.4.6** 强夯置换墩承载力检验应采用单桩平板载荷试验，检验数量为总墩数的 2‰，且不少于 3 根。

## 7 袋装砂井及塑料排水板

### 7.1 一般规定

**7.1.1** 袋装砂井及塑料排水板可用于大面积场坪工程的淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和黏性土地基，不应用于正线及到发线地基处理。

**7.1.2** 袋装砂井及塑料排水板处理地基时，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，当工期较紧、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或真空一堆载联合预压。

**7.1.3** 袋装砂井及塑料排水板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** 袋装砂井及塑料排水板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，指导设计与施工。

**7.1.5** 变形控制的工程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满足设计要求后方可卸载。

## 7.2 设 计

7.2.1 袋装砂井及塑料排水板处理地基时应设置水平向砂垫层，厚度不宜小于 500 mm。

7.2.2 袋装砂井及塑料排水板应用于堆载预压法处理地基时，应包括下列设计内容：

1 选择袋装砂井或塑料排水板，确定其断面尺寸、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。

7.2.3 袋装砂井直径宜为 70 ~ 100 mm，塑料排水板的当量换算直径可按式 (7.2.3) 计算：

$$d_p = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (7.2.3)$$

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)；

$\delta$ ——塑料排水板厚度 (mm)。

7.2.4 袋装砂井及塑料排水板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  $l$  的关系为：

$$\text{正三角形排列} \quad d_e = 1.05l \quad (7.2.4-1)$$

$$\text{正方形排列} \quad d_e = 1.13l \quad (7.2.4-2)$$

式中  $d_e$ ——有效排水直径 (mm)；

$l$ ——间距 (m)。

7.2.5 袋装砂井及塑料排水板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。

7.2.6 袋装砂井及塑料排水板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。袋装砂井及塑料排水板宜穿透受压软土层。

**7.2.7** 袋装砂井及塑料排水板处理地基的平均固结度可按附录 D 进行计算。

**7.2.8** 袋装砂井及塑料排水板未穿透压缩层时，应分别计算加固范围及下卧层的平均固结度。

**7.2.9** 预压土加载速率应根据地基土的强度确定。路基稳定性应按本规程第 3.2 节的有关规定检算。

**7.2.10** 真空预压法处理地基需设置袋装砂井或塑料排水板。主要设计内容应包括：

- 1 袋装砂井或塑料排水板类别、间距、排列方式和打设深度；
- 2 预压区范围和分区大小；
- 3 排水砂垫层及真空管网设置；
- 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。

**7.2.11** 真空预压对于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应在加固区周界采取有效措施进行隔断。

**7.2.12** 真空预压区边缘应大于构筑物基础轮廓线以外不小于 3 m。

**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  $1\,000 \sim 1\,500\text{ m}^2$  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 砂料应选用中粗砂，含泥量不应大于 5%。
- 2 砂袋进场后应妥善存放，禁止长时间在阳光下暴晒。
- 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 性能指标必须符合设计要求，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暴晒。
- 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，施工中拔管带出长度大于 0.5 m 时应重新补打。

7.3.3 袋装砂井及塑料排水板平面井距偏差不应大于 5 cm，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 50 cm。

7.3.4 袋装砂井及塑料排水板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 袋装砂井及塑料排水板处理地基时，对堆载预压工程，预压荷载应逐级施加，确保每级荷载下地基的稳定性；对真空预压工程，可一次连续抽真空至设计要求的真空度。

**7.3.6** 袋装砂井及塑料排水板处理地基时，对堆载预压工程，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。

**7.3.7** 袋装砂井及塑料排水板处理地基时，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 路堤中心沉降每昼夜不得大于 10 mm，边桩水平位移每昼夜不得大于 5 mm。

**7.3.8** 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵，空抽时必须达到 95 kPa 以上的真空吸力。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。

**7.3.9** 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门。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 ~ 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。

**7.3.10** 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，膜下宜设土工编织布等保护材料，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。

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

**7.3.12** 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。

**7.3.13** 采用真空-堆载联合预压时，先进行抽真空，当真空压力达到设计要求并稳定后，再进行堆载，并继续抽气。堆载前应采取在膜上铺设土工编织布及砂垫层等保护措施。

## 7.4 质 量 检 验

**7.4.1** 预压后需检验的主要内容有预压所完成的竖向变形和平均固结度等。

**7.4.2** 预压竣工后，质量检验应符合下列规定：

1 排水竖井处理深度范围内和竖井底面以下受压土层，经预压所完成的竖向变形和平均固结度应满足设计要求，检验数量为每 3 000 m<sup>2</sup> 抽样检验 6 点。

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 碎石桩

### 8.1 一般规定

8.1.1 碎石桩可用于处理砂土、粉土、粉质黏土、松软土、素填土和杂填土等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 碎石桩处理范围宜在路堤坡脚或基础外缘扩大 1~2 排桩。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。

8.2.2 碎石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 500~800 mm，沉管法桩径宜采用 400~700 mm。

8.2.4 碎石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。

碎石桩按抗液化设计时，桩间距应不大于式 (8.2.4—1) 和式 (8.2.4—2) 的值。

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

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

式中  $s$ ——碎石桩间距 (m);

$d$ ——碎石桩直径 (m);

$\xi$ ——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,

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

其中,  $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ——砂土的最大、最小孔隙比, 可按现行国家标准《土工试验方法标准》(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 松软土层厚度不大时, 桩长宜穿过松软土层。
- 2 松软土层厚度较大时, 桩长应不小于最危险滑动面以下 2 m, 并满足沉降及承载力要求。
- 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** 碎石桩桩顶和基础之间宜铺设一层 300~600 mm 厚的砂砾石或碎石加筋垫层。

**8.2.7** 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, 含泥量不大于 5%。沉管法施工粒径宜为 20~50 mm, 振冲法施工粒径宜为 20~150 mm。

**8.2.8** 碎石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, 设计时可用单桩和处理后桩间土容许承载力按下式

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  $\sigma_{sp}$ ——复合地基容许承载力 (kPa);

$\sigma_p$ ——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;

$\sigma_s$ ——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;

$m$ ——桩土面积置换率;

$d$ ——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  $d_e = 1.05 s$

正方形布桩  $d_e = 1.13 s$

矩形布桩  $d_e = 1.13 \sqrt{s_1 s_2}$

其中,  $s$ 、 $s_1$ 、 $s_2$  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 2~4, 原土强度低取大值, 原土强度高取小值。

**8.2.9 碎石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。

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。

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。

### 8.3.3 振冲碎石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，再放置孔底，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30~50 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。

8.3.4 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。

8.3.5 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。

### 8.3.6 振动沉管碎石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 1~2 m 后开动振动锤振动下沉，每下沉 0.5~1.0 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 0.5~1.0 m，反插深度 0.3~0.5 m，并停拔振动 5~10 s。

6 加压成桩。

8.3.7 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。

8.3.8 锤击沉管碎石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，形成一定高度的“石塞”，高度宜为 0.6~1.2 m。

4 内击沉管：用冲锤反复冲击管内碎石塞，通过碎石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。

8.3.9 砂土和粉土地基中以挤密为主的碎石桩施工，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砂石桩施工，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。

8.3.10 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%。

**8.3.11** 碎石桩施工后，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** 碎石桩质量检验内容应包括桩身密实度、复合地基承载力等，对液化土地基还应检验桩间土的密实度。

**8.4.2** 碎石桩施工结束后，应间隔一定时间后方可进行质量检验。对粉质黏土地基间隔时间可取 21 ~ 28 天，对粉土可取 14 ~ 21 天，对砂土和杂填土不宜少于 7 天。

**8.4.3** 碎石桩桩身密实度采用动力触探进行随机检验，检验数量为桩孔总数的 2%，且不少于 3 根。

**8.4.4** 碎石桩桩间土的密实度检验可采用标准贯入法、静力触探试验、动力触探试验等方法进行，检测数量为桩孔总数的 2%，且不少于 3 点，检测位置应设在等边三角形或正方形中心。

**8.4.5** 碎石桩承载力检验应采用单桩平板载荷试验，检验数量为桩孔总数的 2%，且不少于 3 根。

## 9 挤密砂石桩

### 9.1 一般规定

9.1.1 挤密砂石桩可用于处理松散砂土及砾石土、粉土、素填土、杂填土等地基以及可液化地基，对地下水位以下饱和松软土层，应通过现场试验确定其适用性。

9.1.2 挤密砂石桩在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。

9.1.3 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。

### 9.2 设计

9.2.1 挤密砂石桩处理范围宜在路堤坡脚外缘扩大1~2排桩。要求消除地基液化时，在路堤坡脚外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的1/2。

9.2.2 挤密砂石桩桩位宜采用正三角形、正方形布置。

9.2.3 挤密砂石桩桩径宜采用300~500 mm。

9.2.4 挤密砂石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。

挤密砂石桩按抗液化设计时，桩间距应不大于式(8.2.4—1)和式(8.2.4—2)的值。

9.2.5 挤密砂石桩桩长应符合本规程第8.2.5条的要求。

9.2.6 挤密砂石桩桩顶和基础之间宜铺设一层300~600 mm厚的砂砾石或碎石加筋垫层。

9.2.7 挤密砂石桩材料应采用一定级配的砾石及中粗砂等硬质

材料，含泥量不得大于 5%，最大粒径不宜大于 50 mm，用作排水的挤密砂石桩其砂的含泥量不得大于 3%。

**9.2.8** 挤密砂石桩复合地基的稳定性应按本规程第 3.2 节的有关规定检算，用于处理软土地基时，按排水固结法进行抗滑稳定性验算。

**9.2.9** 挤密砂石桩复合地基的沉降应按本规程第 3.4 节的有关规定计算。

### 9.3 施 工

**9.3.1** 挤密砂石桩施工可采用振动沉管成桩法、锤击沉管成桩法。用于消除粉细砂及粉土液化时，宜采用振动沉管成桩法。

**9.3.2** 施工前应进行成桩工艺和成桩挤密试验。成桩质量不能满足设计要求时，应调整设计及施工有关参数，并重新进行试验。

**9.3.3** 振动沉管成桩法、锤击沉管成桩法应按本规程第 8.3.5 条～第 8.3.8 条进行。

**9.3.4** 挤密砂石桩施工时应间隔进行，对砂土地基宜从外围或两侧向中间进行，对黏性土地基宜从中间向外围或隔排施工；在既有建（构）筑物邻近施工时，应背离建（构）筑物方向进行。

**9.3.5** 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%。

**9.3.6** 挤密砂石桩施工后，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。

### 9.4 质 量 检 验

**9.4.1** 挤密砂石桩质量检验内容应包括桩身密实度、复合地基承载力等，对液化土地基还应检验桩间土的密实度。

**9.4.2** 挤密砂石桩施工结束后，应间隔一定时间方可进行质量检验。对饱和黏性土地基应待孔隙水压力消散后进行，间隔时间

不宜少于 28 天；对粉土、砂土和杂填土地基，不宜少于 7 天。

**9.4.3** 挤密砂石桩桩身密实度采用动力触探进行随机检验，检验数量为桩孔总数的 2%，且不少于 3 根。

**9.4.4** 挤密砂石桩桩间土的密实度检验可采用标准贯入法、静力触探试验、动力触探试验等方法进行检验，检测数量为桩孔总数的 2%，且不少于 3 处，检测位置应设在正三角形或正方形中心。

**9.4.5** 挤密砂石桩承载力检验应采用单桩平板载荷试验，检验数量为桩孔总数的 2‰，且不少于 3 根。

## 10 灰土（水泥土）挤密桩

### 10.1 一般规定

**10.1.1** 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。

**10.1.2** 施工前应选取代表性地段进行现场试及试验性施工，确定施工工艺及参数。

### 10.2 设计

**10.2.1** 灰土（水泥土）挤密桩处理范围应大于路基基底面积。一般地基，处理范围应在路堤坡脚外缘扩大1~2排桩，且不小于2m；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。

**10.2.2** 灰土（水泥土）挤密桩宜采用正三角形、正方形、矩形布置。

**10.2.3** 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12m时，成桩直径宜为350~450mm；挤密处理深度超过12m时，可采用预钻孔，孔径宜为250~350mm，成桩直径宜为500~600mm。

**10.2.4** 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，应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》（GB 50025）的有关规定。

**10.2.5** 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）。

**10.2.6** 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。

**10.2.7** 灰土（水泥土）挤密桩桩顶应设置500~1 000 mm厚的灰土或水泥土加筋垫层，其压实系数不应小于0.95。

**10.2.8** 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：

$$S = \alpha \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax} D^2 - \rho_{d0} d^2}{\bar{\eta}_c \rho_{dmax} - \rho_{d0}}} \quad (10.2.8)$$

式中  $\alpha$ ——系数，按正三角形布桩，取 $\alpha$ 为0.95，正方形布桩，取 $\alpha$ 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 $d=0$ ；

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

$\rho_{d0}$ ——地基挤密前压缩层范围内各层土的平均干密度（ $kN/m^3$ ）；

$\bar{\eta}_c$ ——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。

**10.2.9** 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：

$$\bar{\eta}_c = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{dmax}} \quad (10.2.9)$$

式中  $\bar{\rho}_{d1}$ ——在成孔挤密深度内，桩间土的平均干密度 (kN/m<sup>3</sup>)，平均试样数不应少于6组。

**10.2.10** 灰土（水泥土）挤密桩桩孔的填料用量可按下式计算：

$$G = n \frac{\pi d^2}{4} \bar{h} \gamma'_{\max} (1 + \omega_y) \quad (10.2.10)$$

式中  $G$ ——填料总重 (kN)；

$n$ ——桩总数；

$d$ ——桩直径 (m)；

$\bar{h}$ ——平均桩深 (m)；

$\gamma'_{\max}$ ——桩体填料的最大干重度；

$\omega_y$ ——填料最优含水量 (%)，为填料干重度最大时的含水量，可由击实试验确定，也可按当地经验或  $\omega_y = \omega_p + 2\%$  来确定， $\omega_p$  为塑限。

**10.2.11** 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：

$$\sigma_{sp} = m\sigma_p + \alpha (1 - m) \sigma_s \quad (10.2.11)$$

式中  $\sigma_{sp}$ ——灰土（水泥土）挤密桩复合地基容许承载力 (kPa)；

$\sigma_p$ ——桩体容许承载力 (kPa)，宜通过单桩载荷试验确定；

$\sigma_s$ ——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；

$m$ ——桩土面积置换率；

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

**10.2.12** 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。

### 10.3 施 工

**10.3.1** 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）、冲击或夯扩等方法。

**10.3.2** 灰土（水泥土）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试验，验证设计参数和施工效果，确定施工工艺和施工参数，试桩数量应符合设计要求且不得少于 2 个施工单元。

**10.3.3** 灰土（水泥土）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）成孔，宜为 0.50 ~ 0.70 m。

2 冲击成孔，宜为 1.20 ~ 1.50 m。

**10.3.4** 灰土（水泥土）挤密桩成孔时，地基土宜接近最优含水量或塑限。土的含水量低于 12%（特别是在整个处理深度范围内的含水量普遍很低）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 ~ 6 天，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列式计算：

$$Q = V \bar{\rho}_d (\omega_{op} - \bar{\omega}) k \quad (10.3.4)$$

式中  $Q$ ——计算加水量 ( $m^3$ )；

$V$ ——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 ( $kN/m^3$ )；

$\omega_{op}$ ——土的最优含水量 (%)，通过室内击实试验求得；

$\bar{\omega}$ ——地基处理前土的平均含水量 (%)；

$k$ ——损耗系数，可取 1.05 ~ 1.10。

**10.3.5** 灰土（水泥土）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 20~30 cm。

**10.3.6** 灰土（水泥土）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。

**10.3.7** 灰土（水泥土）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。

## 10.4 质量检验

**10.4.1** 灰土（水泥土）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。

**10.4.2** 灰土（水泥土）挤密桩施工结束 7~14 天后，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 2%，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 2m 采取试样测定干密度。

**10.4.3** 灰土（水泥土）挤密桩施工结束 7 ~ 14 天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** 灰土（水泥土）挤密桩承载力检验宜在成桩 28 天后进行。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 柱锤冲扩桩

### 11.1 一般规定

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

**11.1.2** 施工前应进行现场试验及试验性施工，确定施工工艺及参数。

### 11.2 设计

**11.2.1** 柱锤冲扩桩处理范围应大于路基基底面积。一般地基，处理范围应在路堤坡脚外缘扩大 1~2 排桩，且不应小于 2 m；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 3 m。

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

**11.2.3** 柱锤冲扩桩桩径宜为 600~800 mm。

**11.2.4** 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，一般不大于 25 m。处理深度一般应至持力层，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。

**11.2.5** 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。

**11.2.6** 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 300~600 mm，灰土或水泥土垫层厚度宜为 500~1 000 mm。

**11.2.7** 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：

$$\sigma_{sp} = m\sigma_p + \alpha(1 - m)\sigma_s \quad (11.2.7)$$

式中  $\sigma_{sp}$ ——柱锤冲扩桩复合地基容许承载力 (kPa)；

$\sigma_p$ ——桩体容许承载力 (kPa)，宜通过单桩载荷试验或当地经验确定；

$\sigma_s$ ——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；

$m$ ——桩土面积置换率，可取 0.2 ~ 0.5；

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

**11.2.8** 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。

### 11.3 施 工

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

**11.3.2** 地基处理深度较大时，可采用履带式螺旋钻机或机械洛阳铲取土成孔。桩孔的垂直度偏差宜大于 1.5%，桩孔中心点的偏差宜超过桩距设计值的 5%。

地基处理深度不大于 6 m 时，可采用柱锤冲孔，根据土质及地下水情况可分别采用下述三种成孔方式：

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。

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，直至桩底设计标高。

### 11.3.3 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，应将桩顶标高以上松土全部铲除。
- 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标高以上至少 0.5 m，其上部桩孔宜用原土夯封。施工中应作好记录，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。

### 11.3.4 成孔和填料夯实的施工顺序，宜间隔进行。

### 11.3.5 封顶或拍底可采用质量 20 ~ 100 kN 的扁平锤，并铺设、压实垫层。

## 11.4 质量检验

11.4.1 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。

11.4.2 柱锤冲扩桩施工结束 7 ~ 14 天后，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 2m 采取试样测定干密度。

**11.4.3** 柱锤冲扩桩施工结束 7 ~ 14 天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。

**11.4.4** 柱锤冲扩桩承载力检验宜在成桩 28 天后进行。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。

## 12 水泥土搅拌桩

### 12.1 一般规定

**12.1.1** 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。对泥炭土、有机质含高的淤泥质土、塑性指数大于 25 的黏性土，以及夹有块石、较大粒径的碎石、卵石的地基，应通过现场试验确定其适用性。

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

**12.1.3** 水泥土搅拌桩用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数较大的黏土以及无工程经验的地区，必须通过现场试验确定其适用性。地基土天然含水量小于 30%（黄土含水量小于 25%）时，不宜采用粉体搅拌桩。

**12.1.4** 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、含水量、塑性指数、有机质含量、地下水侵蚀性和 pH 值等。

**12.1.5** 地下水有侵蚀性时，应采用普通硅酸盐水泥和粉煤灰作为胶凝材料，粉煤灰掺量宜通过试验确定。

**12.1.6** 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，并进行现场试验或试验性施工，确定施工工艺及参数。



## 12.2 设 计

12.2.1 水泥土搅拌桩处理范围不应小于基底范围。

12.2.2 水泥土搅拌桩桩位宜采用正三角形、正方形或矩形布置。

12.2.3 水泥土搅拌桩桩径宜采用 500 mm。

12.2.4 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。

3 浆体搅拌桩桩长不宜大于 18 m，粉体搅拌桩桩长不宜大于 15 m。

12.2.5 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，水泥掺量可用被加固湿土质量的 12% ~ 20%，水灰比宜为 0.45 ~ 0.55。

12.2.6 水泥土搅拌桩复合地基应在桩顶设置加筋垫层，厚度宜为 300 ~ 600 mm。

12.2.7 单桩竖向承载力宜通过现场载荷试验确定，设计时可按式 (12.2.7—1) 和式 (12.2.7—2) 计算，并取其较小值：

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

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

式中  $[P]$ ——单桩容许承载力 (kN)；

$P_t$ ——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)；

$\eta$ ——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；

$A_p$ ——桩身截面积 ( $\text{m}^2$ );

$u_p$ ——桩身周长 ( $\text{m}$ );

$q_i$ ——桩周第  $i$  层土的容许摩阻力 ( $\text{kPa}$ );

$l_i$ ——桩周第  $i$  层土的厚度 ( $\text{m}$ );

$q_p$ ——桩端地基土容许承载力 ( $\text{kPa}$ );

$\alpha$ ——桩底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。

**12.2.8** 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荷载试验确定, 设计时可按下式计算:

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

$$m = \frac{A_p}{A} \quad (12.2.8-2)$$

式中  $\sigma_{sp}$ ——复合地基容许承载力 ( $\text{kPa}$ );

$\sigma_s$ ——桩间土天然地基容许承载力 ( $\text{kPa}$ );

$\beta$ ——桩间土承载力折减系数, 当桩底为软弱土层时, 可取 0.5 ~ 1.0, 桩底为硬土层时, 可取 0.1 ~ 0.4;

$m$ ——置换率, 一般可取 10% ~ 20%。

$A$ ——桩所承担的复合地基面积 ( $\text{m}^2$ )。

**12.2.9** 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。

## 12.3 施 工

**12.3.1** 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、粉体喷射机及配套设备, 不得使用无浆(粉)体自动计量装置的搅拌机。

2 当要求桩体强度较高或有效桩长较长时, 宜采用双轴多

向水泥土搅拌桩机或双轴多向水泥砂浆搅拌桩机。

3 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升速度应相互匹配，钻头直径磨损量不得大于 10 mm。

12.3.2 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。

12.3.3 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。

12.3.4 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。

## 12.4 质量检验

12.4.1 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。

12.4.2 水泥土搅拌的桩身完整性、均匀性、无侧限抗压强度应符合下列规定：

1 成桩 7 天后，可采用浅部开挖桩头，深度宜超过停浆面下 0.5 m，目测检查搅拌的均匀性，量测成桩直径。检验数量为总桩数的 2%，且不少于 3 根。

2 成桩 28 天后，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。检验数量为施工总桩数的 2%，且不少于 3 根。

12.4.3 水泥土搅拌承载力检验宜在成桩 28 天后进行，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。

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

## 13 旋 喷 桩

### 13.1 一 般 规 定

**13.1.1** 旋喷桩可用于处理淤泥、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。地下水流速过大的地基，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，应通过现场试验确定其适用性。

**13.1.2** 地下水有侵蚀性时，宜采用普通硅酸盐水泥和粉煤灰作为胶凝材料，粉煤灰掺量宜通过试验确定。

**13.1.3** 旋喷桩施工前应进行室内配比试验，并进行现场试验或试验性施工，确定施工工艺及参数。

### 13.2 设 计

**13.2.1** 旋喷桩处理范围应大于基底范围，宜超出路堤坡脚或基础外缘 1 ~ 3 m。

**13.2.2** 旋喷桩间距应根据注浆方法、复合地基承载力、容许沉降等因素确定，宜取 2 ~ 3 倍桩径。其布置形式宜采用正方形或三角形。

**13.2.3** 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 ~ 1 500 mm。

**13.2.4** 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。

13.2.5 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 300 ~ 600 mm。

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

13.2.7 旋喷桩复合地基容许承载力应通过现场复合地基承载试验确定,设计时可按下式计算:

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + (1 - m) \sigma_s \beta \quad (13.2.7)$$

式中  $\sigma_{sp}$ ——复合地基容许承载力 (kPa);

$\sigma_s$ ——桩间土天然地基容许承载力 (kPa);

$m$ ——置换率,一般可取 10% ~ 20%。

$[P]$ ——单桩容许承载力 (kN);

$A_p$ ——桩身截面积 ( $m^2$ );

$\beta$ ——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。无试验资料或经验时,可取 0 ~ 0.5,不考虑桩间土的作用时取 0。

13.2.8 旋喷桩单桩容许承载力可通过现场单桩载荷试验确定,设计时可按式 (13.2.8—1) 和式 (13.2.8—2) 计算,取其较小值:

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

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

式中  $P_r$ ——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);

$\eta$ ——桩身强度折减系数,可取 0.3 ~ 0.4;

$d$ ——桩的平均直径 (m);

- $n$ ——桩长范围内所划分的土层数；
- $l_i$ ——桩周第  $i$  层土的厚度（m）；
- $q_i$ ——桩周第  $i$  层土的容许摩阻力（kPa）；
- $q_p$ ——桩端地基土容许承载力（kPa）。

**13.2.9** 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。

**13.2.10** 旋喷桩用于防渗工程时，尚应符合防渗的有关要求。

### 13.3 施 工

**13.3.1** 旋喷桩应根据地基条件、工程要求选择单管法、双管法或三管法进行施工。

**13.3.2** 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。

**13.3.3** 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。

**13.3.4** 单管法、双管法的高压水泥浆和三管法高压水的压力应大于 20 MPa。

**13.3.5** 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。

**13.3.6** 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。

**13.3.7** 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。

**13.3.8** 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二次注浆等措施，防止浆液凝固收缩影响桩顶标高。

### 13.4 质 量 检 验

**13.4.1** 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。

**13.4.2 旋喷桩的完整性、均匀性、无侧限抗压强度可采用以下方法检验：**

**1** 成桩 7 天内，可采用低应变检查桩身均匀性。检查数量为施工总桩数的 2‰，且不少于 3 根。

**2** 成桩 7 天后，可采用浅部开挖桩头（深度宜超过停浆面下 0.5 m），目测检查搅拌的均匀性，量测成桩直径。检验数量为总桩数的 2‰，且不少于 3 根。

**3** 成桩 28 天后，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检验。检验数量为施工总桩数的 2‰，且不少于 3 根。

**13.4.3 旋喷桩承载力检验宜在成桩 28 天后进行。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。**

## 14 水泥粉煤灰碎石桩及素混凝土桩

### 14.1 一般规定

**14.1.1** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩可用于处理黏性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基，不适用于淤泥和泥炭土地基。对淤泥质土及夹有块石或碎石、卵石层的地基，应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

**14.1.2** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩设计应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

**14.1.3** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩设计前，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、土的含水量、有机质含量、地下水侵蚀性及 pH 值等。

**14.1.4** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩施工前应进行室内配比试验，并分段进行现场试验或试验性施工，确定施工工艺及参数。

### 14.2 设计

**14.2.1** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩处理范围应不小于基底范围，路堤宜处理至填方坡脚，刚性基础宜适当加宽。

**14.2.2** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩宜采用正三角形、正方形或矩形布置，桩间距宜为 3~5 倍桩径。

**14.2.3** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩桩径宜为 400~600 mm。

**14.2.4** 水泥粉煤灰碎石桩和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。



**14.2.5** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩桩顶宜设置扩大桩头（或桩帽）和加筋垫层，垫层厚度宜取 300 ~ 600 mm，垫层材料宜采用砂砾石、碎石等，最大粒径不宜大于 30 mm。

**14.2.6** 水泥粉煤灰碎石桩和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：

$$\sigma_{sp} = m \frac{[P]}{A_p} + \beta (1 - m) \sigma_s \quad (14.2.6)$$

式中  $[P]$ ——单桩竖向容许承载力（kN）；

$\sigma_{sp}$ ——复合地基承载力（kPa）；

$m$ ——面积置换率；

$A_p$ ——桩身截面积（m<sup>2</sup>）；

$\beta$ ——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；

$\sigma_s$ ——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。

**14.2.7** 水泥粉煤灰碎石桩和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，应将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，可按下式计算（ $q_i$ 、 $q_p$  取值应考虑施工方法的影响）：

$$[P] = U \sum_{i=1}^n q_i l_i + A_p q_p \quad (14.2.7)$$

式中  $U$ ——桩身截面周长（m）；

$q_i$ ——桩周第  $i$  层地层的容许侧阻力（kPa）；

$l_i$ ——桩周第  $i$  层土的厚度（m）；

$q_p$ ——桩尖地层容许端阻力 (kPa)。

**14.2.8** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$P_f \geq 3 \frac{[P]}{A_p} \quad (14.2.8)$$

式中  $P_f$ ——桩体混合料试块 (边长 150 mm 立方体) 标准养护 28 d 立方体抗压强度平均值。

**14.2.9** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩复合地基的稳定性应根据可能的破坏模式进行分析计算。

**14.2.10** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩复合地基的沉降可按本规程第 3.4 节的有关规定计算。

## 14.3 施 工

**14.3.1** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩的施工，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，以及对噪声或污染控制要求严格的场地。

2 振动沉管灌注成桩，适用于粉土、黏性土及素填土地基。

**14.3.2** 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成桩施工的坍落度宜为 160 ~ 200 mm，振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为 30 ~ 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，拔管速度应控制在 1.2 ~ 1.5 m/min

左右，如遇淤泥或淤泥质土，拔管速度应适当放慢。

3 施工桩顶标高宜高出设计桩顶标高不少于 0.5 m。

**14.3.3** 冬期施工时，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。

**14.3.4** 截桩应采用切割法，清土和截桩不得造成设计桩顶标高以下桩身断裂和桩间土扰动。

**14.3.5** 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。

**14.3.6** 桩顶垫层铺设宜采用静压法，压实质量应满足设计要求。

## **14.4 质量检验**

**14.4.1** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土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** 水泥粉煤灰碎石桩和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 7 天内，可采用低应变检查桩身完整性。检查数量为施工总桩数的 10%，且不少于 3 根。

2 成桩 28 天后，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，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。检验数量为施工总桩数的 2%，且不少于 3 根。

**14.4.3** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩承载力检验宜在成桩 28 天后进行，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。

## 15 钢筋混凝土桩网（桩筏）结构

### 15.1 一般规定

**15.1.1** 钢筋混凝土桩网或桩筏结构可用于基础变形控制严格的软弱地基加固。

**15.1.2** 钢筋混凝土桩网结构由钢筋混凝土桩（群）、桩帽及加筋垫层组成，钢筋混凝土桩筏结构由钢筋混凝土桩（群）、褥垫层及钢筋混凝土板组成，如图 15.1.2 所示。

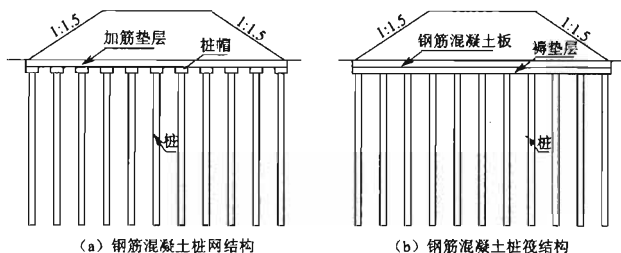


图 15.1.2 钢筋混凝土桩网结构与桩筏结构

**15.1.3** 钢筋混凝土桩，可选用机械成孔灌注桩或预制打入（压入）桩。

**15.1.4** 单一无硬壳的流塑状淤泥或淤泥质土地层，应采取加强桩网（桩筏）结构横向稳定性的措施，并通过现场试验确定其适用性。地基土夹块石、漂石以及岩溶地区，不宜采用打入（压入）桩。

**15.1.5** 钢筋混凝土桩网或桩筏结构混凝土应满足有关铁路混凝土

土结构耐久性设计规范等的要求。

## 15.2 设 计

**15.2.1** 钢筋混凝土桩网或桩筏结构桩（群）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、列车荷载作用的复合桩基础进行设计。灌注桩桩身混凝土强度等级不低于 C30。

**15.2.2** 灌注桩直径宜采用 500 ~ 600 mm，预制实心方桩边长宜为 300 ~ 500 mm，预应力空心管桩直径宜采用 300 ~ 500 mm。桩（群）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 ~ 5 倍。

**15.2.3** 桩长根据单桩承载力、桩网或桩筏结构地基沉降以及桩网结构整体稳定性检算确定。持力层埋藏较浅时，桩应穿透软弱土层。

**15.2.4** 桩网或桩筏结构单桩承载力检算应符合下列规定：

1 单桩竖向容许承载力  $[P]$  应满足下式要求：

$$P_0 \leq \frac{1}{\psi} [P] \quad (15.2.4-1)$$

式中  $P_0$ ——单桩加固范围内的路堤以及轨道结构、列车荷载 (kN)；

$[P]$ ——单桩竖向容许承载力 (kN)；

$\psi$ ——单桩承载能力发挥系数，取 0.9 ~ 1.0。

2 单桩竖向容许承载力  $[P]$  的取值，可采用单桩载荷试验资料，取单桩竖向极限承载力除以安全系数 2 的值；无单桩载荷试验资料时，可按式 (15.2.4—2) 和式 (15.2.4—3) 计算并取其较小值。

$$[P] = \eta P_f A_p \quad (15.2.4-2)$$

$$[P] = \pi d \sum_{i=1}^n q_i l_i + q_p A_p \quad (15.2.4-3)$$

式中  $P_f$ ——桩体抗压强度平均值 (kPa)；

$\eta$ ——桩身强度折减系数，可取 0.35 ~ 0.5；  
 $d$ ——桩的平均直径（m）；  
 $A_p$ ——桩身截面积（m<sup>2</sup>）；  
 $n$ ——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）；  
 $q_p$ ——桩端地基土容许承载力（kPa）。

### 15.2.5 桩网或桩筏结构地基沉降检算应符合下列规定：

1 桩网或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。

$$S = S_{p1} + S_{p2} \quad (15.2.5-1)$$

式中  $S$ ——桩网或桩筏结构地基总沉降（m）；

$S_{p1}$ ——桩网或桩筏结构加固区沉降（m），包括桩身压缩量  $S_{sp1}$  及桩端刺入变形  $S_{sp2}$ ，即：

$$S_{p1} = S_{sp1} + S_{sp2} \quad (15.2.5-2)$$

$S_{p2}$ ——桩网或桩筏结构加固区以下下卧层压缩量（m）。

2 钢筋混凝土桩的桩身压缩量可按式计算。

$$S_{sp1} = \frac{P_0 L}{A_p E_p} \quad (15.2.5-3)$$

式中  $L$ ——桩长（m）；

$A_p$ ——桩截面积（m<sup>2</sup>）；

$E_p$ ——桩体材料弹性模量（MPa）。

3 钢筋混凝土桩桩端刺入变形，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。

采用  $L/3$  法计算桩网或桩筏结构地基沉降时，不再计入桩身压缩量和桩端刺入变形。

### 15.2.6 特殊地形以及地基较差或地基为单一无硬壳的流塑状淤

泥、淤泥质土地层时，应进行桩网结构整体稳定性检算。

**15.2.7** 桩网结构的桩顶应设置钢筋混凝土桩帽，桩帽混凝土强度不小于 C30，厚度宜为 300 ~ 400 mm，桩帽面积占单桩加固面积的比例应不小于 25%。桩帽可按冲切破坏检算配置钢筋。

**15.2.8** 桩帽顶加筋垫层宜采用碎石等垫层，厚度为 400 ~ 600 mm，并夹铺 1 ~ 2 层双向高强度低应变土工格栅。土工格栅的极限抗拉强度应满足检算要求并不小于 80 kN/m（破断延伸率 10%）。

**15.2.9** 桩筏结构的桩顶设置碎石垫层，厚度宜为 0.2 ~ 0.3 m。垫层上设置钢筋混凝土筏板，筏板混凝土强度不小于 C30，厚度宜为 400 ~ 600 mm。钢筋混凝土筏板可按弹性地基板检算配置钢筋。

### 15.3 施 工

**15.3.1** 钢筋混凝土桩可根据地基土性质及设备情况选择机械成孔灌注桩或预制打入（压入）桩。地基土容易缩孔时，宜采用预制打入（压入）桩。

**15.3.2** 施工前应平整场地，并准确进行桩位放样测量。桩平面点位中误差不大于 5 cm。

**15.3.3** 施工前应进行成桩工艺试验，并进行单桩载荷试验，确定施工工艺及参数。

**15.3.4** 机械成孔灌注桩法，宜采用长螺旋、旋挖、冲击成孔，孔内泵压混凝土灌注等工艺。

**15.3.5** 预制桩宜采用锤击法或静压法施工。

**15.3.6** 打入（压入）桩施工应由内向外施作。

**15.3.7** 预制实心方桩宜采用焊接或硫磺胶泥锚固接桩，预制预应力管桩宜采用焊接接桩。

**15.3.8** 钢筋混凝土桩施工后，应对桩头进行处理，使钢筋混凝土桩（群）桩顶高程符合设计要求。

**15.3.9** 碎石垫层应采用质地坚硬、不易风化且级配良好的砾石或碎石，其最大粒径不应大于 50 mm，含泥量不大于 5%。碎石垫层压实质量应符合路基本体填筑的要求。

**15.3.10** 土工格栅的连接应牢固，连接强度不低于设计抗拉强度。

**15.3.11** 填土作业应分层进行，防止集中加载造成桩身歪斜。

## **15.4 质 量 检 验**

**15.4.1** 桩网结构质量检测内容包括桩基的单桩竖向承载力和桩身完整性。

**15.4.2** 预制桩进场应按设计要求进行质量检验。

**15.4.3** 机械成孔灌注桩施工完成 28 天后采用无损检测方法进行成桩质量检测。无损检测桩的桩数不少于全部桩数的 10%，且每一工点不少于 3 根。

**15.4.4** 桩施工完成 28 天后采用单桩载荷试验进行地基加固效果检测，单桩竖向承载力试验的桩数不少于全部桩数的 2‰，且每一工点不少于 3 根。



## 16 钢筋混凝土桩板结构

### 16.1 一般规定

**16.1.1** 桩板结构可用于基础变形控制严格的深厚软弱地基、湿陷性黄土地基、桥隧间短路基过渡段、岔区路基及既有路基加固、岩溶及采空区地基处理等。

**16.1.2** 桩板结构由钢筋混凝土桩、托梁和承载板，或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。

**16.1.3** 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。

### 16.2 设计

**16.2.1** 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三跨或多跨一联，承载板左右分幅，桩与承载板通过托梁连接，托梁与桩刚性连接，中跨承载板与托梁刚性连接，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 16.2.1—1 所示。

2 浅埋式桩板结构的桩与承载板直接刚性连接，承载板上部通过基床表层与轨道结构连接，如图 16.2.1—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 16.2.1—3 所示。

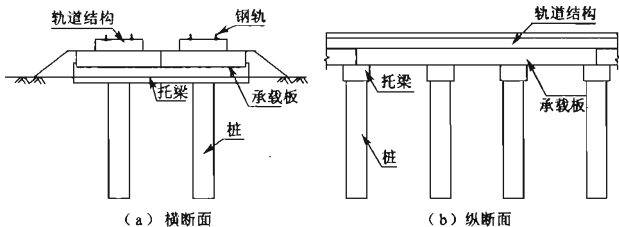


图 16.2.1—1 非埋式桩板结构形式示意图

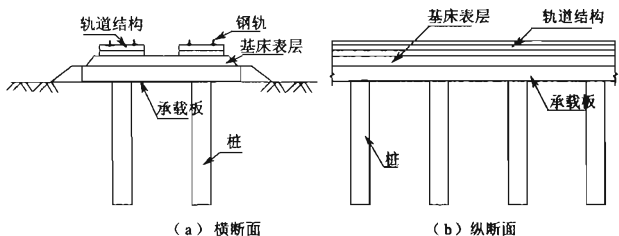


图 16.2.1—2 浅埋式桩板结构形式示意图

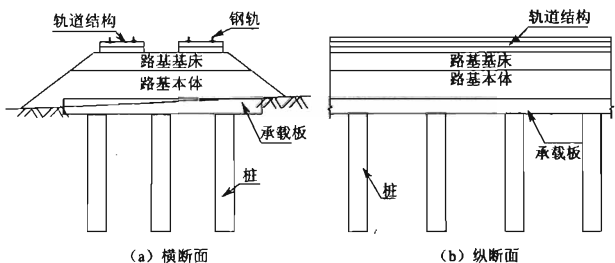


图 16.2.1—3 深埋式桩板结构形式示意图

## 16.2.2 设计荷载应符合下列规定：

1 桩板结构设计应根据结构自身的特性，按表 16.2.2 所列

的荷载，按最不利组合工况进行设计。

表 16.2.2 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	√	√	√
		混凝土收缩和徐变的影响	√	√	√
		基础变位的影响	√	√	√
		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	√	√	√
		列车竖向动力作用	√	√	
		长钢轨纵向水平力（伸缩力和挠曲力、无缝线路）	√		
		离心力	√	√	
		横向摇摆力	√	√	
附加力		制动力或牵引力	√	√	
		温度变化的影响	√	√	
特殊力		列车脱轨荷载	√		
		地震力	√	√	√
		施工临时荷载	√	√	√
		长钢轨断轨力（无缝线路）	√		

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，应符合铁路无缝线路设计规范要求。
- 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根据铁路等级和速度目标值采用“中-活载”或“ZK”活载；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《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1) 进行计算，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。

16.2.3 结构计算应符合下列规定：

1 桩板结构应按多支撑连续板梁进行计算。

2 桩板结构应采用容许应力法进行设计，并按不同的荷载组合给出不同构件的容许应力值。

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 10002.5) 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按本规程第 3.3.3 条进行计算。

6 承载板在竖向静活载作用下的竖向挠度应符合表 16.2.3 的规定。

表 16.2.3 承载板体的竖向挠度限值

速度目标值 (km/h)	≤200	250	300	350
竖向挠度限值	1.1L/1300	1.1L/1400	1.1L/1500	1.1L/1600

注：1 L 为承载板纵向跨度；

2 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 桩板结构的承载板和托梁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。

16.2.4 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 ~ 10 m，厚度宜为 0.6 ~ 1.5 m，灌注桩桩径宜为 0.8 ~ 1.25 m。

2 同一跨（联）桩基中，不应同时采用摩擦桩和柱桩，且不宜采用不同直径、不同材料和长度相差过大的桩。

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。

**16.2.5 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 10 cm 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、抗弯弯筋和加密箍筋等抗冲切措施。

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 HRB400 钢筋,钻孔灌注桩宜采用 HPB235 钢筋。

6 非埋式桩板结构应满足以下要求:

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,相邻承载板间的纵横向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型挡载。

**16.2.6 路基稳定性应按本规程第 3.2 节的有关规定计算。**

## **16.3 施 工**

**16.3.1 桩板结构施工前应编制施工技术方案。**

**16.3.2 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。

**16.3.3** 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。

**16.3.4** 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。

**16.3.5** 灌注桩桩身钢筋笼的下放应采用吊车起吊，坚直、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。

**16.3.6** 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 20 cm 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。

**16.3.7** 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。

**16.3.8** 托梁与承载板采用刚性连接时，应对托梁顶面作凿毛处理。

## **16.4 质量检测**

**16.4.1** 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。

**16.4.2** 钢筋混凝土钻孔灌注桩施工完成 28 天后应采用低应变反射波法对全部基桩进行成桩质量检测，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。

**16.4.3** 特殊条件下的摩擦桩，施工完成 28 天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。

## 17 注 浆

### 17.1 一 般 规 定

17.1.1 注浆可用于岩溶、人工坑洞地基处理及既有铁路工程加固。

17.1.2 注浆方案应根据工程地质、水文地质条件及工程要求，明确注浆处理对象和注浆目的。

17.1.3 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、粉煤灰或其他掺和料。

17.1.4 施工前应结合工程情况进行现场试验性施工，确定施工工艺及参数。

17.1.5 注浆施工应遵循“探灌结合”的信息化施工原则，根据探察和施工揭示的地质特征调整注浆范围、参数和工艺。

17.1.6 注浆施工不得影响相邻建筑物的稳定性，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。

17.1.7 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。

### 17.2 设 计

17.2.1 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。

17.2.2 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，岩溶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。

**17.2.3** 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 ~ 20 m，岩溶注浆孔间距宜为 3 ~ 10 m。

**17.2.4** 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，钻孔处理深度应不小于土石界面以下 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。

**17.2.5** 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%。

**17.2.6** 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进行计算：

$$V = K\pi R^2 L \mu \beta' \alpha (1 - \gamma) \quad (17.2.6)$$

式中  $V$ ——注浆量 ( $\text{m}^3$ )；

$R$ ——扩散半径 (m)，宜为 3 ~ 5 m；

$L$ ——压浆段长度 (m)；

$\mu$ ——岩溶裂隙率 (%)；

$\beta'$ ——有效充填系数，一般  $\beta' = 0.8 \sim 0.9$ ；

$\alpha$ ——超灌系数，一般取  $\alpha = 1.2$ ；

$\gamma$ ——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。

**17.2.7** 注浆压力宜为 0.2 ~ 0.5 MPa，岩溶空洞及采空区初期可采用自流注浆。



## 17.3 施 工

17.3.1 施工前应平整场地，设置集水坑和临时排水设施。

17.3.2 试验性施工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、水灰比、外加剂类型及掺量等施工参数。

17.3.3 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。

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

17.3.5 钻孔注浆应实行“探灌结合”的信息化施工原则，注浆孔中应有不少于 20% 的 I 序孔兼作勘探孔，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。

17.3.6 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。

17.3.7 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。

17.3.8 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。

17.3.9 注浆终注条件：注浆段注浆压力达终注压力（ $\geq 0.3$  MPa），10 min 持续注浆量不大于 5 L/min。

17.3.10 施工中应记录孔深、注浆压力、注浆量等内容。

## 17.4 质 量 检 测

17.4.1 施工中应加强过程质量控制，按注浆孔的 2% ~ 3% 布置质量自检孔，且每个注浆段落不得少于 3 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%。

**17.4.2** 注浆结束后应选用表 17.4.2 所示方法进行注浆效果检验。

**表 17.4.2 检测内容与方法表**

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 25m） ③电测深法（处理前后同时采用，两者进行对比） ④压水实验 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

**17.4.3** 岩溶注浆施工结束后应采用钻孔取芯、压水试验、瞬态面波法和电测深法进行质量检验。检查应符合下列规定：

- 1 钻孔取芯及压水试验孔数不少于注浆孔总数的 2%。
- 2 瞬态面波法检测点数不少于注浆孔总数的 5%。
- 3 电测深法检测长度不少于整治段落长度的 10%。
- 4 不足 20 孔的注浆工程，检验点的数量不少于 3 个点。

# 附录 A 铁路工程常用地基处理方法适用条件

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	袋装砂井	塑料排水板	强夯	挤密砂石桩	沉管碎石桩	灰土挤密桩	柱锤冲扩桩	振冲碎石桩	强夯碎石墩	水泥搅拌桩	水泥石灰碎石桩	素混凝土桩	旋喷桩	注浆	桩网(筏)结构	桩板结构
边界条件	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	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	△	△	☆	☆	×	×
地基情况	淤泥及流塑状淤泥质土	○	×	×	○	○	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	○	×	☆	☆
	饱和黏性土	○	×	×	○	○	×	×	△	×	×	○	○	○	○	○	○	×	○	○
	非饱和黏性土	○	○	○	×	×	○	○	△	○	○	△	△	○	○	○	○	△	○	○
	松散砂土	○	○	○	×	×	○	☆	☆	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	湿陷性黄土	○	○	○	×	×	○	×	×	☆	☆	×	×	×	△	△	△	×	○	○
环境影响	人工填土及杂填土	○	○	○	×	×	○	○	△	○	○	○	△	×	△	△	△	○	○	○
	岩溶、采空区、人为空洞	○	△	△	×	×	○	×	×	×	△	×	×	×	×	×	△	☆	○	○
	对邻近构造物的影响	○	△	△	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	○	○	○	△	○	○
	噪声、振动	○	△	△	○	○	×	△	△	△	×	△	×	○	○	○	○	○	○	○
	水质、泥浆污染	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	△	×	○	○
最大处理深度参考值(m)		3	2	3	20	20	8	15	15	15	25	15	8	20	30	30	30	60	60	60

注:☆:优先选用

○:适用

△:有条件适用

×:不适用

## 附录 B 复合地基单桩载荷试验

**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： $d$  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 天，黏性土不得少于 15 天，饱和软黏土不得少于 25 天；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、10、15、15、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 ~ 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 ~ 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  $s-\lg t$  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, 可取其平均值为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

**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、挤密砂石桩法、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  $0.25 \text{ m}^2$ ，软土和粒径较大的填土不应小于  $0.5 \text{ m}^2$ ；复合地基深层平板载荷试验承压板面积不应小于  $0.8 \text{ m}^2$ 。

**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标高与桩顶设计标高相同。承压板下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度取  $50 \sim 100 \text{ mm}$ ，

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，保持其原状结果和天然湿度。

**C.0.8** 荷载宜按等量分级施加，并保持静力条件和沿荷载板中心轴线传递。加载等级不应小于 8~12 级。第一级加载，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、10、15、15、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的确定：

- 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  $s/b$  或  $s/d$  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  $s/b$  或  $s/d$  等于 0.01 所对应的压力。

2) 土挤密桩、石灰桩或柱锤冲扩桩复合地基，可取  $s/b$  或  $s/d$  等于 0.012 所对应的压力。对灰土挤密桩复合地基，可取  $s/b$  或  $s/d$  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  $s/b$  或  $s/d$  等于 0.008 所对应的压力；黏性土、粉土为主的地基，可取  $s/b$  或  $s/d$  等于 0.01 所对应的压力。

4) 水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基，可取  $s/b$  或  $s/d$  等于 0.006 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

1 瞬时沉降可按弹性理论公式计算，即

$$S_d = \frac{PB}{E} F \quad (\text{D.0.1—1})$$

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；

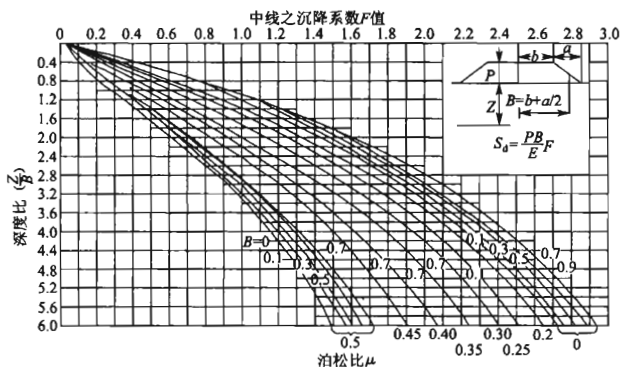


图 D.0.1 中线沉降系数

$\mu$ ——泊松比。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；

$\Delta h_i$ ——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：

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

式中  $C_{ci}$ ——土层的压缩指数；

$P_{0i}$ ——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  $P_{ci} = P_{0i}$ ；

$\Delta P_i$ ——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：

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

对于  $\Delta P \leq P_c - P_0$  的土层, 其沉降量  $S_c^*$  按下式计算:

$$S_c^* = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_{0i}} \left[ C_{ai} \lg \left( \frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \right] \quad (\text{D. 0. 1—6})$$

式中  $C_{ai}$ ——土层的回弹指数。

3) 对较均质土, 主固结沉降也可按压缩模量计算:

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

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:

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

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);

$C_{si}$ ——次固结系数, 为  $e - \lg p$  曲线在主固结完成后直线段的斜率。 $C_{si}$  无试验资料时可参考表 D. 0. 1 经验值或式 (D. 0. 1—9) 估算。

$$C_{si} = 0.018\omega \quad (\text{D. 0. 1—9})$$

其中,  $\omega$ ——土的天然含水量 (按小数点取值)。

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
$C_{si}$	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, 总沉降量也可采用下式计算:

$$S = m_s S_c \quad (\text{D. 0. 1—10})$$

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 地基沉降计算公式一览表

地基处理类型		散体材料桩	柔性桩	刚性桩	
		碎石桩、挤密砂石桩、柱锤冲扩桩	水泥土搅拌桩、旋喷桩	水泥粉煤灰碎石桩及低标号素混凝土桩	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

### 1) 复合模量法

复合地基加固区压缩量可采用下式进行计算:

$$S_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{E_{cs_i}} h_i \quad (\text{D. 0. 2—1})$$

式中  $\Delta p_i$ ——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)。

复合模量  $E_{cs}$  值可通过面积加权平均法得到:

$$E_{cs} = mE_p + (1 - m) E_s \quad (\text{D. 0. 2—2})$$

式中  $E_{cs}$ ——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)。

复合地基面积置换率:

$$m = \frac{A_p}{A} \quad (\text{D. 0. 2—3})$$

式中  $A_p$ ——单桩面积 ( $\text{m}^2$ );

$A$ ——桩周复合土体单元面积 ( $\text{m}^2$ )。

## 2) 承载力比法

复合模量  $E_{cs}$  值通过加固区土的模量提高系数  $\xi$  用下式计算:

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

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

式中  $\sigma_0$ ——天然地基基本承载力 (kPa);

$\sigma_{sp}$ ——复合地基容许承载力 (kPa);

$\xi$ ——承载力与压缩模量提高系数。

## 2 下卧层沉降量计算方法

复合地基下卧层压缩量的计算仍用分层总和法进行计算, 下卧层的附加应力可按如下方法进行计算。

### 1) 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, 地基中心点下任一点深度  $z$  处的附加应力, 可用下式求解决:

$$\sigma_z = \alpha'_z p$$

式中  $\alpha'_z$ ——地基附加应力系数,  $\alpha'_z = \frac{2}{\pi} \left( \frac{2n}{1+4n^2} + \arctan \frac{1}{2n} \right)$ ;

$n = z/b$ 。

### 2) 应力扩散法

作用在下卧层顶面的荷载可按式 (D. 0. 2—6) 计算, 如图 D. 0. 2—1 所示。

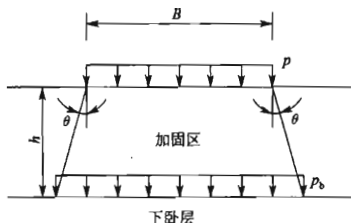


图 D. 0. 2—1 应力扩散法

$$\sigma_z = \frac{BLp}{(B + 2h\tan\theta)(L + 2h\tan\theta)} \quad (\text{D. 0. 2—6})$$

式中  $\sigma_z$ ——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);

$\theta$ ——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  $\theta$  ( $^\circ$ )

$E_{s1}/E_{s2}$	$z/B$			
	< 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—2002) 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 E. 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  $\theta$  值为  $40^\circ \sim 50^\circ$ 。

表 D.0.2—3 地基应力扩散角  $\theta$  ( $^{\circ}$ )

$z/B$	$E_{s1}/E_{s2} = 1$	$E_{s1}/E_{s2} = 4$	$z/B$	$E_{s1}/E_{s2} = 1$	$E_{s1}/E_{s2} = 4$
0.00	—	—	0.50	3.18 $^{\circ}$	24.0 $^{\circ}$
0.25	0	5.94 $^{\circ}$	1.00	18.43 $^{\circ}$	35.73 $^{\circ}$

### 3 总沉降计算

#### 1) 传统法

复合地基沉降可按式计算：

$$S = m_s S_c = m_s (S_1 + S_2) \quad (\text{D.0.2—7})$$

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)；

$m_s$ ——沉降经验修正系数，可根据本规程第 3.4.4 条规定取值。

#### 2) $L/3$ 法

$L/3$  法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  $30^{\circ}$  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。摩擦型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；端承型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。

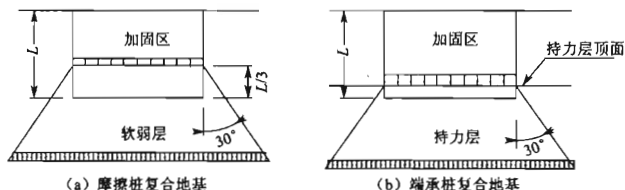


图 D.0.2—2  $L/3$  法

### 3) 铁路桥规法

根据《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005)规定,桩基沉降可按式计算:

$$S = m_s \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z(0)}}{E_{si}} (z_i C_i - z_{i-1} C_{i-1}) \quad (\text{D. 0. 2—8})$$

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;

$E_{si}$ ——基础底面以下受压土层内第  $i$  薄层的压缩模量;

$z_i, z_{i-1}$ ——自基底至第  $i$  和第  $i-1$  薄层底面的距离;

$C_i, C_{i-1}$ ——自基底至第  $i$  底面范围内和至第  $i-1$  薄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

#### 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式计算:

$$U_z = \frac{2U_1 - (1 - \alpha) U_2}{1 + \alpha} \quad (\text{D. 0. 3—1})$$

$U_1$  和  $U_2$  分别由下式进行计算:

$$U_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-(\frac{\pi^2}{4}) T_v} \quad (\text{D. 0. 3—2})$$

$$U_2 = 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-(\frac{\pi^2}{4}) T_v} \quad (\text{D. 0. 3—3})$$

式中  $T_v$ ——时间因素,  $T_v = \frac{C_v}{H^2} t$ ;

$C_v$ ——土层的竖向固结系数;

$t$ ——固结历时;

$H$ ——土层竖向排水距离。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。

## 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进行计算：

$$U_t = \sum_{i=1}^n \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta p_i} \left[ (T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (\text{D. 0. 3—4})$$

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 ( $\text{kPa/d}$ )；

$\sum \Delta p$ ——各级荷载的累加值 ( $\text{kPa}$ )；

$T_{i-1}$ ,  $T_i$ ——第  $i$  级荷载加载的超始和终止时间（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  $t$ ；

$\alpha$ ,  $\beta$ ——参数，按表 D. 0. 3 计算。

表 D. 0. 3  $\alpha$ ,  $\beta$  参数

排水固结 条件参数	竖向排水固结 $U_v > 30\%$	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)
$\alpha$	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$
$\beta$	$\frac{\pi^2 C_v}{4H_2}$	$\frac{8C_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{\pi^2 C_v}{4H_2} + \frac{8C_h}{F_n d_e^2}$

注： $C_b$ ——土的径向排水固结系数 ( $\text{cm}^2/\text{s}$ )；

$n$ ——井径比；

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

3 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，在正常情况下应这样做的用词：

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”。

表示有选择，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、存在问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，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，地基沉降控制已成为确保轨道平顺性的关键环节，地基处理难度及要求越来越高，数量越来越多。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、经济合理的要求。

**1.0.2** 本规程主要适应于铁路路基、涵洞、场坪等地基处理，桥梁等地基处理还应结合《铁路桥涵地基和基础设计规范》进行设计，铁路站房等建筑物地基应参照《建筑地基处理技术规范》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，地基工程措施的选择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，且工后沉降应控制在一定范围之内。路基稳定可通过滑弧稳定（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

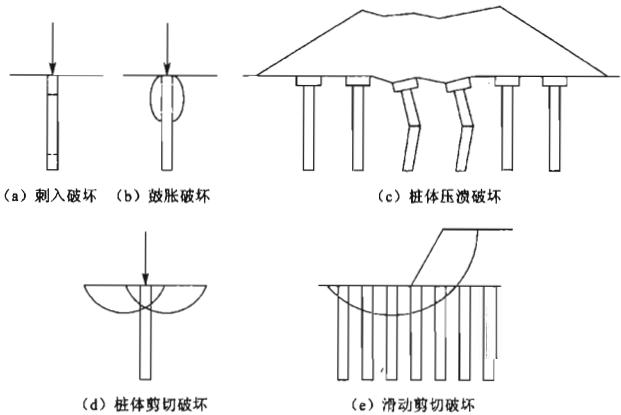
填高小于基床厚度的低矮路堤的地基承载力有要求，但对填高大于基床高度的路堤的地基承载力则没有给出具体规定。

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》对路基工程按承载力设计的必要性进行了详细讨论，依据该课题的研究成果，基于以下两个方面的原因，本规程明确规定，经复合地基及钢筋混凝土桩基处理的地基应进行承载力验算。

(1) 技术方面

① 复合地基的破坏模式

复合地基中桩体的破坏模式有以下几种：刺入破坏、鼓胀破坏、桩体压溃破坏、剪切破坏、滑动剪切破坏，如说明图 1.0.5 所示。



说明图 1.0.5 复合地基破坏模式

目前采用的边坡稳定计算方法只能分析第五种破坏模式，即

滑动剪切破坏,对于其他四种则无法判别。因此,采用一般边坡稳定性计算方法分析,即使结果满足路堤边坡稳定时,也不能完全保证复合地基不发生破坏。

## ② 地基承载力与稳定和沉降的关系

有关研究表明,当地基承载力满足要求时,稳定性一般也满足要求,但稳定性满足要求时,地基承载力不一定满足要求,此时地基会产生较大变形,但稳定系数仍可能大于1。

当荷载接近或超过路基极限荷载时,路基会发生较大的侧向变形,这种情况下目前常用的沉降计算理论不适用,即沉降计算方法应用的前提是地基承载力满足要求。

## (2) 工程质量控制方面

地基处理结束填筑路堤之前,无法直接检测、判断地基的稳定性和沉降,地基承载力检测是唯一判断地基处理效果的手段,也是控制工程质量的重要措施。

**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的影响,造成软土路堤下沉、坍塌。铁路竣工后由于在铁路周边取土或抽取地下水造成铁路路基坍塌、塌陷。因此,为了确保工程安全,地基处理应考虑地形地貌、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,同时应加强运营期间地基处理工程防护,应对软土及岩溶等路基周边一定范围内取、弃土或抽取地下水作出限制。

**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,因此应采取地基处理过渡措施,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,因此地基处理应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,一般应

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、物理力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应根据相关规范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。

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

**3.1.3** 本条规定了在确定地基处理方法时宜遵循的步骤。着重指出在选择地基处理方案时，宜根据各种因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，其中强调包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案。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适用条件”表，地基处理设计时可根据地基处理目的、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。

**3.1.5** 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，对斜坡软弱地基应采取侧向约束桩限制地基侧向变形、结合地基处理的综合措施。

**3.2.1** 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，试验时应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。本条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，试验方法应按相应实际情况，参照表 3.2.1—2 选用。

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、场坪地基的稳定性应对两个阶段分别进行验算，即施工期和运营期的稳定性。

考虑到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，其抗剪强度参数宜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  $c$ 、 $\varphi$  值宜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，则应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宜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，亦可按快剪或不固结不排水剪试验确定。

对于复合地基土的强度参数  $c$ 、 $\varphi$  值，宜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，应结合场地条件，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  $c$ 、 $\varphi$  值，可采用直剪（快剪）或三轴不固结不排水剪试验。当可能存在地下水时，应采用饱水试件进行试验。

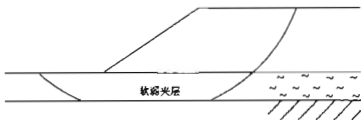
水泥类土柔性桩的抗剪强度指标，可参照本条第3款的相关规定进行取值；对于散体材料桩，如碎石桩、挤密砂石桩等，不考虑桩身黏聚力，而内摩擦角则可根据桩体材料、施工方法等，结合当地工程经验取值。

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。

3.2.3 本条规定了路基稳定性分析应包括的分析内容。理论分析和实践工程都表明，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实际普遍采用的稳定性分析方法，但考虑到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，如说明图 3.2.3 所示，其稳定系数宜采用复式滑面法检算。



说明图 3.2.3 复式滑面检算图

由于刚性桩复合地基的稳定性分析理论尚不完善，目前还没有被工程界比较认可的方法，对于重要工程，设计时可根据可能的破坏模式，采用数值法进行分析。

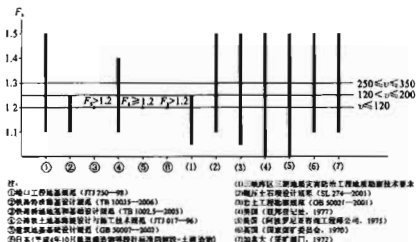
3.2.4 本条规定中对稳定安全系数按施工期和运营期分别列出，运营期应考虑路基竣工铺轨后的最不利工况条件。

如 3.2.1 条说明中指出，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，因此相应的稳定安全系数取值也应不同。基于这一思路，本规程规定了施工期和运营期分别应满足的稳定安全系数。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。

说明图 3.2.4 标出了本规程运营期稳定安全系数及国内外相关规范推荐稳定安全系数的取值范围。从图中可以看出,本规程中规定的稳定安全系数的取值介于上述规范、规程的稳定安全系数取值的区间以内,且和现行《铁路特殊路基设计规范》(TB 10035—2006)的取值 1.1~1.25 相近,符合铁路部门的相关规定。



说明图 3.2.4 国内外规范抗滑稳定安全系数对比图

值得说明的是,考虑到高速铁路的重要性,本规程将其稳定安全系数取值为 1.3。

表 3.2.4—1 中推荐的稳定安全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 3.2.4—1 规定的稳定安全系数增大 0.1。

另外,据中铁二院主持的《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,稳定安全系数应增大 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，可参照表 3.2.4—2 所列稳定安全系数取值。

3.3.2 就基础刚度而言，路基属柔性基础范畴，其承载力与变形性状与刚性基础有所不同。目前常用的承载力计算理论都是基于刚性基础得来，严格来讲，这些理论并不完全适用于柔性基础。国内外学者已对柔性基础与刚性基础的承载力作过比较分析，《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》收集的相关研究成果表明，二者的比值为 1.03 ~ 1.75，柔性基础的承载力大于刚性基础。

此外，《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》收集了浙赣铁路部分地段承载力与基底压力的对比情况，如说明表 3.3.2 所示。这些地段均采用搅拌桩进行了处理，桩间距为 1.1 ~ 1.3 m，路堤高度为 5 ~ 7 m，个别地段高达 12 m 左右。所收集的 15 段路堤的基底压力与计算地基容许承载力的比值大多为 1.2 ~ 1.7，个别工点大于 2，即这些路堤地段的基底应力均大于计算所得的容许承载力。按照刚性基础地基承载力的评价方法，基底应力应小于地基土的容许承载能力，否则将产生过大的沉降变形或发生破坏。事实上这些地段均没有出现工程问题，显然，根据刚性基础复合地基承载力计算理论对路基地基承载力进行验算是偏于保守的。

说明表 3.3.2 浙赣铁路部分地段计算地基容许承载力与基底压力对比情况统计表

序号	区段	里程	填方高度 (m)	计算地基容许承载力 (kPa)	基底土层	处理措施	桩间距 (m)	上部荷载 (kPa)	荷载/承载力
1	诸暨—牌头	DK83+659	6.6	109.51	粉质黏土	搅拌桩	1.3	144.45	1.3
2	龙游东—龙游	BDK229+380	9.21	114.67	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	194.23	1.7
3	龙游东—龙游	BDK229+420	8.48	114.67	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	180.21	1.6

续说明表 3.3.2

序号	区段	里程	填方高度 (m)	计算地基容许承载力 (kPa)	基底土层	处理措施	桩间距 (m)	上部荷载 (kPa)	荷载/承载力
4	龙游东—龙游	BDK229+800	7.66	114.67	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	164.54	1.4
5	新塘边—局界	D1K323+800	12.42	107.75	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	256.50	2.4
6	新塘边—局界	D1K323+820	12.32	107.75	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	254.55	2.4
7	局界—醴陵	DK886+780	11.92	116.58	淤泥质土	搅拌桩	1.2	246.75	2.1
8	局界—醴陵	DK887+834	7.63	122.00	淤泥质土	搅拌桩	1.1	163.97	1.3
9	龙游东—龙游	BDK229+860	6.1	114.67	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	135.05	1.2
10	龙游东—龙游	BDK229+357	6.9	114.67	淤泥质黏土	搅拌桩	1.2	150.11	1.3
11	局界—醴陵	D1K889+820	6.8	122.00	淤泥质黏土	搅拌桩	1.1	148.22	1.2
12	牌头—浦江	D1K98+80	7.1	116.58	松软土	搅拌桩	1.3	153.90	1.3
13	牌头—浦江	D1K98+573	6.2	116.58	松软土	搅拌桩	1.3	136.93	1.2
14	诸暨—牌头	DK83+620	6.2	109.51	软塑状黏土	搅拌桩	1.3	136.93	1.3
15	后溪街—江山	DK286+855.5	6.25	109.51	粉细砂	搅拌桩	1.3	137.86	1.3

理论上,地基容许承载力随着基础沉降允许值的增加而增大,因为随着基础沉降允许值的增加,产生允许沉降所需要的压力就越大,从而表现为地基容许承载力越大。一般工业与民用建筑物除对地基不均匀沉降有要求外,对地基总沉降也有严格限制,而铁路路基主要控制工后沉降,对总沉降则没有严格要求,因此对承载力的要求可适当放宽。

基于上述分析,为充分发挥地基的承载能力,在满足稳定与工后沉降要求条件下,对一般路堤、场坪等柔性基础地基容许承载力的要求适当降低,其地基容许承载力可以乘 1.2~1.5 的修正系数。但对于对沉降严格的挡土墙、涵洞等刚性基础的地基承载力则不进行修正。

路基基底压力可采用简化方法计算,主要方法有路基手册中

的虚拟三角形法，以及  $\gamma H$  法。 $\gamma H$  法中的路基基底压力  $p_k$  按下式进行确定：

$$p_k = \gamma h + \frac{Q + P}{B} \quad (\text{说明 3.3.2})$$

式中  $\gamma$ ——路基填料容重 ( $\text{kN/m}^3$ )；

$h$ ——路堤填方高度 (m)；

$B$ ——路堤基底宽度 (m)；

$Q$ ——列车荷载 ( $\text{kN/m}$ )；

$P$ ——钢轨、轨枕、道床总重 (根据轨道类型及道床形式尺寸计算确定) ( $\text{kN/m}$ )。

**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，国内外常用的确定  $Z$  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  $\sigma_z/\sigma_s \leq 0.1$  处。其中， $\sigma_z$  为沉降计算深度  $Z$  处的地基垂直附加应力 ( $\text{kPa}$ )； $\sigma_s$  为沉降计算深度  $Z$  处的地基自重应力 ( $\text{kPa}$ )。

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  $Z$  应符合下式的要求：

$$\Delta S'_n \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i \quad (\text{说明 } 3.4.1-1)$$

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  $\Delta z$  的土层计算变形值。

我国现行规范、规程中采用的压缩层深度计算方法汇总列于说明表 3.4.1—1 中。

说明表 3.4.1—1 地基压缩层深度控制标准汇总表

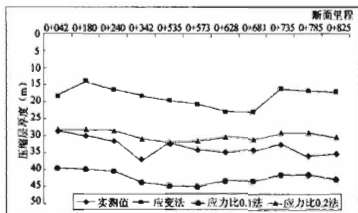
资料来源	压缩层深度控制标准
《铁路特殊路基设计规范》(TB 10035—2006)	应力比法, $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.1$
《新建时速 200 ~ 250 公里客运专线铁路设计暂行规定》	
《高速铁路设计规范》(试行)(TB 10621—2009)	
《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002) 预压法处理地基	
上海市标准《地基基础设计规范》(DBJ 08—11—89)	
《深圳地区地基处理技术规范》(SJG 04—96) 加载预压法	应力比法, $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.15$
《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(JTJ 017—96)	
《港口工程地基规范》(JTJ 250—98)	应力比法, $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.2$
《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94)	
福建省标准《建筑地基基础勘察设计规范》 (DBJ 13—07—91)	应力比法, 对于压缩模量 不小于 6 MPa 的土层, 算到 $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.2$ 处, 否 则应算到 $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.1$ 处
《铁路桥涵地基和基础设计规范》(TB 10002.5—2005)	应变比法, $\Delta S \leq 0.025 \sum_{i=1}^n \Delta S'_i$
《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002)	
《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)	
《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002) 中除预压 法以外的其他地基处理方法	

中铁四院等单位完成的《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厚度与不同控制标准下计算深度的对比值, 如说明表 3.4.1—2 及说明图 3.4.1 所示。

说明表 3.4.1—2 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一览表

断面里程	地基类型	压缩层深度 $Z$ (m)			
		应变法	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	19.6	45.0	32.0	32.2
0+573	间距 1.8m, 超载 1.8m	20.6	45.2	31.7	34.0
0+628	超载预压, 塑料排水板	22.9	43.4	30.4	34.8
0+681	间距 1.2m, 超载 1.2m	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—3 给出了不同的压缩层计算深度控制标准下的计算误差。

说明表 3.4.1—3 各断面中心实测压缩层厚度与计算厚度的差异

断面 里程	压缩层厚度实测值 - 计算值 (m)			(压缩层厚度实测值 - 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	16.1	-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	18.6	-7.1	5.9	50.5	-19.3	16.0
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	16.5	-9.1	3.4	50.5	-27.8	10.4
0+785	19.3	-5.7	6.8	53.5	-15.8	18.8
0+825	18.1	-7.7	4.8	51.3	-21.8	13.6

由以上对比分析可知,采用应变比法控制压缩层厚度时,计算值比实测值偏小,最大差异为 19.3 m,最小差异也达到 10.2 m 之多,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宜采用。

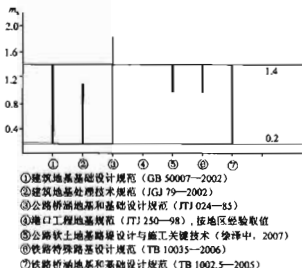
当采用应力比  $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.1$  控制时,计算深度均大于实测值,偏于安全。考虑到高速铁路地基严格的工后沉降标准,本规程推荐采用此法作为压缩层厚度的计算标准。

采用应力比  $\sigma_1/\sigma_c \leq 0.2$  控制时,计算值与实测值较接近,但是仍然小于实测值,不过差异较应变比法小,差值为 0.2 ~ 6.8 m,误差范围为 0.6% ~ 18.8% 之间,对于高速铁路以外的其他铁路路基基本可以满足要求。

但是,当按应力比法(0.1 法和 0.2 法)确定的沉降计算深度以下仍然有软土层时,沉降尚应继续往下计算。因为,当沉降计算深度以下仍然有软土层时,随着附加应力与自重应力的比值继续减小,沉降量增加较大,此沉降量不容忽视。

综上所述，本规程对压缩层厚度按高速铁路和其他铁路分别作出了相应规定。

**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，统计得出可用于各种不同情况下的沉降经验修正系数  $m_s$ 。我国现行规范、规程中对沉降经验修正系数  $m_s$  的取值范围汇总列于说明图 3.4.4 中。



说明图 3.4.4  $m_s$  取值范围对比图



通过对武广、郑西、京沪、福厦、温福、胶济 6 条铁路 74 个断面的沉降分析表明, 沉降实测值与计算值的比值为 0.1 ~ 1.5, 基本与《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2002) 推荐的取值(说明表 3.4.4)一致。

说明表 3.4.4 沉降经验修正系数

地基压缩模量 当量值 $E_s$ (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
基础底面附加压力 $\sigma_{z(z)}$					
$\sigma_z \geq \sigma_0$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$\sigma_z \leq 0.75\sigma_0$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注: 表中  $\sigma_z$  为基底压力,  $\sigma_0$  为基础底面处地基的基本承载力,  $E_s$  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:

$$\overline{E_s} = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (\text{说明 3.4.4})$$

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。

目前, 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修正系数。不过, 随着铁路部门沉降实测资料的不断丰富, 可逐步建立铁路路基工程的沉降经验修正系数。

3.4.6 地基不仅应有足够的强度来保证路堤的稳定, 同时还应有一定的刚度, 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。

路建成建后发生的变形、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、不同的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。

对于施工期间完成的沉降  $S_T$ ，目前主要有两种方法，一是理论计算法，二是经验法。目前，常用的固结理论主要是太沙基固结理论。太沙基固结理论只适用于完全饱和土的一维固结计算，其基本假设条件与实际相差较大，计算结果往往与工程不尽相符。根据《建筑地基基础设计规范》（GB 50007—2002），一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量，对于砂土可认为其最终沉降量已完成 80% 以上，对于其他低压缩性土可认为已完成最终沉降量的 50% ~ 80%，对于中压缩性土可认为已完成 20% ~ 50%，对于高压缩性土可认为已完成 5% ~ 20%。一般而言，软土路基的固结情况与太沙基固结理论假设条件较为接近，其固结宜采用理论法计算，而软土地基以外的其他类型地基则可采用经验法。采用固结理论计算时，相应最终沉降宜按大修维修周期所对应的固结沉降确定。

**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，则可采用全部换填处理。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。

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

4.1.2 采用换填垫层全部置换厚度不大的软弱土层，可取得良好的效果。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，也可取得较好的效果。但对于结构刚度差、体形复杂、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，还应分别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，尤其应首先考虑当地材料的性能及使用条件。此外，还应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。

4.1.3 不同垫层方法的适用范围参见说明表 4.1.3。

说明表 4.1.3 不同垫层方法的适用范围

垫层种类	适用范围
砂石垫层	多用于铁路工程填、塘、沟、水田等地段基础的局部处理，适用于一般饱和、非饱和的软弱土和水下黄土地基处理。不宜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，砂垫层不宜用于地下水流速快、流量大的地层
灰土垫层	适用于含水量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	适用于含水量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

4.2.1 垫层设计应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，应置换掉全部软弱土。对需换填的软弱土层，首先应根据垫层的承载力确定基础的宽度和基底压力，再根据垫层下卧层的承载力，确定垫层的厚度。

压力扩散角应随垫层材料及下卧土层的力学特性差异而定，可按双层地基的条件来考虑。本规程参照《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002) 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、对环境的影响较大等。因此，换填法的处理深度通常控制在 3 m 以内较为合理。

**4.2.2 确定垫层宽度时**，除应满足应力扩散的要求外，还应考虑垫层应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。最常用的方法依然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，垫层宽度可适当加大。

**4.2.5 粗粒换填材料的垫层**在施工期间垫层自身的压缩变形已基本完成，且量值很小。因而对于碎石、卵石、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，应计入垫层自身的变形。

**4.2.7 灰土中石灰的掺和量**在一定范围内，其强度随石灰量的增大而提高，但超过一定限量后，则强度增加很小，并有逐渐减小的趋势。最佳含灰率与土的性质及石灰品质都有一定关系，通常采用 5% ~ 8%。

混凝土中水泥的含量可参照改良土，掺和量可采用3%~5%。

4.4.3 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应通过载荷试验进行承载力检验，检验点不宜少于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，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、施工文明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，它可对碎石土、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。

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30mm，多的达70mm左右，路堤冲击补压沉降量达100mm

以上。地基和路面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。因此施工前应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4~5 m, 但无据可查。对于强夯机夯实土基, 在工程实践中, 美国人 Menard 提出过一个影响深度经验公式:

$$H = \sqrt{Mgh/10} \quad (\text{说明 5.2.2—1})$$

式中  $H$ ——影响深度 (m);

$M$ ——夯锤质量 (1 000 kg);

$h$ ——落锤高度 (m)。

在《港口工程技术规范》中, 根据国内实际施工情况并考虑土壤参数的影响因素, 对上式进行了修正:

$$H = \alpha \sqrt{Mgh} \quad (\text{说明 5.2.2—2})$$

式中  $H$ ——加固深度 (m);

$\alpha$ ——加固系数, 一般湿陷性黄土取 0.34~0.5, 高填方土取 0.6~0.8, 砂性土和杂土取 0.45~0.6。

根据修正后的公式, 计算当 YCT25 型冲击压路机行驶速度为 12 km/h、在湿陷性黄土作业时, 其加固深度在 3.89 m, 以上是套用强夯公式来计算的, 由于强夯的作用能大一个数量级, 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。

新建兰新第二双线铁路对戈壁圆砾土地基进行了振动碾压、冲击碾压的对比试验。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, 大于重型碾压下沉量约 41 mm。

鉴于目前振动碾压和冲击碾压法目前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应根据现场试验

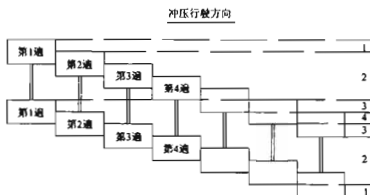
来确定。

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9~12 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）应越大，因此一般情况路基的宽度不宜小于6 m，对于原地面则可适当放宽。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应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），也不可能压到每个点，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，故本条文规定：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可按轮宽计算，全部场地通过1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应重叠1/4或1/2等，按此方式全部场地通过1次算一遍。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，每遍应错  $1/6$  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，因其运行时速大于9 km，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，驾驶员不宜疲劳；行驶速度过快时会使冲击轮脱离地面，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，因其运行时速为6~9 km，不太满足冲击压路机的使用要求；冲击能量太小，压实效果不好，降低压实效率，影响压实深度。由于冲击压路机落下的时速大于6~9 km，碾轮的瞬时下落会对牵引车有较大的冲击，因而运行不平稳，驾驶员易疲劳，牵引车也易出现故障，因此，冲击碾压速度以10~12 km/h为宜。



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

5.3.5 无论是填土还是天然地基, 由于冲击遍数不小于 6 次, 故第 6 次应洒水一遍, 水分渗透后再继续冲压, 若不洒水, 则表层有 8~13 cm 的松散层。由于冲击压路机具有高能量的压实功能, 相当于超重型击实标准的击实功, 达到重型压实度的含水量仅在小于最佳含水量范围内扩大, 其大于最佳含水量的范围不会扩大。因此, 含水量视土的塑性指数大小, 宜控制稠度不小于 1.1~1.2, 否则土层冲压会形成弹簧土, 无法压实。冲击碾压时土的含水量 ( $w$ ) 范围要求如下:

(1) 一般情况下, 当细粒土含量大于等于 50% 时, 含水量 ( $w$ ) 范围:  $w_{opt} - 4\% \leq w \leq w_{opt} + 2\%$ ; 当细粒土含量小于 50% 时,  $w_{opt} - 3\% \leq w \leq w_{opt} + 2\%$ 。

(2) 高液限土冲击碾压的含水量上限可放宽至 30%。

(3) 含水量超出以上范围时, 需经试验论证确定控制范围。

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。

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。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。

6.1.2 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，则应改变设计参数。在进行试夯时也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。

6.2.1 由于基础的应力扩散作用，强夯处理范围应大于铁路路基及建筑物基础范围，具体放大范围可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 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（McNard）曾提出下式来估算影响深度  $H$ ：

$$H = \sqrt{Mh} \quad (\text{说明 6.2.3})$$

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应根据现场试夯或当地经验确定。

考虑到设计人员选择地基处理方法的需要，有必要提出有效加固深度的预估方法。本规程表 6.2.3 数据来源于《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)，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。

6.2.4 夯击点布置是否合理与夯实效果有直接的关系。夯击点位置可根据基底平面形状进行布置，同时还要考虑上部荷载情况和施工等因素，可按正三角形或正方形布置夯点。

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。夯击次数应通过现场试夯确定，常以夯坑的压缩量最大、夯坑周围隆起量最小为确定的原则。可从现场试夯得到的夯击次数和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起锤困难的情况。

**6.2.6** 夯击遍数应根据地基土的性质确定。一般来说，由粗颗粒土组成的渗透性强的地基，夯击遍数可少些；反之，由细颗粒土组成的渗透性弱的地基，夯击遍数要求多些。根据工程经验，对于大多数工程采用夯击遍数2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，必要时夯击遍数可适当增加。

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，必须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，必要时可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，间隔时间可根据地基土的渗透性按本条规定采用。

**6.2.9** 置换墩一般应穿透软土层，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。

**6.2.12** 累计夯沉量指单个夯点在每一击下夯沉量的总和，累计夯沉量为设计墩长的1.5~2倍以上，主要是保证夯墩的密实度与着底。

**6.2.15** 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，应在试夯时仔细记录，作出合理的估计。

**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。

**6.3.3** 对于场地表土软弱或地下水位高的情况，宜采用人工降低地下水位，或在表层铺填一定厚度的松散性材料。这样做的目的是在地表形成硬层，可以用以支承起重设备，确保机械设备通行和施工，又可加大地下水和地表面的距离，防止夯击时夯坑积水。

**6.4.2、6.4.3** 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，质量检验应在施工结束间隔一定时间后方能进行。其间隔时间应根据土的性质而定。

**7.1.1** 袋装砂井及塑料排水板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。

袋装砂井及塑料排水板结合填土堆载、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，为保证铁路工程质量，满足施工组织要求，本规程对其适用范围作出了限制。

**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，应根据所估算的总

沉降量和容许工后沉降值,确定预压期间应达到的固结度,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。

7.2.11 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,隔离较为困难时,则应评估真空预压措施的适用性。

7.2.12 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,预压区应大于建筑物基础轮廓线,并不小于3.0 m。

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80~85 kPa以上。

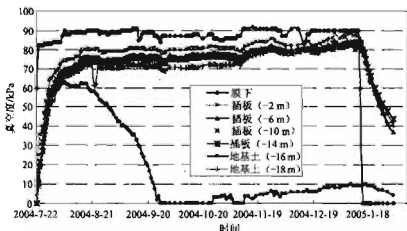
7.2.14 抽真空初期,由于膜下砂垫层与袋装砂井或塑料排水板、地基土中真空度差值较大,真空泵不仅要克服阻力排除加固区地基土中的水、气,还要排除加固区以外进入的水、气,故所需能量较大。工程经验表明,初期按面积1 000~1 500 m<sup>2</sup>配备一台真空泵是合理的。抽真空一段时间后,随着袋装砂井或塑料排水及地基土中真空度增长至基本稳定值,真空泵的作用主要是排除加固区周界进入加固区的水、气,维持加固区地基土中真空度,所需能量大为减少,真空泵的数量也可相应减少,与抽真空初期相比,一台真空泵能维持更大的加固面积。武汉新区梅子路真空—堆载联合预压试验工程资料表明,抽真空2~3个月后,一台7.5 kW真空泵可维持4 300~47 00 m<sup>2</sup>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 ~ 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测试资料（说明图 7.2.15）表明，在膜下真空度保持在 85 ~ 90 kPa 的条件下，塑料排水板及地基土中真空度在 30 ~ 40 天后能达 70 ~ 80 kPa 左右的稳定值，沿深度方向基本无衰减。



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

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。

7.3.9 由于各种原因，射流真空泵全部停止工作，膜内真空度随之全部卸除，这将直接影响地基预压效果，并延长预压时间。为避免膜内真空度在停泵后很快降低，在真空管路中应设置止回

阀和截门。当预计停泵时间超过 24 h 时, 则应关闭截门。所用止回阀及截门都应符合密封要求。

**7.3.11** 当相临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, 故必要时分区间应采取隔离措施。

**8.1.1** 碎石桩对不同性质的土层分别具有置换、挤密和振动密实等作用。对黏性土主要起到置换作用, 对中细砂和粉土除置换作用外还有振实挤密作用。在以上各种土中施工都要在振冲孔内加填碎石(或卵石等)回填料, 制成密实的振冲桩, 而桩间土则受到不同程度的挤密和振密。桩和桩间土构成复合地基, 使地基承载力提高, 压缩性降低, 并可消除土层的液化。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。

碎石桩法用于处理软土地基, 国内外也有较多的实例。但应注意由于软黏土含水量高、透水性差, 碎石桩很难发挥挤密效用, 其主要作用是部分置换并与软黏土构成复合地基, 同时加速软土的排水固结, 从而增大地基土的强度, 提高软基的承载力, 但桩身仍属于致密的非连续体, 碎石桩加固的软土地基其后期沉降较大。用碎石桩处理饱和软黏土地基, 最好是通过现场试验后确定是否采用。

**8.1.2** 碎石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, 在正式施工前应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1~3排桩，原地基越松则应加宽越多。

碎石桩法用于处理液化地基，原则上必须确保建筑物的安全使用。建筑物外应处理的宽度目前尚无统一的标准。美国经验取等于处理的深度，但根据日本和我国有关单位的模型试验得到结果为处理深度的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，说明需处理的宽度也比处理深度的2/3要小，据此定出不宜小于处理深度的1/2，同时不宜小于5 m。

8.2.4 振冲碎石桩可根据振冲器功率大小布置桩间距，30 kW振冲器布桩间距可采用1.0~1.5 m；55 kW振冲器布桩间距可采用1.4~2.5 m；75 kW振冲器布桩间距可采用1.5~3.0 m。荷载大或对黏性土宜采用较小的间距，荷载小或对砂土宜采用较大的间距。

锤击碎石桩桩间距可采用1.0~2.0 m。碎石桩按抗液化设计时，桩间距应不大于式(8.2.4—1)或式(8.2.4—2)的要求。

8.2.5 关于碎石桩的长度，通常应根据地基的稳定和变形验算确定。为保证稳定，桩长应达到滑动弧面之下，当软土层厚度不大时，桩长宜超过整个松软土层。标准贯入和静力触探沿深度的变化曲线也是提供确定桩长的主要资料。

对可液化的砂层，为保证处理效果，一般桩长应穿透液化层。

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，应考虑加大垫层厚度。

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，以施工时顺利出料为宜，最大粒径不应大于 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，宜为 20~80 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为：30 kW 振冲器 20~80 mm，55 kW 振冲器 30~100 mm，75 kW 振冲器 40~150 mm。

8.2.8 作用于碎石桩顶的荷载如果足够大，桩体将发生破坏，因此应确定碎石桩单桩极限承载力。由于碎石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，估算碎石桩的单桩极限承载力可采用侧向极限应力法。

$$f_{pu} = \sigma_n K_p = \sigma_n \tan^2(45^\circ + \varphi_p/2) \quad (\text{说明 8.2.8—1})$$

$$f_{pu} = (14 \sim 25) c_u \quad (\text{说明 8.2.8—2})$$

$$R_u = A_p f_{pu} \quad (\text{说明 8.2.8—3})$$

式中  $f_{pu}$ ——桩体极限承载力 (kPa)；

$R_u$ ——单桩承载力极限值 (kN)；

$\sigma_n$ ——桩体侧向极限应力 (kPa)；

$c_u$ ——桩间土的不排水抗剪强度，其值宜用现场十字板剪切试验确定；

$\varphi_p$ ——桩体内摩擦角 (°)；

$A_p$ ——桩体面积 (m<sup>2</sup>)。

本规程式 (8.2.8—3) 是根据多年来的实践总结出来的。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可取 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  $\varphi_p$  一般采用 35°~45°，多数采用 38°。对粒径较小 ( $\leq 50$  mm) 的碎石并且原土为黏性土， $\varphi_p$  可采用 38°。对粒径较大 (最大为 100 mm) 的碎石并且原土为粉质土， $\varphi_p$  可采用

42°。对卵石或砂卵石， $\varphi_p$ 可采用38°。

**8.3.3 要保证碎石桩的质量，必须控制好密实电流、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。施工上加填料不宜过猛，原则上要“少吃多餐”，即要勤加料，但每批不宜加得太多。值得注意的是在制作最深处桩体时，为达到规定密实电流所需的填料远比制作其他部分桩体多，有时这段桩体的填料量可占整根桩总填料量的1/4~1/3。这是因为开始阶段加的料有相当一部分从孔口向孔底下落过程中被黏留在某些深度的孔壁上，只有少量能落到孔底。另一个原因是如果控制不当，压力水有可能造成超深，从而使孔底填料量剧增。第三个原因是孔底遇到了事先未知的局部软弱土层，这也能使填料数量超过正常用量。

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。为避免对环境产生有害影响，在场地上必须事先开设排泥水沟系和做好沉淀池。施工时用泥浆泵将返出的泥水集中抽入池内，在城市施工，当泥水量不大时可用水车拉走。

**8.3.6 振动沉桩法施工中应控制好拔管速度。**沉管碎石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应严格控制在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石料。

**8.3.8 锤击沉桩法施工，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,应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。

8.4.4 对碎石桩桩体密实程度的检验,可采用动力触探现场随机检验。这种方法设备简单、操作方便,可以连续检测桩体密实情况,但目前尚未建立贯入击数与碎石桩力学性能指标之间的对应关系,有待在工程中广泛应用,积累实测资料,使该法日趋完善。

碎石桩处理地基最终是要满足承载力、变形或抗液化的要求,标准贯入、静力触探以及动力触探可直接提供检测资料,所以本条规定可用这些测试方法检测碎石桩及其周围土的挤密效果。

应在桩位布置的等边三角形或正方形中心进行碎石桩处理效果检测,因为该处挤密效果较差。只要该处挤密达到要求,其他位置就一定会满足要求。此外,由该处检测的结果还可判明桩间距是否合理。

如处理可液化地层时,可按标准贯入击数来衡量砂性土的抗液化性,使碎石桩处理后的地基实测标准贯入击数大于临界贯入击数。这种液化判别方法只考虑了桩间土的抗液化能力,而未考虑碎石桩的作用,因而在设计上是偏于安全的。

9.1.1 挤密砂石桩用于松散砂土及砾石土、粉土、黏性土、素填土及杂填土地基,主要靠桩的挤密和施工中的振动作用使桩周围土的密度增大,从而使地基的承载能力提高,压缩性降低。国内外的实际工程经验证明挤密砂石桩法处理砂土及填土地基效果显著,并已得到广泛应用。

挤密砂石桩处理可液化地基的有效性已为国内外不少实际地震和试验研究成果所证实。

挤密砂石桩用于处理软土地基,国内外也有较多的实例。但应注意,由于软黏土含水量高、透水性差,挤密砂石桩很难发挥

挤密效用，其主要作用是部分置换并与软黏土构成复合地基，同时加速软土的排水固结，从而增大地基土的强度，提高软基的承载力。

9.1.2 挤密砂石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，在正式施工前应通过现场试验确定其适用性。

9.2.1~9.2.3 挤密砂石桩的设计内容包括桩位布置、桩径和处理范围。

挤密砂石桩的平面布置可采用正三角形或正方形。对于砂土地基，因靠挤密砂石桩的挤密提高桩周土的密度，所以采用等边三角形更有利，它使地基挤密较为均匀；对于软黏土地基，主要靠置换，因而选用任何一种均可。

挤密砂石桩直径的大小取决于施工设备桩管的大小和地基土的条件。小直径桩管挤密质量较均匀但施工效率低；大直径桩管需要较大的机械能力，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。对于软黏土宜选用大直径桩管，以减小对原地基土的扰动程度，同时置换率较大可提高处理的效果。沉管法施工时，设计成桩与套管直径比不宜大于1.5，主要考虑振动挤压时如扩径较大，会对地基土产生较大扰动，不利于保证成桩质量。另外，成桩时间长、效率低，给施工也会带来困难。

9.2.4 挤密砂石桩处理松砂地基的效果受地层、土质、施工机械、收购方法、填砂石的性质和数量、砂石桩排列和间距等多种因素的综合影响，较为复杂。国内外虽已有不少实践，并曾进行了一些试验研究，积累了一些资料和经验，但是有关设计参数如桩距、灌砂量以及施工质量的控制等，仍须通过施工前的现场试验才能确定。

桩距不能过小，也不宜过大，根据经验提出桩距一般可控制在3~4倍桩径之内。合理的桩距和桩的排列布置确定后，一根

桩所承担的处理范围即可确定。土层密度的增加靠其孔隙的减小，把原土层的密度提高到要求的密度，孔隙要减小的数量可通过计算得出。这样可以设想只要灌入的砂石料能把需要减小的孔隙都充填起来，那么土层的密度也就能达到预期的数值。据此，如果假定地层挤密是均匀的，同时挤密前后土的颗粒体积不变，则可推导出本条所列的桩距计算公式。

地基挤密要求达到的密实度是从满足地基的承载力、变形或防止液化的需要而定的，原地基土的密实度可通过钻探取样试验，也可通过标准贯入、静力触探等原位测试结果与有关指标的相关关系确定。各有关的相关关系可通过试验求得，也可参考当地或其他可靠的资料。

桩间距与要求的复合地基承载力及桩和原地基土的承载力有关。如按要求的承载力算出的置换率过高、桩距过小不易施工时，则应考虑增大桩径和桩距。在满足上述要求条件下，一般桩距应适当大些，可避免施工过大地扰动原地基土，影响处理效果。

**9.2.7 关于砂石桩用料的要求**，对于砂土地基，条件不严格，只要比原土层砂质好同时易于施工即可，一般应注意就地取材。按照各有关资料的要求，最好用级配较好的中、粗砂，当然也可用砂粒。对饱和黏性土，因为要构成复合地基，特别是当原地基土较软弱、侧限不大时，为了有利于成桩，宜选用级配好、强度高的砂砾混合料。填料中最大颗粒尺寸的限制取决于桩管直径和桩尖的构造，以能顺利出料为宜，本条规定最大不应超过 50 mm。考虑有利于排水，同时保证具有较高的强度，规定挤密砂石桩用料中含泥量不能超过 3%。

**9.2.8、9.2.9 挤密砂石桩**通过“挤密”、“置换”，对饱和砂土改善效果明显，起到消除液化的作用；对饱和软黏土，主要是以形成固结排水通道、缩短固结沉降时间为目的。通过对挤密砂石桩处理后软土的复合地基承载力和压缩模量改变不大。

**9.3.2** 不同的施工机具及施工工艺用于处理不同的地层会有不同的处理效果。常遇到设计与实际情况不符或者处理质量不能达到设计要求的情况，因此施工前在现场的成桩试验具有重要的意义。

通过现场成桩试验检验设计要求和施工工艺及施工控制要求，包括填砂量、提升高度、挤压时间等。

**9.3.4** 对黏性土地基，挤密砂石桩主要起置换作用。为了保证设计的置换率，宜从中间向外围或隔排施工；在既有建（构）筑物邻近施工时，为了减少对邻近建（构）筑物的振动影响，应背离建（构）筑物方向进行。

挤密砂石桩施工完毕，当设计或施工投砂量不足时地面会下沉；当投料过多时地面会隆起，同时表层 0.5 ~ 1.0 m 常呈松软状态。如遇到地面隆起过高也说明填砂量不适当。实际观测资料证明，挤密砂石桩在达到密实状态后进一步承受挤压又会变松，从而降低处理效果。遇到这种情况应注意适当减少填砂量。

**9.4.2** 由于在制桩过程中原状土的结构受到不同程度的扰动，强度会有所降低，饱和土地基在桩周围一定范围内，土的孔隙水压力上升，待休置一段时间后，孔隙水压力会消散，强度会逐渐恢复，恢复期的长短是根据土的性质而定。原则上应待孔压消散后进行检验。黏性土孔隙水压力的消散需要的时间较长，砂土则很快。根据实际工程经验，规定对饱和黏性土为 28 天，粉土、砂土和杂填土可适当减少。对非饱和土不存在此问题，一般在桩施工后 3 ~ 5 天即可进行。

**10.1.1** 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。当土的含水量低于12%时,成孔较困难,且对灰土挤密桩中的消石灰水解提供的水分不足;当土的含水量大于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,或成桩后桩心软化,挤密效果差。故对于含水量小于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,应慎用灰土(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,采用挤密桩法处理不经济,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。本条规定可处理地基的深度为3~15 m,基本上符合陕西、甘肃和山西等省的情况。

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,选用上述方法时,应根据工程要求和处理地基的目的确定。

**10.1.2** 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,施工前应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。

**10.2.1** 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应大于路基基底面积。对一般地基，在路基基础外缘应扩大1~2排桩，并不应小于2 m。对自重湿陷性黄土地基，处理范围应至坡脚或基础外不小于3 m。

**10.2.3 ~ 10.2.4** 本条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地，宜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；在自重湿陷性黄土地，宜处理至非湿陷性黄土层顶面为止。

对湿陷性黄土地基，也可按现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》（GB50025）的有关规定执行。

当挤密法处理深度较大时，才能够充分体现出预钻孔的优势。在处理深度不太大的情况下，采用不预钻孔的挤密法，将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。在孔心距相同的情况下，预钻孔挤密比不预钻孔挤密，多预钻孔体积的取土量和相当于预钻孔体积的夯填量。为此，在本条中作了挤密法处理深度大于12 m时可预钻孔的规定。

**10.2.5** 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，可满足工程要求，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，不得使用生石灰与土拌和，而应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可太长，并宜于当日使用完毕。

由于桩体是用松散状态的灰土、水泥土经夯实而成，桩体的夯实质量可用土的干密度表示，土的干密度大，说明夯实质量好，反之，则差。桩体的夯实质量一般通过测定全部深度内土的干密度确定，然后将其换算为平均压实系数 $\bar{\lambda}_r$ 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不应少于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应少于12点（6组）；当桩长小于6 m，全部深度内的取样点不应少于10点（5组）。

桩体土的平均压实系数 $\bar{\lambda}_r$ ，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）在最优含水量状态下的最大干密度的比值，即：
$$\bar{\lambda}_r = \frac{\bar{\rho}_{d1}}{\rho_{dmax}}$$
式中 $\bar{\rho}_{d1}$ 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（ $\text{kN/m}^3$ ）； $\rho_{dmax}$ 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量状态下的最大干密度（ $\text{kN/m}^3$ ）。

本条规定用灰土或水泥土填孔，桩体内的平均压实系数 $\bar{\lambda}_r$ 不应小于0.97。

**10.2.6** 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宜大于15 mm。

**10.2.7** 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300~600 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，应立即填筑路堤。

灰土（水泥土）挤密桩回填夯实结束后，在桩顶高程以上设置 500 ~ 1 000 mm 厚的加筋垫层，一方面可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。

**10.2.8** 布置桩孔应考虑消除桩间土的湿陷性。桩间土的挤密用平均挤密系数 $\bar{\eta}_c$ 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。也可以按本条公式（10.2.8）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 $\bar{\eta}_c$ ，对一般工程不宜小于 0.90，对重要工程不宜小于 0.93。

**10.2.9** 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 $\bar{\eta}_c$ 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 不应少于 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应少于 12 点（6 组）；当桩长小于 6 m，全部深度内的取样点不应少于 10 点（5 组）。

**10.2.11** 为确定灰土挤密桩或水泥土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土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。

用载荷试验可测定单桩和桩间土的承载力，也可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

承载力可采用静力触探测定。桩体特别时灰土填孔的桩体，采用静力触探测定其承载力不一定可行，但可采用动力触探测定。

灰土（水泥石）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，因此规范规定应按复合地基载荷试验确定其承载力。初步设计时也可按式（10.2.11）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 $\sigma_p$ 可根据填料性质等确定，加固后桩间土容许承载力 $\sigma_s$ 应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应乘以一个提高系数 $\alpha$ 。

10.3.1 现有成孔方法包括沉管（锤击、振动）和冲击等方法，但都有一定的局限性，在城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，应综合考虑设计要求、成孔设备或成孔方法、现场土质和对周围环境的影响等因素。

10.3.2 施工前应进行成孔、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，对含水量较大的应特别关注缩孔的问题。试桩数量本条规定不得少于2个施工单元，如按等边三角形布置时，即不得小于14根桩（每个施工单元7根桩）。

10.3.3 施工灰土挤密桩或水泥石挤密桩时，在成孔或拔管过程中，对桩孔（或桩顶）上部土层有一定的松动作用，因此施工前应根据选用的成孔设备和施工方法，在基底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。

10.3.4 拟处理地基土的含水量对成孔施工与桩间土的挤密至关重要。工程实践表明，当天然土的含水量小于12%时，土呈坚硬状态，成孔挤密困难，且设备容易损坏；当天然土的含水量等

于或大于 24%、饱和度大于 65% 时，桩孔可能缩颈，桩孔周围的土容易隆起，挤密效果差；当天然土的含水量接近最优（或塑限）含水量时，成孔施工速度快，桩间土的挤密效果好。因此，在成孔过程中，应掌握好拟处理地基土的含水量不要太大或太小，最优含水量是成孔挤密施工的理想含水量。如只允许在最优含水量状态下进行成孔施工，小于最优含水量的土便需要加水增湿，大于最优含水量的土则要采取晾干等措施，这样施工很麻烦，而且不易掌握准确并保证加水均匀。因此，当拟处理地基土的含水量低于 12% 时，宜按式（10.3.4）计算的加水量进行增湿。对含水量介于 12% ~ 24% 的土，只要成孔施工顺利，桩孔不出现缩颈，桩间土的挤密效果符合设计要求，不一定要采取增湿或晾干措施。

**10.3.5 成孔和孔内回填夯实的施工顺序：**桩孔往往打不下去或桩孔周围地面明显隆起，为此有的修改设计，增大桩孔之间的中心距离，这样很麻烦。为此本条改为对整片处理，宜从里（或中间）向外间隔 1~2 孔进行，对大型工程可采取分段施工，对局部处理从外向里间隔 1~2 孔进行。局部处理的范围小，且多为独立基础及条形基础，从外向里对桩间土的挤密有好处，也不致出现类似整片处理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，在施工过程中应加强监督，采取随机抽样的方法进行检查，但抽查数量不可太多，每班检查 1~2 孔即可，以免影响施工进度。

**10.3.7 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，应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。

**10.4.1 ~ 10.4.4 为确保灰土挤密桩或水泥土挤密桩处理地基的**

质量,竣工后应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。

**11.1.1 柱锤冲扩桩法的加固机理**主要有以下4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,使桩体具有半刚性半柔性桩的特点。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0.6~2.5 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,因此对上述土层应慎用,应通过现场试验确定适用性。

**11.1.2 柱锤冲扩桩法**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：（1）成孔及成桩试验；（2）试验性施工；（3）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。

条文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，应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片试区试夯，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，则应及时提出并改变设计参数。在进行试夯时，也可采用不同设计参数的方案进行比较，择优选用。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

单点夯应布置测试地表位移（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、振动影响值及范围及夯坑填料厚度。夯后检验在有时效后进行，测试内容可选择取土试验（抗剪强度指标、压缩模量、重度、含水量、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。试验孔布置应包括坑心、坑侧。坑侧一般应在距坑心  $2.5D \sim 3.0D$ （ $D$  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

应选择在施工场地有代表性的地段，试夯面积应根据布点要求确定，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，应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。测试应包括夯点及夯间距，最好能每遍夯后均进行，以便调整夯击遍数。

**11.2.1** 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，加宽的面积应越大。通常按压力扩散角  $\theta = 30^\circ$  来确定加固范围的宽度，并不少于 1~2 排桩。

由于湿陷性黄土和可液化地基土质的特殊性，应适当加大处理宽度。

**11.2.2** 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，可使地基挤密均匀。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 1 根（等腰三角形）的布桩形式最为常用。

**11.2.3** 柱锤冲扩桩法有以下三个直径：

(1) 柱锤直径：它是柱锤实际直径，现已经形成系列，常

用直径为 300 ~ 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 ~ 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，假设时应考虑柱锤规格、土质情况及复合地基的设计要求，一般常用  $d = 600 \sim 800$  mm，经试成桩后再调整桩径。

**11.2.4 地基处理深度的确定应考虑：**(1) 湿陷性黄土厚度；(2) 软弱土层厚度；(3) 地基变形等因素。

**11.2.5 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，应经试验确定其适用性和配合比等有关参数。

土料含水量对桩身密实度影响较大，因此应采用最佳含水量进行施工。考虑实际施工时土料来源及成分复杂，根据大量工程实践经验，采用目力鉴别，即手握成团、落地开花即可。

**11.2.6 柱锤冲扩桩法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应与以清除，换填碎石、砂砾石、灰土（水泥土）加筋垫层。

**11.2.7 柱锤冲扩桩属柔性桩或半刚性半柔性桩，**桩身密实度及承载力因受桩间土影响而较离散，因此规范规定应按复合地基载



荷试验确定其承载力。设计时也可按式（11.2.1）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。式中桩身承载力  $\sigma_p$  可根据填料性质等确定，加固后桩间土承载力  $\sigma_s$  应根据土质条件及设计要求确定，当天然地基承载力特征值  $\sigma_s \geq 80$  kPa 时，可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）的桩边土具有明显的改良效果，因此式中桩间土承载力应乘以一个提高系数  $\alpha$ 。

**11.3.1** 本规程建议采用的柱锤尺寸及质量见说明表 11.3.1。

说明表 11.3.1 柱锤明细表

序号	规 格			锤底形状
	直径（mm）	长度（m）	质量（t）	
1	325	2 ~ 6	1.0 ~ 4.0	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，可采用质量 2 ~ 10t 的扁平重锤进行。

柱锤可用钢材制作或用钢板为外壳内部浇筑混凝土制成，也可用钢管为外壳内部浇铸铁制成。

为了适用不同工程的要求，钢制柱锤可制成装配式，由组合块和锤顶两部分组成，使用时用螺栓连成整体，调整组合块数（一般 0.5 块），即可按工程需要组合成不同质量和长度的柱锤。

锤形选择应按土质软硬、处理深度及成桩直径经试成桩后加以确定。

**11.3.2** 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，同时可大面积施工。

(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，宜采用本法。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应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，应采用本方案。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。第二次冲孔可在原桩位，也可在桩间进行。

套管成孔可解决坍孔及缩颈问题，但其他施工工艺较复杂，因此只在特殊情况下使用。

### 11.3.3 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可在地面上撒白灰线，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。施工前应根据试成桩及设计要求的桩径和桩长进行确定。填料充盈系数不宜小于 1.5。如密实度达不到设计要求，应进行补夯。

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，所以必须设专门技术人员负责记录工作。

要求夯填至桩顶设计标高以上，主要是为了保证桩顶密实度。当不能满足上述要求时，应进行夯实或采用局部换填处理。

**11.3.4 柱锤冲扩桩法** 夯击能量较大,易发生地面隆起,造成表层桩和桩间土出现松动,从而降低处理效果,因此成孔及填料夯实的施工顺序宜间隔进行。

**11.4.1 ~ 11.4.4** 为确保柱锤冲扩桩处理地基的质量,竣工后应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。

**12.1.1 ~ 12.1.3 水泥土搅拌法**是适用于加固饱和黏性土和粉土等地基的一种方法。它是利用水泥(或水泥砂浆)等材料作为固化剂通过特制的搅拌机械,就地将地基土和固化剂强制搅拌,使地基土硬结成具有整体性、水稳性和一定强度的水泥加固土,从而提高地基土强度和增大变形模量。根据固化剂掺入状态的不同,它可分为浆体(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,应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、氯化物和水铝石英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,掺入百分之几的石灰,通常 pH 值就会大于 12。当地基土的天然含水量小于 30% 时,由于不能保证水泥充分水化,故不宜采用粉体喷射搅拌法。

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和水泥砂浆搅拌桩。多向水泥土搅拌桩以水泥浆

液为掺和料，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，提高搅拌桩成桩强度及均匀性。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。

**12.1.5** 根据中铁二院、中南大学等单位的研究结果，水泥土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重量百分数表示）和掺用适量的粉煤灰对水泥土抵抗这种侵蚀作用效果显著。设计时，应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。

**12.2.5** 采用水泥作为固化剂材料，在其他条件相同时，在同一土层中水泥掺入比不同，水泥土强度将不同。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，因此为了节约水泥，降低成本，可选用  $7\% \sim 12\%$  的水泥掺量。水泥掺入比大于  $10\%$  时，水泥土强度可达  $0.3 \sim 2 \text{ MPa}$  以上。一般水泥掺入比采用  $12\% \sim 20\%$ 。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，水泥土强度可提高  $10\%$  左右。故在加固软土时掺入粉煤灰不仅可消耗工业废料，水泥土强度还可有所提高。

**12.2.6** 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。

**13.1.1** 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20~40 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,故应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,高压喷射注浆时,浆液易被水流带走,影响注浆效果,因此应慎重使用。

**13.1.2** 当地下水有侵蚀性时,为满足耐久性设计的有关要求,水泥应采用抗侵蚀性水泥。根据中铁二院科研成果,一般情况下可在水泥中掺入15%~20%的粉煤灰。

**13.1.3** 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,应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。

**13.2.3** 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，其他段只能用半经验的方法加以判断、确定。施工中可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，旋喷桩的设计直径可参考说明表 13.2.3 选用。

说明表 13.2.3 旋喷桩的设计直径 (m)

土 质	方 法	单重管法	双重管法	三重管法
黏性土	$0 < N < 5$	0.5 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	1.2 ~ 1.8
	$6 < N < 10$	0.4 ~ 0.7	0.7 ~ 1.1	1.0 ~ 1.6
砂 土	$0 < N < 10$	0.6 ~ 1.0	1.0 ~ 1.4	1.5 ~ 2.0
	$11 < N < 20$	0.5 ~ 0.9	0.9 ~ 1.3	1.2 ~ 1.8
	$21 < N < 30$	0.4 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	0.9 ~ 1.5

注：N 为标准贯入击数。

**13.2.5 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。

**13.2.6 水泥浆液的水灰比**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，水灰比太小时，喷射有困难，因此水灰比通常取 0.8 ~ 1.5，工程中常用 1.0。

**13.3.1 旋喷桩**可通过单管法、二重管法、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 3 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。

**13.3.3** 钻孔的目的是为了置入注浆管到设计深度。对于单重管法和双重管法，由于喷射管较细，因此，可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，因此有时有必要预先钻一个孔，然后置入三重喷射管进行加固。

**13.3.4** 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，单重管法、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宜大于 20 MPa。

**13.3.5** 高压喷射泵是高压喷射的能量来源。施工中，高压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。钻机和高压水泵的距离越远，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，施工中钻机与高压水泵的距离不宜太大。

**13.3.6** 各种形式的高压喷射注浆都应自下而上进行，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得小于 100 mm，以防止发生漏喷、搭接薄弱等现象，保证固结体的完整性。

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，旋喷桩宜在底部和顶部进行复喷，以增大承载力，确保处理质量。

**13.3.7** 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，应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，应检查各部位的泄漏情况，必要时拔出注浆管，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，应拔管疏通。

(3) 出现不返浆或返浆较少时，若系地基土松软，则可适当进行复喷；若系附近有空洞、通道，则应不提升注浆管，继续注浆直至冒浆为止，或拔出注浆管待浆液凝固后重新注浆直到冒浆为止，或采用速凝浆液。

(4) 若返浆过多，可能是地基土密实度较大，应提高喷射压力，加大切削地基土的力度。

**13.4.1** 高压喷射注浆法在地层中直接形成加固体，属隐蔽工程，施工中必须适时检查加固体质量，以确保加固效果。检验点的位置应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应适当布置检验点，对加固体质量进行检验。

**13.4.2** 高压喷射注浆法效果检测和检验手段，应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，选用时应以不破坏固结体和有代表性为前提，一般在 28 d 后取芯，并应注意不同地层芯样的差异性。

**13.4.3** 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可以采用。

**14.1.1** 水泥粉煤灰碎石桩是由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂加水拌和形成的混凝土桩（简称 CFG 桩），桩、桩间土和垫层一起构成复合地基。

水泥粉煤灰碎石桩与素混凝土桩的区别仅在于桩体材料的构



成不同，而在其受力和变形特性方面没有什么区别。

水泥粉煤灰碎石桩和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，并具有一定的适用范围，既可适用于铁路路基，也可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、砂土和正常固结的素填土等地基。对淤泥质土等尚待积累经验，应通过现场试验确定其适用性。近年来沿海铁路工程诸多实践表明，对于海相沉积淤泥层，CFG桩的成桩质量较差，难以满足工程要求，因此本规程规定，不推荐在淤泥和泥炭土地基处理中采用CFG桩和素混凝土桩。

**14.1.2** 水泥粉煤灰碎石桩和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，同时可有效控制沉降。

**14.2.5** 扩大桩头或桩帽在铁路复合地基中具有如下的作用：

(1) 减小桩顶上刺量。

(2) 使桩顶应力分布更均匀。

(3) 充分发挥水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩单桩承载力较高的优势，可有效增大桩间距。

**14.2.9** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩属刚性桩范畴，其稳定性计算理论尚不完善，设计时可根据可能的破坏模式，采用数值法进行分析。

**14.3.1** 水泥粉煤灰碎石桩和素混凝土桩的施工，应根据设计要求和现场地基土的性质、地下水埋深、场地周边是否有居民、有无对振动反应敏感的设备等多种因素选择施工工艺。

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，此时应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，可采用长螺旋钻机引孔，再用振动沉管打桩机制桩。

长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩工艺，是国内近几年来使用比较广泛的一种新工艺，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。

#### 14.3.2 水泥粉煤灰碎石桩施工一般要求：

(1) 采用振动沉管灌注成桩时，桩体配比中采用的粉煤灰可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，为增加桩体材料和易性和可泵性，宜选用细度（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宜为 70 ~ 90 kg。

(2) 长螺旋钻孔管内泵压桩体材料成桩施工时，坍落度应控制在 160 ~ 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，应准确掌握提拔钻杆时间，钻孔进入土层确定标高后，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拔钻杆。若提拔时间较晚，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。应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。提拔钻杆中应连续泵料，特别是在饱和砂土、饱和粉土层中不得停泵待料，避免造成桩体材料离析、桩身缩径和断桩。目前施工多采用 2 台  $0.5\text{ m}^3$  的强制式搅拌机，可满足施工要求。振动沉管灌注桩成桩施工应控制拔管速度，拔管速度太快易造成桩径偏小或缩颈断桩。

经大量工程实践认为,拔管速率控制在  $1.2 \sim 1.5 \text{ m/min}$  是适宜的。

**15.1.1** 填土高度小于  $3 \text{ m}$  时,在列车动荷载作用下,桩网结构柔性加筋垫层由于受到动力作用而变得复杂,目前还缺乏相应的研究。因此,填土高度小于  $3 \text{ m}$  时不宜采用钢筋混凝土桩网结构。对于填土高度小于  $3 \text{ m}$  的地段,宜采用桩筏结构。

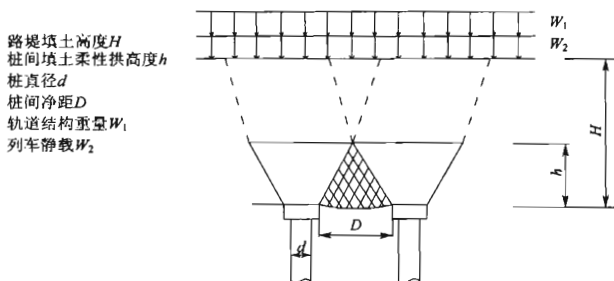
**15.1.2** 桩网结构在桩顶设置扩大的桩帽,可避免桩顶的刺入破坏,有利于荷载向桩集中,以便更充分发挥桩的承载作用,同时也可以改善桩顶部加筋垫层受力。桩筏结构,在实际工程实践中也有桩基与筏板直接刚性连接的,其中筏板也有方格状的格构形式,其与建筑工程中常用的桩—承台(筏板)基础类同,结构受力相对复杂,铁路路基地基处理很少采用该种形式。故本条针对铁路采用的桩网结构、桩筏结构形式给出桩网结构、桩筏结构的定义,强调桩网结构在桩顶设置桩帽,桩筏结构在桩基与筏板之间设置垫层。

**15.1.3** 钢筋混凝土桩,从施工工艺首先可分为灌注桩和预制桩两类。灌注桩一般采用机械成孔后灌注施工,预制桩则可采用振动或锤击(统称打入)施工,也可采用静压法施工。预制桩,目前建工部门主要采用预应力空心管桩。

**15.1.4** 根据建工部门的经验,对于单一无硬壳层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,要注意采取加强桩网(桩筏)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,应通过现场试验确定其适用性。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。

**15.2.1** 钢筋混凝土桩网结构,其工作原理与柔性桩复合地基不同。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，直至受到加筋筋材的约束以及桩间土的抵抗而趋于平衡、稳定。4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筋材共同承担，其中部分通过加筋筋材传递至刚性桩上，如说明图 15.2.1 所示。



说明图 15.2.1 桩网结构路基工作原理示意图

很明显，桩净间距  $D$  越小，填土柔性拱高度  $h$  越小。在桩顶设置扩大的桩帽，可保持桩净间距  $D$  不变而增大桩间距。

对于填土高度大于填土柔性拱的路堤，只有 4 桩之间填土柔性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。

由西南交通大学完成的室内模型试验表明，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%，桩与桩间土所承受填土荷载作用力的比例约 9:1，即桩上荷载分担比达到 90%。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,桩上荷载分担比达到90%以上。

因此,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。

**15.2.2** 预应力混凝土管桩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)和预应力混凝土薄壁管桩(代号PTC)。铁路地基处理可选用预应力混凝土管桩(代号PC)或预应力混凝土薄壁管桩(代号PTC)。预应力混凝土薄壁管桩直径一般采用30~50 cm,壁厚5~6 cm。桩间距宜为桩径的3~5倍,系建工部门的经验。

**15.2.3** 钢筋混凝土桩网或桩筏结构可能出现以下几种破坏形式:(1)由于单桩承载力不满足要求而出现下沉;(2)桩网或桩筏结构地基发生整体下沉超出设计控制值;(3)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或桩筏结构可能出现的几种破坏形式,设计应进行相应控制。为防止出现破坏模式1,桩网或桩筏结构的桩必须具有承受荷载的承载能力,即必须进行单桩承载力检算。在满足单桩承载力的情况下出现破坏模式2,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或桩筏结构,必须检算地基沉降。对于桩网结构,应避免出现结构失稳破坏,依据桩网结构整体稳定性作好桩顶加筋垫层的设计十分重要。

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,还应进行桩网结构整体稳定性的检算。

**15.2.4** 如前所述,由于桩网结构桩顶柔性加筋垫层、桩筏结构

桩顶与筏板间碎石垫层的调节作用，桩间土实际会受到一定荷载的作用。西南交通大学完成的室内模型试验以及京沪高速铁路等现场试验表明，桩网或桩筏结构的桩承受填土荷载的比例在 90% 以上。对于以控制地基沉降变形为主要目的的桩网结构地基，为充分发挥桩的承载作用，桩网或桩筏结构单桩承载力检算公式中，引入了单桩承载力发挥系数，其含义是：桩与桩间土荷载分担比采用 9:1，单桩承载力按照承受 90% 的填土荷载进行设计。

### 15.2.5

#### (1) 桩网或桩筏结构桩端刺入变形

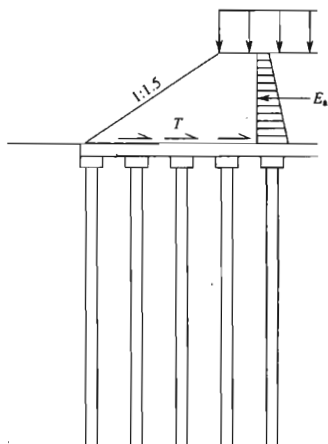
桩网或桩筏结构加固区沉降包括桩身压缩量  $S_{sp1}$  及桩端刺入变形  $S_{sp2}$ ，即  $S_{pl} = S_{sp1} + S_{sp2}$ 。其中桩端刺入变形  $S_{sp2}$ ，目前尚无相应计算的公式，但可以根据单桩载荷试验  $P-S$  曲线或地区经验取值。从单桩载荷试验  $P-S$  曲线图上很容易得到对应单桩容许承载力的桩顶沉降值，该值可以认为即是加固区沉降，可以推导出桩端刺入变形  $S_{sp2} = S_{pl} - S_{sp1}$ 。

#### (2) 下卧层的附加应力计算

下卧层的附加应力计算方法有：(1) Boussinesq 法，(2)  $L/3$  法；(3) 应力扩散法。应力扩散法在实际应用中扩散角等参数难以确定， $L/3$  法计算时将下卧层提高到桩以上  $1/3$ ，其计算沉降值中包括了桩端刺入变形部分，因此，本规定建议优先采用 Boussinesq 法。

附录 D 中对刚性桩沉降计算法还列入了桩基础法和  $L/3$  法。需要注意的是，桩基础法和  $L/3$  法计算的是总沉降，有关桩身压缩量和桩端刺入变形已在计算方法中考虑。

**15.2.6 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硬壳层的流塑状淤泥或淤泥质土地层时，应根据具体情况对桩网结构整体稳定性进行验收检算。桩网结构应进行整体稳定性检算，桩网结构地基路堤侧向滑动稳定按下式检算（说明图 15.2.6—1）：**



说明图 15. 2. 6—1 桩网结构地基路堤侧向滑动稳定检算

$$T_1 \geq E_a - f \quad (\text{说明 15. 2. 6—1})$$

$$E_a = 0.5\gamma h^2 K_{ah} + PK_{ah}h \quad (\text{说明 15. 2. 6—2})$$

$$f = 0.5\gamma h^2 m \tan \varphi_p \quad (\text{说明 15. 2. 6—3})$$

式中  $T_1$ ——加筋垫层加筋体设计拉力 (kN/m)

$E_a$ ——路堤主动土压力 (kN/m)

$f$ ——加筋垫层设计拉力 (kN/m)

$\gamma$ ——路堤土体容重 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$ ——路堤高度 (m)

$K_{ah}$ ——主动土压力系数;

$P$ ——上覆荷载 (kN/m)

$m$ ——路堤边坡坡度;

$\varphi$ ——地基土摩擦角 (°)

$p_s$ ——加筋垫层中格栅网格内面积与地基总面积的比值。

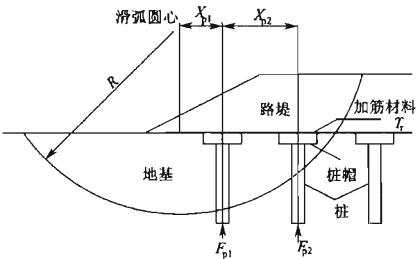
根据路堤侧向滑动作用力, 可以检算单桩横向承载力是否满

足要求。对与不满足要求者，应采取加强桩顶横向联结或加强地基处理的措施。

对于桩网结构的整体稳定性，英国 BS8006 规范推荐了一种计算方法。该法仍采用传统的圆弧滑动法进行稳定检算（说明图 15.2.6—2），分析中采用有效应力指标，考虑孔隙水压力的作用。但如果进行短期稳定性分析，则应采用不排水指标。为了确保路堤稳定，该规范要求滑弧抗滑和下滑力矩应满足下列要求：

$$M_D \leq M_{RS} + M_{RP} + M_{RR} \quad (\text{说明 } 15.2.6-4)$$

式中  $M_D$ ——下滑力矩；  
 $M_{RS}$ ——桩间土抗滑力矩；  
 $M_{RP}$ ——桩体抗滑力矩；  
 $M_{RR}$ ——加筋材料抗滑力矩。



说明图 15.2.6—2 BS8006 规范桩网结构稳定性计算图式

BS8006 规范法分析桩网结构路堤稳定性的思路是将桩、加筋材料及桩间土的抗滑力矩分别计算，三者叠加后与下滑力矩进行比较。基于该规范的思路，桩网结构的稳定系数可采用下式计算：

$$F_s = \frac{M_{RS} + M_{RP} + M_{RR}}{M_D} \quad (\text{说明 } 15.2.6-5)$$

$M_{RS}$  和  $M_D$  采用常规的圆弧分析法计算即可。 $M_{RP}$  和  $M_{RR}$  可按



说明式 15.2.6—6 和 15.2.6—7 进行计算。

$$M_{RP} = \sum_{i=1}^n F_{pi} X_{pi} \quad (\text{说明 15.2.6—6})$$

式中  $X_{pi}$ ——桩  $i$  中心线距滑弧圆心的水平距离；

$F_{pi}$ ——桩  $i$  单桩处理面积内的路基荷载；

$n$ ——滑弧内桩的总数。

$$M_{RR} = T_r Y \quad (\text{说明 15.2.6—7})$$

式中  $Y$ ——加筋材料距滑弧圆心的竖向距离；

$T_r$ ——加筋垫层的最大张拉力，按主动土压力  $T_r = 0.5K_a\gamma H^2 + q_a K_a H$  计算。其中， $K_a$  为主动土压力系数， $q_a$  为路堤表面均面荷载， $\gamma$  为填土容重， $H$  路堤高度。

**15.2.7** 根据西南交通大学完成的室内模型试验，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% 时，桩与桩间土所承受填土荷载作用力的比例约 90%。为充分发挥桩的承载作用，故规定桩网结构桩顶的桩帽面积占加固地基面积的比例应不小于 25%。

**15.2.8** 关于桩网结构加筋垫层设计方法，国内外均有相关研究成果。国内中铁二院、西南交通大学结合遂渝线无砟轨道桩网结构路基开展了柔性拱模型试验和现场测试研究；中国铁道科学研究院对桩网结构路基柔性拱问题进行了系统的理论和试验研究，并在总结国内外研究成果的基础上初步提出了我国无砟轨道桩网结构路基柔性拱设计方法。国内外有关柔性拱分析方法如下：

#### (1) 关于桩网结构路基柔性拱分析模型

目前国内外用于分析土拱效应的模型主要有：Terzaghi 土拱模型、基于 Marston 理论的土拱模型、楔形土拱模型、金字塔形土拱模型、Hewlett&Randolph 半球形土拱模型等。

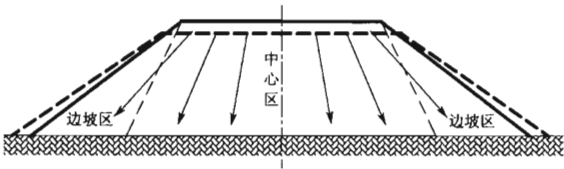
#### (2) 竖向荷载作用引起的加筋垫层加筋体拉力计算方法

对于加筋体拉力的计算，一般采用索膜理论。索膜元件本身

只能受拉，不能受压和承受弯矩，这使得索膜结构的设计计算与具有刚度的杆件有很大的不同。主要有 Catenary 法、Carlsson 法、SINTEF 法等。

(3) 边坡推力效应引起的加筋体拉力计算方法

对于桩网结构路基中的加筋体而言，不仅受到由路基自重和交通荷载引起的竖向荷载，而且还承担边坡处侧向推力效应引起的水平力，如说明图 15. 2. 8 所示。目前对于边坡推力效应引起的加筋体拉力计算方法主要有 Kempfert 法、Love 法、Geduhn/Vollmert 法等。



说明图 15. 2. 8 路基边坡推力示意图

(4) 国外桩网结构路基加筋网垫的计算方法

近十年来，英国、北欧、德国和日本先后建立了相应的桩网结构路基加筋网垫计算方法的规范或手册。

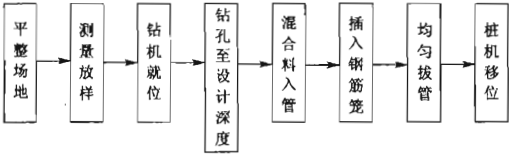
(5) 中国铁道科学研究院提出的桩网路基加筋网垫计算方法

中国铁道科学研究院叶阳升等通过数值分析、现场填筑和室内模拟试验对加筋网垫在桩网结构路基中的作用机理进行了大量研究工作，并根据格栅变形特点，提出了加筋网垫的计算方法。

国内在遂渝、温福铁路对加筋垫层筋材受力和变形进行了实测，筋材受力较小。对于有限桩间距且设置了扩大桩帽的桩网结构，有关研究及现场实测均表明其加筋垫层受力较小，故本规程从方便设计角度，仅对加筋垫层材料作了基本的技术要求。

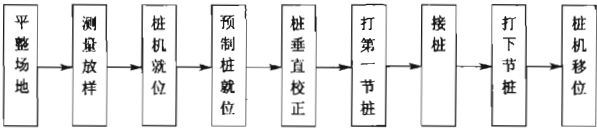
**15.2.9** 桩筏结构的桩顶设置碎石垫层，太薄不能起到调节作用，太厚则桩顶存在较大刺入变形的可能，同时也不经济。根据以往的工程经验，厚度规定为 0.2 ~ 0.3 m。工程实践表明，桩顶柔性加筋垫层采用中粗砂时，难以压实，在填土施工中容易出现加筋破损，因此规定采用碎石垫层。

**15.3.4** 根据武广高速铁路的经验，采用机械成孔灌注桩法，有条件时宜采用长螺旋成孔、孔内泵压混凝土灌注工艺，施工流程见说明图 15.3.4。但当加固范围内夹有卵石层、姜石层及桩端为岩层等成孔困难时，宜采用冲击钻机成孔灌注法。



说明图 15.3.4 长螺旋成孔、管内泵压混凝土灌注工艺流程图

**15.3.5** 对于环境噪声敏感的区域，采用预制桩时宜选用振动法或静压法施工。施工流程见说明图 15.3.5。



说明图 15.3.5 预制桩锤击或振动施工工艺流程图

**15.3.8** 为避免桩顶受力不均匀，钢筋混凝土桩（群）桩顶高程差应严格控制，一般应不大于  $\pm 2\text{ cm}$ 。

**15.3.10** 桩网结构桩顶的柔性加筋垫层是一种受力结构，因此，要求对土工格栅的连接应牢固，连接强度不低于设计抗拉强度。

**15.3.11** 因施工不当造成桩歪斜的工程事故时有发生，施工中对此应高度重视，应采取有效措施，防止集中加载造成桩歪斜。

**16.1.1** 桩板结构适用于沉降控制困难的深厚层软弱地基、湿陷性黄土地基的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。在桥隧之间短路基和道岔区路基，由于不同结构物刚度差异大，不均匀沉降控制困难；岩溶和采空区路基易产生变形甚至塌陷，也可采用桩板结构形式通过。由于桩周土体对桩基的侧向抗力，桩板结构纵横向刚度大；因桩基竖向穿透松软土层，桩板结构可严格控制高速铁路路基工后沉降；可与上部无砟轨道结构较好匹配、合理衔接，适应高速行驶；路基土体可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。

**16.1.2** 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，郑西客专、武广客专、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。

**16.2.1** 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应力求简洁实用，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，可结合路基填挖高度和地形地质情况等择优选择。挖方地段及既有路基加固地段宜采用非埋式，低矮路基地段宜采用非埋式及浅埋式，低填方地段宜选用深埋式。

**16.2.2** 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，因此应根据结构的特性，

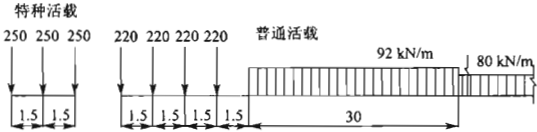
考虑各种荷载同时作用的多种可能性进行适当的组合，就其可能的最不利组合情况对桩板结构进行分析与计算。

离心力应根据铁路等级及行车速度进行计算。当旅客列车设计行车速度 $\leq 160\text{ km/h}$ 时，离心力按水平向外作用于轨顶以上 $2.0\text{ m}$ 处；旅客列车设计行车速度 $\geq 200\text{ km/h}$ 时，离心力按水平向外作用于轨顶以上 $1.8\text{ m}$ 处。

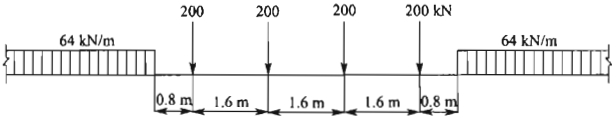
横向摇摆力取 $100\text{ kN}$ ，作为一个集中荷载取最不利位置，以水平方向垂直线路中心线作用于钢轨顶面。

制动力或牵引力应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，制动力或牵引力应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。

铁路列车竖向静荷载应根据铁路等级和速度目标值采“中-活载”或ZK活载。当旅客列车设计时速 $\leq 160\text{ km}$ 、货物列车时速 $\leq 120\text{ km}$ ，列车竖向活载必须采用中华人民共和国铁路标准荷载，即“中-活载”，见说明图16.2.2—1。设计时速 $200\sim 350\text{ km}$ 客运专线铁路列车竖向静活载必须采用ZK活载，见说明图16.2.2—2。



说明图 16.2.2—1 “中-活载”图式



说明图 16.2.2—2 ZK 标准活载图式

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传经过衰减后传递给承载板，其动力系数可乘 0.8 予以折减。

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可为  $2 \times 10^{-4} \sim 4 \times 10^{-4}$ ，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 2 ~ 0.000 15，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酌减，相当于降低温度 10℃。

**16.2.3 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，可按地基系数法中“M 法”来计算。**

**16.2.4 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，一般不宜采用长度相差过大的桩。**

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宜为线间距。

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。

**16.2.5** 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,设计中应采取必要的构造措施尽量避免应力集中的产生。具体可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。

非埋式桩板结构边跨处承载板与托梁的搭接连接,是桩板结构中最薄弱的部位,宜在接触面上设置高强、耐磨材料,以消除温度应力和列车动荷载冲击作用引起相对位移的不利影响。

**16.3.3** 旋挖钻孔灌注桩宜用于各种土质地层、砂性土、砂卵石层和中等硬度以下基岩;冲击成孔灌注桩除宜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应慎重使用。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、准确度较高、成孔速度快等优点,冲击成孔适用能力强,可用于其他钻机无法钻进的卵石土层和易塌孔地层。

**16.3.6** 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,应适当超过桩顶设计标高0.2~0.3 m,以保证在凿除桩顶浮浆后,桩顶标高符合设计要求。

**16.3.8** 托梁与承载板采用刚结时,为保证施工缝的刚结质量,应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20~25 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。

**16.4.2** 声波透射法检测准确可靠,不受桩长、长径比的限制,可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,应采用声波透射法,可确保检测的准确性

以及经济合理性。当现场组织试验时，其桩长标准可根据试验数据确定。

**16.4.3** 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。

**17.1.1** 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，还可用于既有路基、涵洞等下沉开裂等病害加固治理。按注浆加固机理，可分为充填注浆、劈裂注浆、渗透注浆和挤密注浆等几类。

**17.1.2** 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，制订注浆方案时，应根据工程地质、水文地质条件及工程要求明确注浆处理对象和注浆目的，方案应有针对性，同时注意进行综合效应分析，避免造成不利影响。

**17.1.3** 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，可分为单液浆和双液浆两类；根据浆液性质，一般可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，可在水泥浆液中掺入砂、黏性土、粉煤灰、水玻璃或其他掺和料。在浆液漏失严重且无其他有效堵截措施的情况下，宜选用水泥－水玻璃类双液注浆材料进行堵截处理。

**17.1.6** 因注浆过程中浆液扩散易对周边环境产生影响，注



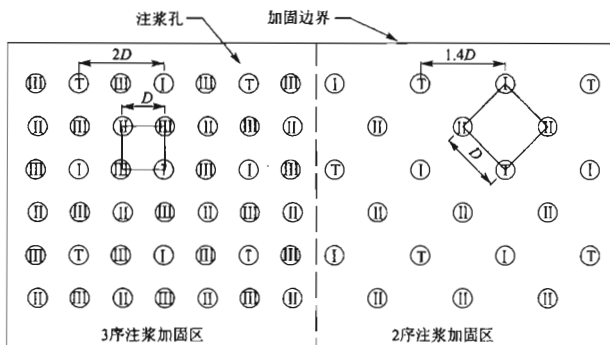
浆施工中应密切注意注浆加固区以外周边环境情况，及时调整注浆工艺，避免造成不利影响。同时，岩溶地面塌陷是覆盖型岩溶区中覆盖层的土颗粒在地下水的作用下通过岩溶通道（溶洞、溶隙）被带走，形成土洞，土洞扩大到一定程度不能自稳时的地质过程。因抽水会加速岩溶通道的潜蚀—运移能力，导致地面塌陷，在有岩溶地面塌陷的建筑物附近 200~500 m 限制抽取地下水是防治岩溶地面塌陷的有效方法。当铁路通过岩溶地面易塌陷区、极易塌陷区时，应在 500 m 范围内限制抽取地下水。

**17.2.2** 根据中铁二院《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》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宜按孔间距由大到小分 2 序或 3 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《铁路工程不良地质勘察规程》（TB 10027—2001）第 8.4 节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序注浆孔间距宜为设计注浆孔距的 1.4~2 倍，兼起先导勘探及注浆加固的作用。视地质条件的复杂程度，可将部分或全部Ⅰ序孔注浆孔作为先导孔，岩溶注浆处理时先导孔一般不宜少于Ⅰ序孔注浆孔的 20%。Ⅱ序孔在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。分序注浆孔的布孔示意图说明图 17.2.2。



说明图 17.2.2 大面积注浆孔平面布置示意图

**17.2.3 岩溶地基加固注浆孔间距**一般采用  $3 \sim 10$  m，设计时应结合溶洞、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应结合溶洞、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，采用注浆时一般为  $3 \sim 5$  m；在针对易发生塌陷的地段采用注浆时，孔间距一般为  $5 \sim 10$  m。处理采空区和大型空溶洞采用充填注浆时一般为  $7 \sim 20$  m。

**17.2.4 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。

目前，在沾昆、浙赣、武广、南广等铁路岩溶整治工程中，按深度进入基岩不少于  $5$  m 的原则进行整治，取得了较好

的整治效果，故本条文要求覆盖型岩溶整治注浆孔深度进入基岩不少于5 m。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，则应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的遗漏。

**17.2.5** 进行充填注浆时，可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，可参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是：

（1）粉煤灰颗粒的细度比水泥还细，及其占优势的球形颗粒，使其比仅含有水泥和砂的浆液更容易泵送。用粉煤灰代替部分水泥或砂，可保持浆体的悬浮状态，以免发生离析，并通过减少沉积来改善可泵性和可灌性。

（2）粉煤灰具有火山灰活性，当加入到水泥中可增加胶结性，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。

**17.3.3** 注浆压力和流量是施工中的两个重要参数，任何注浆方式均应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，可分析地层的空隙，确定注浆的结束条件，预测注浆的效果。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。

**17.3.4** 注浆施工中，浆液除满足注入地层的可注性要求外，还必须具有较好的流动性、沉降稳定性，其结石体应具有一定的强度和黏结力。对水泥类浆液而言，当水灰比较大时，具有浆液颗粒沉降、分选和析水现象，水灰比较小时流动性较差。

目前水泥类浆液可供选用的水灰比有：0.5:1、0.6:1、0.8:1、1:1、2:1、3:1、5:1等，因水灰比大于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，故条文推荐采用0.6:1、0.8:1、1:1、2:1四个比级。

**17.3.5** 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，钻孔注浆应实行探灌结合、信息化施工的原则。

**17.3.8** 为防止邻孔串浆和减少浆液的无效漏失，注浆顺序应按跳孔间隔注浆方式进行，并宜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，注浆宜采用自下而上循环式注浆。当地层松散易垮孔时可采用自上而下分段复钻注浆。当地下水流速较大时，应考虑浆液在水流中的迁移效应，宜从水头高的一端开始注浆。

**17.4.3** 对注浆加固效果的检测与评价，煤炭、冶金、水利等部门都各不相同，铁道部也没有统一的标准。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。

(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,限制了它的大量使用,也为建立在统计数据基础上的定量分析带来一定的困难。

(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、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、对注浆施工前后物性参数变化的对比,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。

1996 年浙赣铁路彬江车站岩溶路基注浆工程和 1998 年浙赣铁路江山 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。特别是彬江工程已历时近 5 年时间,路基状况良好,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。

铁四院与上海铁路局通过试验研究,提出如下岩溶路基塌陷注浆质量面波检测标准,2009 年 9 月 16 日已成为上海铁路局“浙赣线岩溶路基塌陷病害整治研究”科技成果,可作为参考,见说明表 17.4.3—1。

说明表 17.4.3—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 $v$ (m/s)	面波频散曲线	注浆后岩土体 单位吸水量 $\omega$ [L/(min·m·m)]	备注
土层 (路堑)	$v \geq 19.7h + 58.2$	不离散	$\omega \leq 0.33$	(1) 面波检测以速度标准为主, 辅以频散曲线 (2) 压水试验检测孔可按 3% 计, 但每个注浆工点的压水试验检测孔数量不应少于 2 个 (3) 当两种检测方法判定的注浆质量结果不一致时, 应以压水试验检测判定为准
岩层 (路堑)	$v \geq 9.8h + 342.8$	不离散	$\omega \leq 0.42$	
土层 (路堤)	$v \geq 12.0h + 58.7$	不离散	$\omega \leq 0.33$	
岩层 (路堤)	$v \geq 9.8h + 207.8$	不离散	$\omega \leq 0.42$	

注: 面波检测深度  $h \leq 25$  m。

根据《南广铁路岩溶路基防治技术研究》的检测标准研究, 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, 提出了原地面的注浆合格的瞬态面波标准, 见说明表 17.4.3—2。

说明表 17.4.3—2 岩溶注浆瞬态面波法判释标准

类别	判释标准
土	$v_s = 29.273H + 100$
岩石	$v_s = 23.998H + 360$ ( $H < 10$ m) $v_s = 23.998H + 290$ ( $H \geq 10$ m)
岩洞	$v_s = 16.67H + 46$

浙赣检测标准与南广检测细则判释标准分别对测区 908 个检测点进行判释, 判释结果见说明表 17.4.3—3。

说明表 17.4.3—3 不同判释标准对补充检测点的判释结果汇总表

类型	规范推荐判释标准				南广检测细则		总测点数
	路堑公式	不合格率	路堤公式	不合格率	岩洞岩体公式	不合格率	
总不合格点数	111	12.22%	28	3.08%	119	13.10%	908
岩洞不合格点数	106	11.67%	27	2.97%	77	8.48%	908
岩体不合格点数	5	0.55%	1	0.11%	42	4.62%	908

通过对两种不同判释标准的判释结果对比分析得出：

(1) 规范（路堑公式）推荐判释标准判释不合格点中 95.5% 为岩洞不合格点，南广检测细则判释不合格点中 70.6% 为岩洞不合格点，南广检测细则对于岩洞不合格检测点的判释标准低于规范判释标准。

(2) 规范（路堑公式）推荐判释标准判释不合格点中 4.5% 为岩体不合格点，南广检测细则判释不合格点中 29.4% 为岩体不合格点，南广检测细则对于岩体不合格检测点的判释标准高于规范判释标准。

(3) 综合判释结果表明，规范（路堑公式）标准判释不合格点占总检测点 12.22%，南广检测细则标准判释不合格点占总检测点 13.10%。南广检测细则针对南广地区热带岩溶强烈发育现状增加判释技术深度，但并未提高总体判释标准，两者判释的总合格率基本一致。

(4) 对比分析，南广检测细则判释岩溶注浆质量分为岩体判释和岩洞判释两类标准，检测细则判释岩洞不合格结果多于岩体判释结果，对岩溶岩洞重点不良地质体采用适当判释指标，对岩溶区裂隙岩体不良地质体采用稍高判释指标，判释具有不同侧重，能够全面判释地下地质条件。

综合现阶段工程实践，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，应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%，且一般不宜少于 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%，且一般不宜小于 15 m，测线应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。

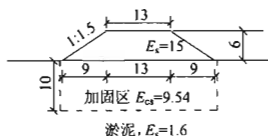
**D.0.2** 等效实体法与当层法的计算参数难以确定，计算结果受人为影响较大，因此本规程未推荐这两种方法。相比其他方法，Boussinesq 法受人为影响较小，因此规程中推荐采用该方法。考虑到目前应力扩散法在实际工程中也有应用，因此规程中也给出了这种方法。此外，规程中也参照日本的相关规范提供了  $L/3$  法，供设计者参考应用。

《复合地基工后沉降计算方法及相关技术标准研究》中针对一算例对 Boussinesq 法和  $L/3$  法以及数值分析法（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。

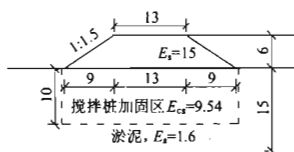
说明表 D.0.2—1 计算参数

断 面	压缩模量 (MPa)			
	路基 (MPa)	地基 (MPa)		
		第一层土 (MPa)		第二层土 (MPa)
		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

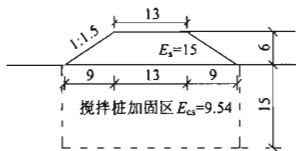




(a) 加固单层地基



(b) 加固双层地基 (桩长=10 m)



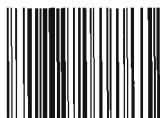
(c) 加固双层地基 (桩长=15 m)

说明图 D. 0. 2 复合地基沉降计算分析简图

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

从表 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, 本规程主要推荐方法 Boussinesq 法的计算结果居中, L/3 法最大。



1 5 1 1 3 3 3 3 3

定 价： 26.00 元