

ICS 93.080
CCS P 66

DB××

广东省地方标准

DB XX/T XX XX-202X

公路路堤软基处理技术标准

Technical Code for Improvement of ground with Soft Clay of Highway

Embankment

(送审稿)

202X-XX-XX 发布

202X-XX-XX 实施

广东省市场监督管理局 发布

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020 给出的规则起草。

本文件由广东省交通运输厅提出并组织实施。

本文件由广东省交通运输标准化技术委员会归口。

本文件起草单位：广东省公路建设有限公司、中国铁建港航局集团有限公司、广东省交通规划设计研究院集团股份有限公司。

本文件主要起草人：吴玉刚、刘吉福、刘事莲、尹敬泽、黄腾、刘增贤、刘慧敏、谭祥韶、徐小庆、薛威、王强、王啟铜、罗旭东、郭灿。

引 言

广东省沿海地区，特别是珠江三角洲广泛分布深厚软土地基，软土具有含水量高、强度低、渗透性差等工程特点，软土地区公路建设面临的主要问题是沉降和稳定问题。相对其他地区，广东沿海地区欠固结软土广泛分布，水网、路网、水塘密布，公路结构物多、路堤高度大；雨季长，路基有效施工时间短。这些因素导致广东省软基路堤面临的沉降和稳定问题更为突出。自上世纪九十年代以来，随着高速公路的大规模建设，针对上述难题，广东实施了 20 余个公路软基试验工程，完成了 30 余项科研课题，形成了一批具有广东特色的公路地基处理经验、技术和成果。

现行行业标准和《广东省建筑地基处理技术规范》未能完全反映广东省公路软基处理特点，也未能反映具有广东特色的实用方法和技术。为推广应用具有广东特色的实用方法和技术、规范广东省公路路堤软基处理，2008~2010年广东省交通运输厅组织制定了《广东省公路软土地基设计与施工技术规定（试用）》，广东省交通运输厅于2011年5月发布实施。2017~2018年，本文件编制组认真总结工程经验和研究成果，深入调查论证，在广泛征求意见的基础上，按照标准编写规则编制了本文件。

本文件主要技术内容是：总则、术语和符号、软土地基勘察、软基处理设计与施工、特殊路段软基处理设计与施工、软基路堤监控。

相对现行行业标准《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》（JTG/T D31-02）、《公路路基设计规范》（JTG D30）等，本文件在现行相关行业标准基础上，针对广东建设条件和特点，主要增加了以下内容：1.就地固化法；2.水载预压法；3.泡沫轻质土路堤法；4.排水固结路堤水平滑动、软土挤出稳定分析；5.卸真空后的稳定分析；6.柔性桩复合地基桩身抗压强度验算及相应的承载力计算；7.复合地基固结度计算；8.考虑桩土作用的刚性桩复合地基承载力计算；9.刚性桩复合地基路堤绕流滑动稳定分析；10.考虑工作垫层影响的刚性桩复合地基沉降计算方法；11.换填轻质土厚度确定方法；12.过渡段长度确定方法；13. 改沟改河、涵洞基坑与路堤关系；14.既有路堤软基处理；15.表观法和拐点法等路堤稳定评估方法；16. 非等载预压路段的卸载标准等。

本文件是针对公路路堤软基处理的规定，未包括强夯、振冲等地基处理方法，因此公路路堤地基处理尚应遵守现行行业相关标准的相关规定。

为增强文件的可操作性，将条文说明直接放在相应条文之后，并以资料性附录形式增加了工程算例。

目 次

1 范围.....	1
2 规范性引用文件.....	1
3 术语和定义.....	2
4 基本规定.....	4
4.1 一般规定.....	4
4.2 稳定分析.....	4
4.3 容许工后沉降和容许沉降.....	4
4.4 方案比选.....	6
4.5 施工要求.....	7
4.6 检测要求.....	8
5 软土地基勘察.....	9
5.1 一般规定.....	9
5.2 平原、三角洲软土地基勘察.....	10
5.3 丘陵区、山区软土地基勘察.....	14
5.4 特殊路段软土地基勘察和调查.....	14
6 软基处理方法.....	15
6.1 一般规定.....	15
6.2 排水固结法.....	17
6.3 换填法.....	44
6.4 柔性桩复合地基法.....	46
6.5 就地固化法.....	60
6.6 刚性桩法.....	65
6.7 泡沫轻质土路堤法.....	84
7 特殊路段软基处理.....	92
7.1 一般规定.....	92
7.2 改扩建路段.....	92
7.3 桥头路段.....	95
7.4 涵洞路段.....	98
7.5 挡土墙路段.....	102
7.6 收费岛路段.....	105
7.7 服务区.....	105
7.8 低路堤路段.....	106
7.9 浸水路段.....	107
7.10 山边倾斜软基路段.....	109
7.11 既有建（构）筑物附近路段.....	109
7.12 滑塌路段.....	111

7.13	开裂路段.....	112
7.14	工后沉降偏大路段.....	115
7.15	泥炭土地基路段.....	116
8	软基路堤监控.....	118
8.1	一般规定.....	118
8.2	施工期监控.....	118
8.3	工后监控.....	125
附录 A	路堤边坡刚性桩弯矩计算简易方法.....	127
	本文件用词说明.....	131

1 范围

本文件规定了广东省公路路堤软基处理勘察、设计、施工、检测、监控等相关内容。

本文件适用于广东省公路新建和改扩建路堤软基处理、既有软土路基病害处治。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

《钢结构焊接规范》GB50661

《软土地基路基监控标准》GB/T 51275

《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497

《混凝土结构设计规范》GB50010

《建筑变形测量规范》JGJ8

《建筑桩基技术规范》JGJ94

《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》JTG/T D31-02

《公路路基设计规范》JTG D30

《高速公路改扩建设计细则》JTG/T L11

《公路工程抗震设计规范》JTJ004

《预应力混凝土管桩技术标准》JGJ/T406

《气泡混合轻质土填筑工程技术规程》CJJ177

《建筑基坑支护技术规程》JGJ120

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1 路基

3.1.1 低路堤 low embankment

填土高度低于路基工作区深度的路堤。

3.1.2 磨菇路 mushroom highway

复合地基桩土不均匀沉降导致路面凹凸不平的道路。

3.2 地基处理

3.2.1 工作垫层 working platform

用作地基处理工作面的垫层。

3.2.2 排水垫层 drainage blanket

用作水平排水通道的垫层。

3.2.3 渗沟 drainage ditch

在地基中设置的用作软土地基排水通道的带状结构。

3.2.4 等载预压 eqall preloading

预压荷载等于路堤荷载、路面荷载、沉降土方荷载之和的预压。

3.2.5 水载预压 water preloading

利用水作为荷载的预压方法，包括水池法和水袋法等。

3.2.6 就地固化 in-situ solidification

利用固化剂对软弱土等土体就地进行固化，从而达到地基处理要求。

3.2.7 柔性桩 flexible pile

由水泥土、石灰土等低黏结强度材料构成的桩体，其单桩竖向承载力通常受桩身抗压强度控制的桩，主要有搅拌桩、旋喷桩等。

3.2.8 刚性桩 rigid pile

由混凝土、水泥粉煤灰碎石、砂浆等等高黏结强度材料构成的桩，其单桩竖向承载力通常不受桩身抗压强度控制的桩，主要有 CFG 桩、素混凝土桩、预制管桩等。

3.2.9 桩帽覆盖率 degree of pile cap coverage

复合地基中桩帽面积与单桩分担面积的比值。

3.2.10 桩土应力比 pile-soil stress ratio

复合地基桩（帽）竖向应力与桩间土应力之比。

3.2.11 桩筏结构 pile-raft structure

由地基、刚性桩、垫层、筏板组成的结构。

3.2.12 桩板结构 pile-planke structure

由地基、刚性桩、筏板组成的结构。

3.2.13 褥垫层 drainage blanket

用于调整桩土应力比的垫层。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 公路路堤软基处理方案应根据路堤情况、地质条件、建设工期、周边环境等因素，结合施工技术水平、工程实践经验等因素，综合分析确定。

4.1.2 公路路堤软基处理应做到技术可行、经济合理、因地制宜、保护环境、节约资源。

4.1.3 公路路堤软基处理应符合国家和行业在安全生产、环境保护等方面的有关规定。

4.1.4 公路路堤软基处理应积极稳妥地采用经试验验证的新技术、新材料、新工艺和新设备。

4.1.5 公路路堤软基处理应满足路堤对稳定性、工后沉降、工后差异沉降等方面的要求。

4.1.6 公路路堤软基处理应坚持动态设计和信息化施工。动态设计应以施工设计图为基础，以补充勘察、试桩结果、试验段成果、施工监控、工程费用等为变更依据。

4.1.7 公路路堤软基处理应加强施工过程质量控制、施工质量检测和路堤监控。

4.2 稳定分析

4.2.1 软基路堤应分析各种可能的破坏模式对应的稳定安全系数，且均应满足要求。

4.2.2 路堤稳定分析方法应与路堤破坏模式相适应。

4.2.3 路堤稳定容许安全系数应与路堤破坏模式、稳定分析方法、抗剪强度指标相对应。

4.2.4 稳定分析时应考虑行车荷载，行车荷载可按满布路面的 20kPa 均布荷载考虑。

4.3 容许工后沉降和容许沉降

4.3.1 新建高速公路、一级公路的涵洞和箱式通道的总沉降不应大于 30cm，二级干线公路的涵洞和箱式通道的总沉降不应大于 40cm。新建公路路基容许工后沉降应符合表 4.3.1 的要求。结构物附近工后差异沉降率不宜大于 0.5%~1%，高速公路、一级路宜取小值。

表 4.3.1 新建公路路基容许工后沉降 (cm)

指标名称	桥台与路基相邻处	涵洞和箱式通道处	一般路段
高速公路、一级公路	≤10	≤20	≤30
二级干线公路	≤20	≤30	≤50

注：1. 二级非干线公路及二级以下公路工后沉降控制标准，经论证后可较二级干线公路适当放宽；
2. 桥式通道按桥头考虑。

条文说明

涵洞、通道总沉降较大时，容易导致通道出现错台等病害，影响其美观和使用。根据日本道路协会《道路土工软土地基处理技术指南》，本条规定的沉降不会导致涵身损坏。

4.3.2 既有公路拓宽路基容许工后沉降符合表 4.3.2 的要求，且既有路基横坡变化不宜大于 0.5%~1%，拼宽路基工后横坡变化不应大于 0.5%~1%，高速公路、一级路取小值。

表 4.3.2 既有公路拓宽路基容许工后沉降 (cm)

指标名称	桥台与路基相邻处	涵洞、通道处	一般路段
高速公路、一级公路	≤5	≤10	≤15
二级干线公路	≤10	≤20	≤30

注：既有路基沉降未完成的公路、二级非干线公路及二级以下公路，经论证后工后沉降控制标准可适当放宽。

4.3.3 收费岛范围内路基容许工后沉降不宜大于表 4.3.1 中对应桥台与路基相邻处的容许工后沉降。

条文说明

收费广场通常采用混凝土路面，收费棚均采用桩基础，路基沉降较大易导致路面开裂，甚至影响收费称重系统、车辆检测感应系统等。

4.3.4 桥头路段路肩挡土墙路基容沉降宜按表 4.3.1 中对应桥台与路基相邻处的容许工后沉降，一般路段路肩挡土墙路基容许沉降宜按表 4.3.1 中对应涵洞和箱式通道处的容许工后沉降。

条文说明

为了避免路肩挡土墙与墙后路基差异沉降导致路面开裂，避免挡土墙倾斜或错台过大，应限制路肩挡土墙路基的容许沉降。

4.3.5 泡沫轻质土路堤沉降不宜大于 10cm。

条文说明

泡沫轻质土属于脆性材料，抗拉应变非常小，因此轻质土路堤对不均匀沉降适应性差。轻质土路堤开裂后极易在路面产生反射裂缝，且修复难度大。工程实践表明，轻质土路堤沉降超过 15cm 就可能开裂。因此，泡沫轻质土路堤沉降不宜大于 10cm。本条文中泡沫轻质土路堤沉降是指泡沫轻质土路堤施工后的沉降。

4.4 方案比选

4.4.1 对路堤底面范围内主要为水塘、沟渠的路段，方案比选时应考虑水塘、沟渠的影响。

条文说明

广东省水塘、沟渠遍布，勘察钻孔通常在塘埂或河岸上，钻孔上部都存在填土、粉质黏土等硬壳层。如果单纯按照钻孔资料，软土深度较大，需要采用深层地基处理；如果从塘底起算，可能只需要垫层预压、渗沟预压、换填、就地固化等浅层处理方法。由于搅拌桩、素混凝土桩、管桩适用深度差别较大，软土深度对复合地基的桩型选择也有影响。

4.4.2 软基处理方案比选应符合下列要求：

1 软基处理方案比选前应调查邻近建（构）筑物的容许沉降、沉降差、位移等，宜收集线路附近既有软土地基路堤设计、施工、监测、维修养护等信息；

2 软基处理方案选择应综合考虑安全、工期、造价、环境影响、结构物设置情况、运营养护等因素，根据公路的功能和等级，兼顾路堤、路面、结构物与地基处理之间的影响，依次按天然地基、排水固结、就地固化、换填、复合地基、桥梁的顺序进行比选，选择因地制宜、经济合理的方案。

3 以下路段应与桥梁方案比选：

- 1) 软土层底面深度大于 30m 且排水固结法不适用的路堤;
- 2) 软土层厚度超过 20m 且路堤高度大于 7m 的路段;
- 3) 用地紧张的非低路堤;
- 4) 相邻桥梁之间软土层底面深度大于 20m 且长度小于 150m 的非低路堤。

4.4.3 软基处理方法选择应符合下列要求:

- a) 天然地基路堤稳定性、工后沉降、工后差异沉降率均符合要求的路段可不进行地基处理, 路床不满足要求时宜对路床部分采取换填、就地固化等措施;
- b) 排水固结路堤稳定性、工后沉降均满足要求, 且周边环境允许的新建路段宜采用排水固结法;
- c) 既有建(构)筑物附近的路基采用管桩、沉管灌注桩、旋喷桩等挤土型桩复合地基时, 应评估对既有建(构)筑物的影响;
- d) 地基处理新方法宜通过试验工程进行验证。

条文说明

b) 工程实践表明, 排水固结法是一种经济、可靠、耐久、环保的地基处理方法, 广州~珠海高速公路等项目软基深厚, 包括桥头、涵洞的全线均采用排水固结法处理, 效果较好。因此, 建议方案比选时优先考虑排水固结法。

4.5 施工要求

4.5.1 施工前应对路基内及其附近不拆迁的管线、建(构)筑物、地形地貌等进行核查, 与设计图纸偏差较大时应提出。

4.5.2 正式施工前应按设计要求进行挖探、试桩或试打等。当地质与勘察报告存在明显出入、试桩不满足设计要求时应提出。

4.5.3 软基路堤、桥梁涵洞、改沟改河的施工顺序安排应避免桥梁位移、路堤滑塌, 减少工后沉降。

4.5.4 软基处理施工顺序应减少对既有建(构)筑物、已施工桩的挤压。

4.5.5 软基处理施工中应进行质量控制和监测，并做好施工记录。软基处理、路堤碾压施工机械宜安装行驶轨迹自动记录仪、施工参数自动记录仪。

条文说明

工程实践表明，地基处理深度、下沉和提拔速度、垂直度等关键施工参数往往控制不理想，导致地基处理质量不理想。

条文说明

a) 复合地基要求测试固结系数的原因：工程实践表明，由于广东水塘遍布，雨季时间长，复合地基工作垫层较厚，复合地基沉降较大。为计算复合地基工后沉降，需要测试固结系数。

未要求测试渗透系数的原因：固结计算采用固结系数，不需要渗透系数；固结系数可以在测试 $e \sim p$ 曲线、压缩模量和压缩指数时得到，不需要另外增加试验项目；工程实践表明，根据渗透系数、压缩模量计算得到的固结系数往往偏大。

4.5.6 软基处理宜整幅施工，不宜半幅施工半幅作为施工便道。

4.5.7 当出现异常情况时，应及时会同有关部门妥善解决。

4.6 检测要求

4.6.1 软基处理施工结束后应按有关规范进行质量检验。

4.6.2 软基处理检测应选择地基处理深度、柔性桩桩身质量、刚性桩承载力等对路堤沉降、路堤稳定性影响显著的检测项目。

4.6.3 软基处理检测点应现场随机选定，检测过程中宜全程视频记录。

5 软土地基勘察

5.1 一般规定

5.1.1 公路路堤软土地基勘察应做好地质调查工作，采用可靠的勘探方法，并进行统计与分析。

5.1.2 软土应根据地形地貌、土样颜色、及表 5.1.2 等进行综合鉴别。天然含水率、天然孔隙比同时符合表 5.1.2 的规定，且静力触探锥尖阻力、十字板抗剪强度、压缩系数至少一项符合表 5.1.2 的规定的黏性土宜定名为软土。

表 5.1.2 软土鉴别指标

特征指标名称	天然含水率 (%)	天然孔隙比	静力触探锥尖阻力 (kPa)	十字板抗剪强度 (kPa)	压缩系数 (MPa ⁻¹)
黏质土、有机质土	≥液限	≥1.0	≤750	≤35	>0.5
粉质土		≥0.9			>0.3

条文说明

快剪内摩擦角实测值受软土扰动程度影响大，可靠性低，因此不将其作为鉴别软土的指标。

5.1.3 公路路堤软土地基勘察应查明或收集：

- a) 公路沿线及其附近气象、地震、地形地貌、地物、古河道等资料；
- b) 地基的地层结构、种类、成因类型、沉积时代；
- c) 地基各土层的物理、力学、化学性质指标；
- d) 地下水类型、埋深、PH 值、水位变化、流动性等；
- e) 临水路基附近的水文资料；
- f) 路堤填料的种类、击实土的重度和抗剪强度指标等。

5.1.4 公路路堤软土地基勘察应以钻探、室内试验、静力触探、十字板剪切试验等为主要勘察手段。

5.1.5 工程地质调绘时，应测量路基及其两侧各 30m 范围内的水塘深度、路基两侧 50m 范

围内的河道水下地形等。

5.2 平原、三角洲软土地基勘察

5.2.1 初步勘察孔布置应符合下列要求：

- a) 二级及以上公路勘察孔纵向间距宜为 200m~300m，地层变化显著的路段应取小值。二级以下公路勘察孔纵向间距宜为 300m；
- b) 沿路基横向软土底面坡度较大的路段应设置勘察横断面；
- c) 控制性钻孔数量不宜少于钻孔总数的 1/5，且每一地貌单元或地质单元、重要工点均应有控制性钻孔。

5.2.2 包含初步勘察孔的详细勘察孔布置应符合下列要求：

- a) 二级及以上公路勘察孔纵向间距宜为 100m~200m，二级以下公路勘察孔纵向间距宜为 200m~300m，地层变化显著的路段应取小值。路堤高度大于天然地基极限填土高度的路段勘察孔纵向间距不宜大于 50m；
- b) 每个桥台、涵洞、通道、挡土墙的勘察孔不应少于 1 个；
- c) 勘察横断面间距宜为勘察孔纵向间距的 2~4 倍。软土厚度或深度变化大时，勘察横断面间距不宜超过 100m；
- d) 控制性钻孔数量不宜少于钻孔总数的 1/3，且每个路段不宜少于 1 个；
- e) 桥头、通道、涵洞、挡土墙、路堤高度大于 5m 的软基路段应布设控制性钻孔。

条文说明

a) 公路路基沿线地质变化大，勘察孔间距过大会导致大量的工程变更，甚至导致路基滑塌、工后沉降过大。适当加密勘察孔是预防此类事情的很好手段。欧美指南勘探孔最密可为 20m~30m。对 50 段滑塌路堤统计表明，大部分滑塌路段长度为 50m~200m，因此，为避免路堤滑塌，对超过极限填土高度的路段建议勘察孔间距不大于 50m。

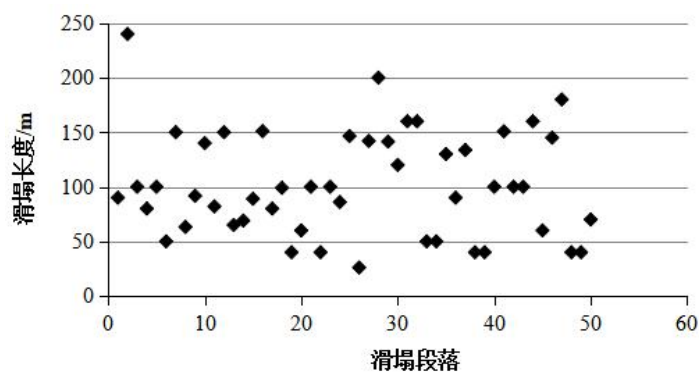


图 5-1 滑塌路堤长度统计

5.2.3 路堤高度大于天然地基极限填土高度的路段，正式施工前静力触探孔、十字板试验孔占勘察孔的比例不宜小于 50%，且每个路段不少于 1 孔。必要时应采用孔压静力触探。宜利用静力触探、十字板试验等原位测试成果获取土工参数。

条文说明

工程实践表明，土工试验得到的软土强度严重偏低，不利于软基路堤设计。静力触探、十字板试验可以较准确地揭示软土的原位强度、软土分层等，且费用较低。因此，建议静力触探、十字板试验孔占勘察孔的比例不少于 50%。

5.2.4 勘察孔深度应符合下列要求：

- 控制性钻孔应进入全风化或强风化岩层或深度大于 60m；
- 其他钻孔应穿透软土层后进入硬土层不少于 5m 或深度大于 40m；
- 静力触探孔、十字板试验孔应穿透软土层或深度大于 40m。

5.2.5 用于土工试验的软土取样应符合下列要求：

- 地面以下 20m 内宜沿深度每 2m 取一组样品，20m 以下可每 3m 取一组样品；
- 软土取样应利用薄壁取土器采用压入法，极软淤泥宜采用固定活塞式取土器，取土器长度应大于 500mm；
- 土样应密封后置于防振的样品箱内，不应平放和倒置，不宜长期存放。

5.2.6 土工试验应符合下列要求：

- 初步设计阶段软土宜测试表 5.2.6 中所有指标，施工图阶段应根据采用的软基处理方法按表 5.2.6 规定确定软土测试指标；

表 5.2.6 软土测试指标

序号	指标	部分换填	排水固结	柔性桩或就地固化	刚性桩
1	天然含水率	√	√	√	√
2	天然重度	√	√	√	√
3	颗粒比重	√	√	√	√
4	天然孔隙比	√	√	√	√
5	塑限	√	√	√	√
6	液限	√	√	√	√
7	塑性指数	×	×	√	×
8	液性指数	√	√	√	√
9	e~p 曲线	√	√	√	√
10	压缩模量	√	√	√	√
11	压缩指数	√	√	√	√
12	回弹指数	×	√	□	×
13	前期固结压力或 OCR	×	√	√	√
14	固结系数	√	√	√	√
15	次固结系数	√	√	□	□
16	直接快剪黏聚力	√	√	√	√
17	直接快剪内摩擦角	√	√	√	√
18	固结快剪或固结不排水剪黏聚力	×	√	□	□
19	固结快剪或固结不排水剪内摩擦角	×	√	□	□
20	有效黏聚力	×	√	□	□
21	有效内摩擦角	×	√	□	□
22	剪切破坏时的孔压系数	×	√	□	□
23	十字板强度或静力触探锥尖阻力	√	√	√	√
24	水对混凝土的腐蚀性	×	×	√	√
25	有机质含量	×	×	√	×

备注: 1. √表示应测试项目, □表示宜测项目, ×表示不测项目;

2. 静力触探、十字板试验数量较多时, 可减少直接快剪试验数量;

3. 真空联合堆载预压宜测试超固结土的抗剪强度, 获取强度增长参数。

b) 软土前期固结压力试验加载等级宜为 6.25kPa、12.5kPa、25kPa、50kPa、100kPa、200kPa;

c) 对桥头、通道、涵洞、挡土墙、既有路基拓宽路段, 可塑、软塑的黏土、粉质黏土应测试压缩指标、固结系数, 路堤高度大于 8m 的路段尚应测试抗剪强度指标;

d) 直接快剪试验宜在前期固结应力下固结后再进行直接快剪试验;

e) 软土固结快剪试验的最小固结压力应大于软土前期固结应力, 固结时间宜为小于 24 小时。固结快剪内摩擦角平均值小于 12°时应采用测试有效内摩擦角;

f) 勘察报告应提供压缩试验和抗剪强度试验的相关曲线、无侧限抗压试验和三轴试验试

验后的土样照片、土工试验成果表等，排水固结法尚应提供前期固结压力、压缩指数、固结系数等参数的推荐值。

条文说明

a) 复合地基要求测试固结系数的原因：工程实践表明，由于广东水塘遍布，雨季时间长，复合地基工作垫层较厚，复合地基沉降较大。为计算复合地基工后沉降，需要测试固结系数。

未要求测试渗透系数的原因：固结计算采用固结系数，不需要渗透系数；固结系数可以在测试 $e \sim p$ 曲线、压缩模量和压缩指数时得到，不需要另外增加试验项目；工程实践表明，根据渗透系数、压缩模量计算得到的固结系数往往偏大。

软土从地基中取出后经历应力释放，在试验压力达到前期固结压力前均为超固结土，因此直接快剪强度指标实质是超固结土的强度指标。利用直接快剪强度指标和前期固结压力时可以近似等到其原位抗剪强度。

c) 工程实践表明，路基高度较大时，不属于软土的黏质土、粉质土下卧层产生的工后沉降往往占了较大比例，也可能产生稳定问题，因此，对上述位置处的不属于软土的黏质土和粉质土，也应测试对路堤稳定、沉降和固结有影响的物理力学指标。

d) 直接快剪试验的目的是测试软土的原位抗剪强度。钻孔取土、运输、制样过程对土体结构扰动较大，导致根据直接快剪指标得到软土原位抗剪前度严重偏低，计算的路堤稳定安全系数与工程实际差别较大。为克服上述缺点，建议根据固结试验测定软土的前期固结压力，在前期固结压力下固结后再进行快剪，以提高软土原位抗剪强度的准确性。

5.2.7 试验结果应按工程地质单元、路段及层位分别进行统计，样本数量应满足统计数量的要求。

5.2.8 设计阶段未完成的勘察孔应在地基处理正式施工前完成。

条文说明

大量工程实践表明，勘察设计阶段有不少勘察孔难以实施，需要在征地拆迁完成，甚至施工便道完成后方可实施。未完成的勘察孔可能影响地基处理设计参数甚至设计方案，因此应在地基处理正式施工前完成。

5.3 丘陵区、山区软土地基勘察

5.3.1 包括初步勘察孔的详细勘察孔间距应符合下列要求：

- a) 当谷地或地质单元不长于 200m 时，沿路线方向勘察孔不应小于 2 个、勘察横断面不应少于 1 个；
- b) 当谷地或地质单元超过 200m 时，沿路线方向勘察孔间距不应大于 100m，勘察横断面不应少于 2 个；
- c) 当沿路线横向地质变化大时，勘察横断面应在线路外布置 1~2 个勘察孔。

5.3.2 勘察孔宜进入全风化或强风化层岩层不少于 1m。

5.3.3 丘陵区、山区软土土工试验应符合本文件第 5.2.5 条的要求。

5.3.4 施工图设计阶段，每个谷地、每个地质单元应单独提供平面图、地质剖面图和物理力学参数统计值。

5.3.5 施工前应利用挖探等手段查明软土空间分布。需查明软土强度时，宜采用静力触探、十字板试验等手段进行测试。

5.4 特殊路段软土地基勘察和调查

5.4.1 特殊路段软土地基的勘察和调查应符合第 7 章的相关要求。

6 软基处理方法

6.1 一般规定

6.1.1 软基处理计算分析应符合下列要求：

- a) 软基处理计算分析应根据地质情况、路堤高度、地基处理方案等分段进行，分段长度宜为 100~200m，路堤高度超过极限高度的路段、桥涵附近的路段不宜超过 50m。相邻桥涵之间分段数量不应小于 1 段；
- b) 软基路堤应进行稳定分析、工后沉降计算；
- c) 桥头路堤应进行纵向稳定分析，并应考虑桥下河涌对路基稳定性的影响，不应考虑桩的抗滑作用；
- d) 深厚软基路堤沉降计算应考虑地基中已有填土产生的沉降。

条文说明

b) 涵洞、通道是路基中的小型结构物，被两侧路基夹持着，其设计目标是不滑塌，且其沉降与两侧路基协调一致。如果涵洞、通道两侧的路基稳定安全系数大于规范值，涵洞、通道因承载力不足而导致其滑塌的可能性很小。如果涵洞、通道工后沉降很小，而其两侧路基工后沉降较大，则行车舒适性较差，甚至出现跳车现象。对于排水固结后反开挖施工的涵洞、通道，由于预压后软土还是软土，其承载力通常不大于 70kPa，如果按照涵洞、通道处路堤荷载集度提承载力要求，则几乎所有反开挖施工的涵洞、通道地基承载力都不满足设计要求。但是江中高速公路、广珠西线一期、西部沿海高速公路近百个涵洞、通道均是采用排水固结后反开挖施工的，只要预压等载预压至工后沉降小于 20cm，反开挖施工的涵洞、通道均未出现滑塌问题，通车后与路基沉降协调，行车舒适性很好。因此，建议排水固结反开挖涵洞只预压标准（预测工后沉降或沉降速率）要求。

对于复合地基涵洞，如果承载力提的太高，往往导致涵洞、通道与路基沉降不协调，出现跳车现象或离心力增大。对复合地基涵洞、通道，只要涵洞或通道处沉降、附近路基稳定性满足要求，不需要计算涵洞、通道的地基承载力。

c) 软基桥台位移现象较普遍，其中一个重要原因是桥头路堤稳定安全系数不足。提高桥头路堤稳定安全系数有利于减少桥台推移。

d) 深厚软土地基中有些填土可能已经填筑 5~6 年甚至更长时间，其自身的湿陷沉降可能已经完成，但是其导致深厚软基的沉降还远远没有完成。因此，路基工程遇到深厚软土层中的填土层，沉降计算时应考虑地基中填土荷载。广中江高速公路龙溪互通某匝道管桩复合地基沉降计算时未考虑地基中较厚填土荷载，通车后 4 年的工后沉降接近 70cm。

6.1.2 软基处理设计应有地基处理平面图、纵断面图、横断面图等。

条文说明

部分设计资料缺少地基处理平面图、纵断面图，不利于设计审查和施工。

6.1.3 设计应充分考虑深层地基处理施工可行性和便利性，合理确定地基处理工作面高程。深层软基处理设计宜给出工作垫层厚度和宽度、桩或竖向排水体的顶面标高。

条文说明

工作垫层通常不属于设计范畴。广东省水塘遍布、雨季时间长。雨季地基处理施工时，为避免积水影响施工，通常需要将水塘填平后再施工。因此设计确定处理深度、计算地基处理工程量时需要将这部分考虑进去，以免施工单位按照设计长度施工导致处理深度不足。对于刚性桩复合地基，稳定分析、沉降计算时也应考虑这种情况的影响，因为桩帽以下路堤填土可能占到路堤高度的 1/3~1/2。

6.1.4 公路软基路堤施工顺序应满足以下要求：

a) 互通范围内，采用排水固结、柔性桩复合地基的路堤，应先进行地基处理和路堤填筑，然后再施工附近桥梁；采用挤土型刚性桩复合地基的路堤应先进行地基处理，再施工附近的桥梁；

b) 桥头路堤填筑完毕且水平位移完成后且填土后不少于 15d，方可施工桥台桩基。桩基施工时不应减少路堤土，推算工后沉降小于 10cm 时方可施工桥台；

c) 存在改沟改河的路段，应先改沟、改河，后进行地基处理和路堤填筑；

d) 主线复合地基采用挤土型桩、辅道或匝道采用复合地基的路段，应先进行主线地基处理，然后进行辅道或匝道地基处理；

e) 涵洞采用复合地基时，涵洞及其两侧 20m 范围内路堤应在涵洞底板施工后再填筑；

f) 刚性桩复合地基与排水固结联合应用时，应先施工排水板或袋装砂井，然后填筑 0.5m

路堤土，最后施工刚性桩；

g) 浆喷搅拌桩复合地基与排水固结联合应用时，应先施工搅拌桩，再施工排水板或袋装砂井；粉喷搅拌桩复合地基与排水固结联合应用时，应先施工排水板或袋装砂井，再施工搅拌桩；

h) 复合地基挤土型桩应由路基中间向两侧施工，由既有建（构）筑物、地下管线向远处施工，由既有沟渠向远处施工，由桥台向远处施工；

i) 复合地基宜采用后退式施工，避免施工机械挤压已施工的桩。

6.1.5 施工调查和反馈应符合下列要求：

a) 施工前应测量上跨路基的电线、桥梁下面的净空，并根据净空和施工安全规定合理选择施工机械。实测净空与设计图纸偏差较大时应提出；

b) 施工前应核实路基范围内的地下管线、构筑物，并按要求采取迁改、保护等措施；

c) 施工前应踏勘查明或测量路基及其两侧 30m 范围内的地形、地貌、标高、地物等。现场情况与图纸存在明显差别或影响施工时，应提出；

d) 正式施工前应按设计要求进行挖探、试桩或试打等；

e) 当试桩不满足设计要求、地质与勘察报告存在明显出入、路基两侧 30m 范围内存在开挖或堆载作业、周围建（构）筑物出现异常等情况时应提出。

6.2 排水固结法

6.2.1 建（构）筑物与路堤坡脚的距离小于软土厚度的 2.5 倍时，宜评估路堤排水固结对建（构）筑物的影响。距离加固区 20m 内存在建（构）筑物时不宜采用真空联合堆载预压。

条文说明

根据日本道路协会《道路土工软土地基处理技术指南》，路堤外产生沉降的宽度与软土厚度接近，滑塌或即将滑塌的路堤坡脚外水平位移影响宽度与软土厚度的比值见表 6-1。

表 6-1 路堤坡脚外水平位移影响范围

路堤底宽/软土厚度	1	2	4	6	8	10	12
影响宽度/软土厚度	0.7	1.3	1.8	2.4	2.7	3.0	3.3

稳定性较差的路堤软土厚度通常较大，路堤堤宽与软土厚度的比值通常小于 6，因此建议

建（构）筑物与路堤坡脚的距离小于软土厚度的 2.5 倍时评估路堤排水固结对建（构）筑物的影响。

6.2.2 排水固结法选用应符合下列要求：

- a) 排水固结法宜用于建设工期大于 2 年的项目；
- b) 新近填土或工作垫层较厚的软基路段、软土欠固结程度较大的路段宜采用排水固结；
- c) 排水固结法适用路堤高度应根据稳定分析、工后沉降计算确定；
- d) 排水固结类型宜按表 6.2.2-1 选择，预压荷载类型宜按表 6.2.2-2 选择，且应进行稳定分析、工后沉降计算。

表 6.2.2-1 排水固结适用条件

排水固结类型	适用条件
直接预压法	低路堤，或者地表有硬土层且软土层最大排水距离小于 2m
垫层预压法	地表无硬土层，低路堤或软土层最大排水距离小于 2m
渗沟预压法	低路堤，或者地表有厚度小于 2m 的非强透水硬土层，且软土层厚度小于 2m，软土层下面为强排水层时软土厚度可增大至 4m
竖向排水体预压法	桥头、涵洞路段软土层底面深度小于 20m；一般路段软土层底面深度小于 30m

表 6.2.2-2 预压荷载适用条件

预压荷载类型	适用条件
土载	路堤稳定性满足要求，土源充足
水载	路堤稳定性满足要求，预压荷载不大于 30kPa，不需用作运输、制梁、架梁等场地的路段，水源较近
真空	道路两侧 20m 范围没有对沉降、位移敏感的建（构）筑物
降水	软土层上部、地下水位以下的粗粒土层厚度不小于 4m

条文说明

b) 新近填土较厚的软基路段、软土欠固结程度较大的路段存在较大的未完成沉降，采用刚性桩可能导致桩帽下脱空，采用柔性桩费用较高，宜用排水固结法。如果路堤高度超过排水固结适用范围，可以采用排水固结与复合地基联合应用、先排水固结后复合地基、先排水固结后轻质路堤等方案。

c) 堆载预压是相对真空联合堆载预压的，包括竖井预压法、渗沟预压法、垫层预压法等。真空联合堆载预压属于超载预压的范畴，减少工后沉降效果较明显，提高排水固结路堤适用高度的作用与软土厚度和压缩性有关，软土深厚、压缩性大时，提高路堤适用高度的作

用较小。

真空预压用于路堤工程有以下两种情况：

1) 卸真空时地基各处的有效附加应力均小于堆载对应的附加应力。该种情况下，地基最终沉降等于堆载对应的最终沉降，地基土最终抗剪强度增量等于堆载对应的最终抗剪强度增量，真空预压的作用是缩短工期，对路堤最终稳定性没有作用。

2) 卸真空时地基部分区域有效附加应力大于堆载对应的附加应力。该种情况下，有效附加应力大于堆载对应的附加应力的区域压缩量大于堆载对应的最终压缩量、抗剪强度增量大于堆载对应的最终强度增量，真空预压的作用是提高路堤最终稳定性，减小工后沉降。

对于第二种情况，由于真空联合堆载预压相对堆载预压增加了沉降土方荷载，因此真空联合堆载预压路堤适用高度与堆载预压路堤适用高度差别不大。对厚度大的超软土地基，真空联合堆载预压路堤适用高度可能与堆载预压路堤适用高度接近。

d) 地基中软土层较薄、软土层与砂砾层互层时，可以采用直接预压法，需要设置水平和竖向排水体。

近几年，竖向排水体施工设备能力得到较大提高，施工深度可以达到 30m。广珠西线高速公路等工程实践和理论分析均表明，适当缩小间距、加大竖向排水体通水量，排水固结适用深度可以增大至 30m。

降水法在国内和日本均有应用，适用于软土层的上部分布有砂层的地基。当软土层有许多水平的薄砂层时，也很有效。降水通常采用井点、深井等。为避免对附近建（构）筑物的影响，需要设置帷幕。

I 堆载预压法

6.2.3 堆载预压设计内容应符合下列要求：

a) 各种排水固结法设计内容应符合表 6.2.3 的要求；

表 6.2.3 排水固结设计内容

排水固结类型	工作垫层	水平排水体	竖向排水体	加筋	反压护道	预压荷载	监控
直接预压法	×	×	×	□	□	√	√
垫层预压法	×	√	×	□	□	√	√
渗沟预压法	□	√	×	□	□	√	√
竖向排水体预压法	√	√	√	□	□	√	√

备注：√表示需要，□表示可能需要，×表示不需要。

- b) 工作垫层设计应包括工作垫层材料、厚度、宽度、技术要求等；
- c) 水平排水层设计应包括水平排水层材料、构造、厚度及技术要求；
- d) 竖向排水体设计应包括竖向排水体类型、截面尺寸、排列方式、间距、深度和处理范围；
- e) 路堤加筋设计应包括加筋材料类型、抗拉强度、延伸率、层数、位置等；
- f) 反压护道设计应包括级数、宽度、高度、地基处理等；
- g) 预压荷载设计应包括预压荷载大小、预压材料、卸载标准等。

6.2.4 地基表层湿软时宜设置工作垫层，工作垫层应符合下列要求：

- a) 工作垫层材料应利于地基处理施工、路堤填筑；
- b) 工作垫层厚度不宜小于 0.5m，与排水垫层厚度之和不宜大于天然地基极限填土高度的 0.5 倍。

条文说明

b) 广东软土以海相沉积的空架结构软土为代表，其灵敏度 S_l 一般为 3~6，个别地区高达 7~9，受扰动后抗剪强度降低显著。深圳~汕头高速公路软土地基试验段淤泥灵敏度 $S_l=3.8\sim6.6$ ，竖向排水体施工后十字板抗剪强度约为天然地基的 43~67%，省内部分路堤袋装砂井还未打完就产生路堤滑塌。工作垫层与排水垫层厚度之和大于地基极限填土高度的 0.5 倍时可能导致地基处理时出现滑塌事故。

6.2.5 水平排水层设计应符合下列要求：

- a) 水平排水层宜采用中粗砂、碎石等材料组成的排水垫层，渗透系数宜大于 $1\times10^{-2}\text{cm/s}$ 。位于路床范围的水平排水层应采用碎石。碎石粒径不宜大于 2cm；
- b) 砂垫层厚度宜为 0.4m~0.6m，碎石垫层可取 0.2m~0.3m；
- c) 砂垫层顶面边缘 2m~3m 应铺设无纺土工布，碎石垫层顶面应铺设无纺土工布；
- d) 砂石紧缺时可采用复合排水垫、排水管、塑料排水板等作为水平排水层，并应采取适当的固定措施；
- e) 水平排水层应伸出超宽填筑后的路堤不小于 1.0m。

条文说明

a) 限制碎石粒径的主要目的是降低竖向排水体的施工难度。

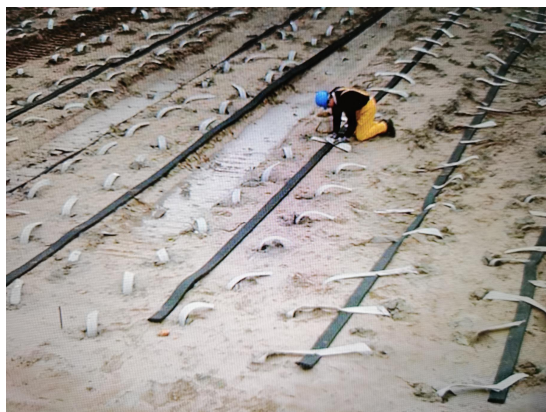
b) 碎石垫层厚度建议取小值，一方面是碎石渗透性好于中粗砂；另一方面是为了降低竖向排水体的施工难度。

c) 碎石垫层顶面铺设土工布的主要目的是避免路堤填土进入垫层层，导致其渗透性降低。

d) 沿海地区砂石料日益紧缺，采用无砂排水垫层有利于降低工程造价。目前，常用的无砂排水垫层有复合排水垫、排水板、排水管等。



(a) 复合排水垫



(b) 排水板



(b) 排水管

图 6-1 无砂排水垫层类型

e) 调查发现不少滑塌路堤的排水垫层被掩埋，证实了确保排水顺畅的重要性。路堤碾压加宽、坡面冲刷、坡脚沉降等均可能导致排水垫层被掩埋，排水垫层设计宽度应同时考虑以上几种因素，根据图 6-2 可得式 (6-1)。

$$W_c = W_b + 2m_s S_e + 2\Delta W + 2 \quad (6-1)$$

式中： W_c ——排水垫层设计宽度 (m)；

W_b ——工作垫层以上的路堤底宽 (m)；

m_s ——设计边坡值 (边坡坡率的倒数)；

S_e ——工作垫层以上的路堤坡脚沉降 (m)。设置工作垫层时, S_e 应减去工作垫层厚度；

ΔW ——保证路堤碾压质量需要的路堤加宽值 (m), 宜取 0.3m。

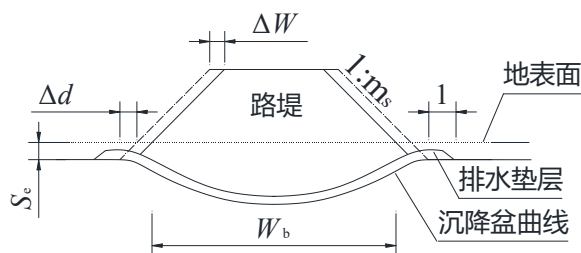


图 6-2 坡脚沉降导致排水垫层加宽示意图

6.2.6 竖向排水体设计应符合下列要求：

- a) 竖向排水板布置宽度宜与排水垫层相同。渗沟布置应利用地形地貌使其排水顺畅；
- b) 竖向排水体可采用塑料排水板或袋装砂井, 处理深度超过 15m 时宜采用塑料排水板。

山区软基可采用渗沟；

- c) 塑料排水板、袋装砂井进入排水垫层的长度不宜小于 0.3m；
- d) 塑料排水板宜采用原生材料制作并可测深度, 宜利用可拔出的金属丝测量排水板深度；

度；

e) 袋装砂井直径宜为 70mm。砂井袋渗透系数不应小于 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$, 抗拉强度和缝合强度不应小于 15kN/m, 有效孔径 O_{95} 应小于 0.075mm；

f) 袋装砂井应采用中粗砂, 中粗砂含泥量不应大于 3%, 渗透系数应大于 $1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ ；

g) 砂沟、碎石沟宽度不宜小于 0.5m, 渗沟进入软土层的深度不宜小于 0.3m；

h) 竖向排水体间距应根据稳定分析和工后沉降计算确定, 袋装砂井、塑料排水板间距宜为 1.1~1.4m, 渗沟净间距不宜大于 3m；

i) 竖向排水体长度应根据稳定分析、工后沉降计算、施工能力等确定。

条文说明

b) 袋装砂井的缺点是施工效率低、需要人工多、井阻大。优点是穿透硬土层的能力强、偷工减料难度大、冲水拔袋法检测可靠性高。因此, 部分地区仍在应用袋装砂井。

d) 可测深排水板有带刻度排水版、测电阻排水板、可拔出金属丝排水板等。工程实践表明，可拔出金属丝排水板检测排水板打设深度简单易行。

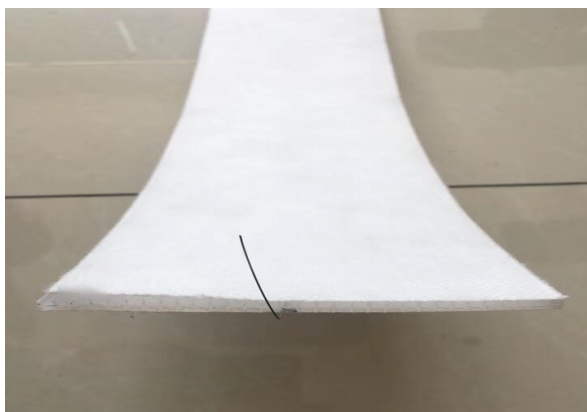


图 6-3 可拔出金属丝排水板

h) 与排水渗沟不同，用于软基的渗沟主要作用是促进渗沟之间软土的排水固结。软土不同固结系数 (cm^2/s) 的 7 天的固结度见图 6-4。可见，渗沟净间距大于 3m 时软土固结度低于排水板 1.6m 间距对应的固结度，严重制约路堤填筑速率，因此渗沟净间距不宜大于 3m。

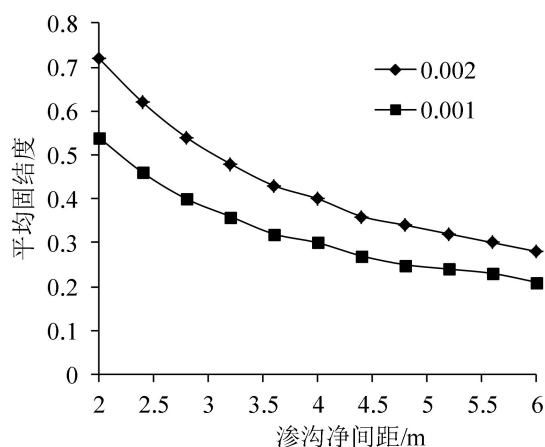


图 6-4 渗沟净间距与平均固结度的关系

i) 高速公路路堤荷载宽度大、荷载大，影响深度通常大于 50m。广珠东线工后分层沉降监测表明，下卧软土层是采用工后沉降的主要地层。对于硬壳层、硬夹层很薄的软基，目前排水板最大施工深度为 35m，袋装砂井最大施工深度为 23m。

6.2.7 加筋设计应符合下列要求：

- a) 桥头路段宜采用双向土工格栅，其他路段宜采用单向土工格栅。土工格栅极限抗拉强度不宜小于 120kN/m，极限抗拉强度对应的延伸率不宜大于 5%；
- b) 加筋材料不宜超过 2 层；

- c) 加筋材料宜铺在排水垫层顶面及其以上，宜全幅铺设，并采用 U 形钉等固定。

条文说明

a) 多个工程实测加筋材料应变均小于 1.5%。为提高加筋材料的利用率，建议极限抗拉强度对应的延伸率不大于 5%。

b) 研究表明，铺设多层加筋材料的软土路堤，路堤滑塌时加筋材料发生渐进性破坏，增加加筋层数对提高路堤稳定性作用有限。

c) 加筋材料不铺在排水垫层中部便于排水垫层一次性铺设。加筋材料在路堤填土中的界面摩擦力及 U 形钉固定等措施足以满足锚固要求。

6.2.8 路堤设置反压护道设计时应符合下列要求：

- a) 反压护道宽度、高度应根据稳定分析确定；

- b) 反压护道高度超过天然地基极限高度时宜分级设置；

- c) 与路堤同步实施的反压护道宜采用排水固结处理；

d) 反压护道顶面高于路堤排水垫层顶面时，反压护道应设置与路堤排水垫层联通的排水垫层或将路堤排水垫层引出。

条文说明

c) 为避免反压护道工后沉降过大对路堤产生影响，与路堤同时实施的反压护道建议采用排水固结处理，使其主要沉降在通车前完成。

6.2.9 排水固结路堤引起附近道路、建（构）筑物的变形超过容许值时应设置隔离措施或调整软基处理方案。

条文说明

排水固结法会导致路堤附近一定范围内产生不均匀沉降和水平位移，真空预压还会导致路堤附近地面出现开裂。排水固结路堤影响范围与软基深度、处理方案等都有关系，影响程度与建（构）筑物类型有关。深圳河治理二期工程距离真空预压区 8m 处最大侧向位移达 335mm，影响范围达 40m。南沙港真空预压工程距离真空预压区 30m 处水平位移和沉降都较明显。京珠高速公路广珠北段真空联合堆载预压路段坡脚沉降 1.1~1.5m，导致距离路堤坡脚

10m 范围的水稻由于长期积水而枯萎。因而应对排水固结路堤的影响范围和影响程度进行评估，必要时采取防治措施。

6.2.10 路堤稳定分析应符合下列要求：

- a) 路堤外 30m 范围内有水塘、河道等低洼区域时，路堤稳定分析应考虑其影响；
- b) 路堤施工期稳定性分析荷载应包括超载、沉降土方荷载等，运营期稳定性分析荷载应包括沉降土方荷载、路面荷载和汽车荷载等。土方位于最低地下水位的部分宜采用浮重度，汽车荷载宜按路面满布 20kPa；
- c) 路堤稳定安全系数宜采用式（6.2.10-1）计算。对底面为饱和黏质土的土条，式（6.2.10-1）中 m_i 宜按式（6.2.10-2）计算，其他土条 m_i 可按式（6.2.10-3）计算；

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i U_i m_i \sec \alpha_i) + \sum \xi_i T_{ri} (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (6.2.10-1)$$

$$m_i = \frac{[4 + K_{0i}(A_{fi} + 1) + K_{ai}(1 - A_{fi})] \tan \varphi_i'}{6[1 + (2A_{fi} - K_{0i}) \tan \varphi_i' \sec \varphi_i']} \quad (6.2.10-2)$$

$$m_i = \tan \varphi_i \quad (6.2.10-3)$$

式中： F_s ——路堤稳定安全系数；

c_i ——第 i 土条底部土的黏聚力（kPa），饱和黏质土取 0；

l_i ——第 i 土条底面长度（m）；

W_i ——第 i 土条竖向荷载（kN）。分子中地下水位以下土体取浮重度；分母中浸润线与最低水位之间土体取饱和重度，最低水位以下土体取浮重度；

U_i ——第 i 土条底面土对应 W_i 的固结度；

m_i ——第 i 土条土的抗剪强度系数；

α_i ——第 i 土条底面与水平线的夹角（弧度）；

ξ_i ——第 i 层加筋拉力折减系数；

T_{ri} ——第 i 层加筋拉力（kN）；

φ_i ——第 i 土条底部土的内摩擦角（弧度）；

φ_i' ——第 i 土条底部土的有效内摩擦角（弧度）；

A_{fi} ——第 i 土条底部土剪切破坏时孔压系数。无试验数据时可取 0.8~1.3，含水率时取大值；

K_{0i} ——第 i 土条底部土的静止土压力系数， $K_{0i} = 1 - \sin \varphi_i'$ ；

K_{ai} ——第*i*土条底部土的主动土压力系数， $K_{ai} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_i'}{2} \right)$ 。

d) 路堤稳定安全系数可采用式（6.2.10-4）计算；

$$F_s = \frac{\sum (c_i l_i + W_i U_i \sec \alpha_i \tan \varphi_i) + \sum \xi_i T_{ri} (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_A^E W_i \sin \alpha_i} \quad (6.2.10-4)$$

式中： c_i ——第*i*土条底部土的黏聚力（kPa），饱和黏质土采用 c_{cu} ；

φ_i ——第*i*土条底部土的内摩擦角（弧度），饱和黏质土采用 φ_{cu} 。

e) 路堤填料的物理力学指标应根据试验资料确定，黏聚力宜结合工程经验确定。无试验资料时，可按表 6.2.10 选用；

表 6.2.10 路堤填料物理力学指标

填料种类	直接快剪黏聚力（kPa）	直接快剪内摩擦角（°）	重度（kN/m ³ ）
细粒土	15~25	15~25	20~21
砂类土	0~5	30~35	19~20
碎石类、砾石类土	5~10	35~40	21~22
不易风化的块石类土	5~10	40	21~22
基层、底基层	40	40	23
面层	40	40	24

注：1. 填料的重度可根据填料性质和压实度等情况适当修正。

2. 全风化岩石、特殊土的抗剪强度指标宜根据试验资料确定。

3. 路堤高度小于 6m 时宜取小值。

f) T_{ri} 宜采用筋材强度力和锚固力中的小者。筋材强度力宜取延伸率 2% 对应的拉力，且不应大于极限抗拉强度的 30%。第一层 ξ_i 应取 1.0，第二层取 0.75，其它层取 0.5；

g) 采用改进总强度法计算的路堤稳定安全系数不应小于 1.2，采用式（6.2.10-1）计算的路堤稳定安全系数不宜小于 1.3。考虑地震力时稳定安全系数宜减少 0.1；

h) 加筋材料拉强度大于路堤边坡范围软土对加筋材料的摩擦力时，按下式计算的路堤局部承载破坏稳定安全系数不宜小于 1.3。

$$F_s = \frac{5.14 C_u}{H \gamma_f} + \frac{2 m_s C_u}{\gamma_f D_s} \quad (6.2.10-5)$$

$$C_u = C_{u0} + 0.5(H-1) \gamma_f U \tan \varphi_{cq} \quad (6.2.10-6)$$

式中： H ——包括路面、汽车荷载等效填土厚度的路堤高度（m）；

C_u ——软土不排水抗剪强度（kPa）；

γ_f ——路堤土重度 (kN/m³) ;
 D_s ——软土厚度 (kN/m³) ;
 m_s ——设计边坡值 (边坡坡率的倒数) ;
 C_{u0} ——软土初始不排水抗剪强度 (kPa) ;
 U ——固结度;
 φ_{cq} ——软土固结快剪内摩擦角 (弧度) 。

条文说明

c) 工程实践表明,按照《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》(JTG/T D31-02-2013) 中的有效固结应力法、改进总强度法,运营公路排水固结路堤的稳定安全系数往往小于 1.0, 说明其存在较大缺陷。按图 6-5 中的滑动面,并考虑了水平固结应力在滑动面法向分量,推导得到式 (6.2.10-1)~式 (6.2.10-3)。按式 (6.2.10-2) 按式 (6.2.10-2) 计算的饱和黏质土抗剪强度系数见表 6-2,与 Larsson 等人基于 15 个失稳堤坝的资料的得到的软土不排水抗剪强度 C_u 与前期固结压力 p_c 的比值非常接近。

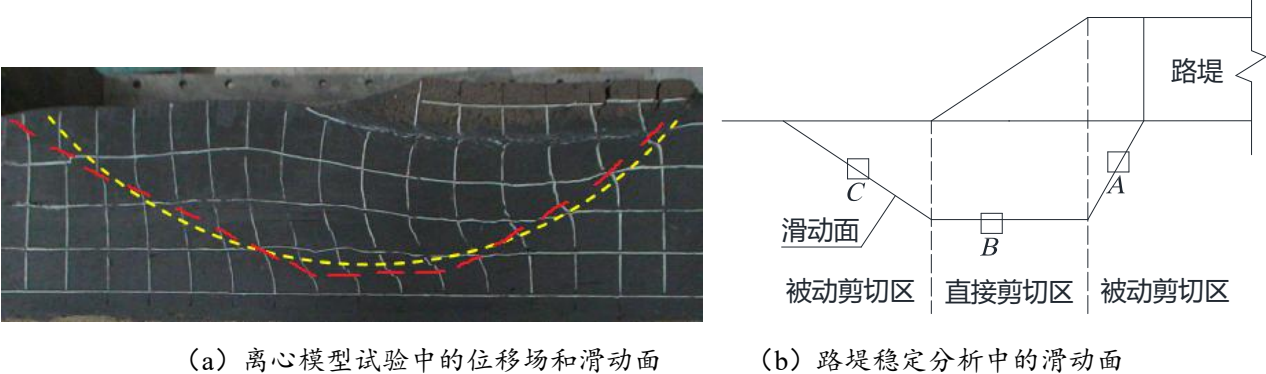


图 6-5 软土路堤滑动面
表 6-2 饱和黏质土抗剪强度系数

$\varphi'/^\circ \backslash A_f$	30	28	26	24	22	20
0.7	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.25
0.8	0.28	0.27	0.26	0.26	0.25	0.23
0.9	0.26	0.25	0.25	0.24	0.23	0.22
1	0.24	0.24	0.23	0.23	0.22	0.21
1.1	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.20
1.2	0.21	0.21	0.21	0.21	0.20	0.19
1.3	0.20	0.20	0.20	0.20	0.19	0.19

d) 黏聚力取 0 时,饱和黏质土固结不排水剪切内摩擦角与有效内摩擦角的关系为:

$$\sin \varphi_{cu} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi' (1 + 2A_f - K_0) + \cos \varphi'} \quad (6-2)$$

按 $m = \tan \varphi_{cu}$ 计算的饱和黏质土抗剪强度系数见表 6-3，与表 6-2 非常接近。

表 6-3 饱和黏质土抗剪强度系数

$\varphi'/^\circ \backslash A_f$	30	28	26	24	22	20
0.7	0.31	0.30	0.28	0.27	0.25	0.24
0.8	0.29	0.28	0.27	0.25	0.24	0.23
0.9	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22
1	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21
1.1	0.25	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20
1.2	0.23	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19
1.3	0.22	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18

e) 路堤土黏聚力建议结合工程经验确定的原因有：

1) 粉质黏土、黏性土经土击实后黏聚力可以达到 100kPa，但是大部分为基质吸力。珠江三角洲水塘遍布，水塘深度多为 2~3m，塘埂以下路堤填土压实度往往偏低；受地表水和毛细水影响的填土厚度约为 5~6m。因此，路堤运营阶段大部分路堤土含水率会增大，基质吸力急剧降低。山区路堤高度大，除靠近地表的 3~4m、靠近边坡 2~3m 的范围外，其他部位填土含水率变化小，可以适当考虑基质吸力。但是，半填半挖、一侧填平的路堤地下水将升高，也不宜考虑。

2) 对设置防渗隔离层的路堤，毛细水影响高度较小，路堤土含水率变化小、黏聚力很大时，路堤类似刚性基础，地基承载力安全系数小于路堤稳定安全系数，可能出现软土地基承载力不足导致的水平滑动或软土挤出。

3) 路堤土破坏应变小于软土破坏应变，两者不同时达到强度峰值。工程实践表明，路堤滑塌前地基水平位移较大，路堤通常已经开裂。日本道路协会《软土地基处理技术指南》对软土地基路堤稳定分析时假设路堤高度范围内出现竖向裂缝。

对基层、底基层、面层的黏聚力取值建议更多考虑了第 2)、3) 条原因。

表 6.2.10 主要参考《铁道工程地基处理技术规程》TB10106-2010 建议值，根据公路工程经验，部分指标取值进行适当调整。

f) 路堤滑塌工程表明，路堤开裂后快速滑塌，如不采取卸载、反压等附加措施，依靠加筋材料拉力增大阻止路堤滑塌的可能性很小。因此稳定分析应采用路堤开裂前的加筋材料拉力。实测表明，路堤开裂前加筋材料延伸率通常小于 2%。

研究表明，多层加筋作用发挥程度不同。考虑本标准采用路堤开裂前的加筋延伸率，不考虑渐进性破坏因素，因此各层拉力取值差异小于 BS8006。

h) 加筋较强时，路堤局部承载破坏（侧向挤出）的滑动面是图 6-6 所示的由直线和圆弧组成的复合滑动面。

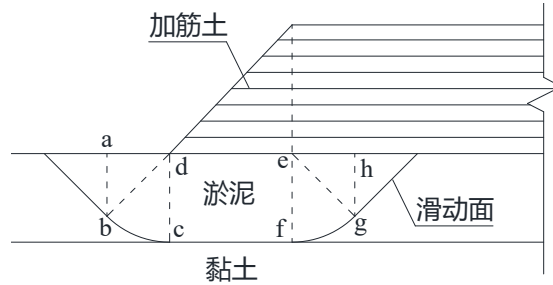


图 6-6 加筋路堤局部承载破坏

由 abcd 对 d 点的力矩平衡条件得到 dc 面上应力为

$$\sigma_p = q(1 + \sin \varphi)e^{(0.5\pi + \varphi)\tan \varphi} + c \cos \varphi [e^{(0.5\pi + \varphi)\tan \varphi} (1 + \csc \varphi) - \csc \varphi] \quad (6-3)$$

内摩擦角为零时，式 (6-3) 变为

$$\sigma_p = q + (1 + 0.5\pi)C_u \quad (6-4)$$

由 efgh 对 e 点的力矩平衡条件得到 ef 面上应力为

$$\sigma_a = f_u K_0 e^{(\varphi - 0.5\pi)\tan \varphi} - c \cos \varphi [e^{(\varphi - 0.5\pi)\tan \varphi} (1 - \csc \varphi) + \csc \varphi] \quad (6-5)$$

内摩擦角为零时，式 (6-5) 变为

$$\sigma_a = f_u - (1 + 0.5\pi)C_u \quad (6-6)$$

由 cdef 的水平方向平衡条件得到加筋土路堤地基层部极限承载力为

$$f_u = c\sqrt{K_p} \left(1 + e^{\pi \tan \varphi} + \frac{e^{\pi \tan \varphi} - 1}{\sin \varphi} \right) + qK_p e^{\pi \tan \varphi} + \frac{2Hmce^{(0.5\pi - \varphi)\tan \varphi}}{K_0 D_s} + \frac{H^2 m \gamma_f \tan \varphi e^{(0.5\pi - \varphi)\tan \varphi}}{K_0 D_s} \quad (6-7)$$

内摩擦角、 q 为零时，式 (6-7) 变为

$$f_u = (2 + \pi)C_u + \frac{2mHC_u}{D_s} \quad (6-8)$$

进而得到式 (6.2.10-5)。

6.2.11 路堤沉降计算应符合下列要求：

- 路堤荷载应包括沉降土方的重量，地下水位以下应取浮重度；
- 固结沉降 S_c 宜利用 $e-p$ 曲线按式 (6.2.11-1) 计算；

$$S_c = \sum \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta z_i \quad (6.2.11-1)$$

式中： S_c ——固结沉降 (m)；

e_{0i} ——第*i*层土天然孔隙比；

e_{1i} ——第*i*层土 $e-p$ 曲线对应自重应力和附加应力之和的孔隙比；

Δz_i ——第*i*层土厚度（m）。

c) 软土为正常固结土时，固结沉降可根据压缩模量按式（6.2.11-2）计算；

$$S_c = \sum \frac{\Delta \sigma_i \Delta z_i}{E_{si}} \quad (6.2.11-2)$$

式中： $\Delta \sigma_i$ ——第*i*层的附加应力（kPa）；

E_{si} ——第*i*层的压缩模量（kPa）。

d) 采用 $e \sim \lg p$ 曲线或 $e \sim p$ 曲线计算沉降时，沉降修正系数宜取 1.1~1.3；采用压缩模量计算沉降时，沉降修正系数宜取 1.1~1.5。

e) 深厚软基宜按分析次固结沉降。

条文说明

a) 采用压缩模量法计算沉降时，主固结沉降计算简化公式为：

$$S_c = \frac{\frac{\gamma_f H}{E_s} T_s}{1 - \frac{\gamma_f}{E_s} T_s} \quad (6-9)$$

式中： S_c ——主固结沉降（m）；

γ_f ——路堤土重度（kN/m³）；

H ——路堤高度（m）；

T_s ——软土厚度（m）；

E_s ——软土压缩模量（kPa）。

式（6-15）中分母用于考虑沉降土方荷载产生的沉降。计算表明，考虑沉降土方荷载时的沉降为不考虑沉降土方荷载时的沉降的 1.05~1.35 倍。

以往统计沉降修正系数时往往忽略了沉降土方荷载产生的沉降，这是以往沉降修正系数大、范围也大的原因之一。

c) 采用 $e \sim p$ 曲线计算沉降与采用 $e \sim \log p$ 曲线计算沉降的实质相同，均可以考虑软土的欠固结、超固结、正常固结三种固结状态。

d) 工程实践表明，软土地基路堤沉降近似与路堤高度成正比，因此，对于正常固结土，也可以采用压缩模量计算沉降。

e) 以往沉降修正系数偏大的另一个主要原因是采用压缩模量法计算沉降。广东省欠固结软土分布广泛，且常采用不考虑固结状态的压缩模量 E_s 法计算沉降。后海湾浅海相淤泥采用压缩模量 E_s 计算的沉降量比采用压缩指数 C_c 计算的沉降量小约 30%。

广东软土结构性较强， $e-\lg p$ 曲线在前期固结压力之后往往存在一个陡降段，天然孔隙比对应有效应力往往小于前期固结压力。因此，为减少沉降计算误差，宜采用天然孔隙比。

在考虑沉降荷载、软土欠固结等因素后，沉降修正系数主要由水平位移、次固结沉降产生。图 6-7 是由多个试验段排水固结断面得到的两侧挤出面积与总沉降面积的比值，多小于 10%。广州~珠海东线高速公路工后分层沉降监测资料及其他研究成果表明，次固结沉降与总沉降的比例通常小于 10%。

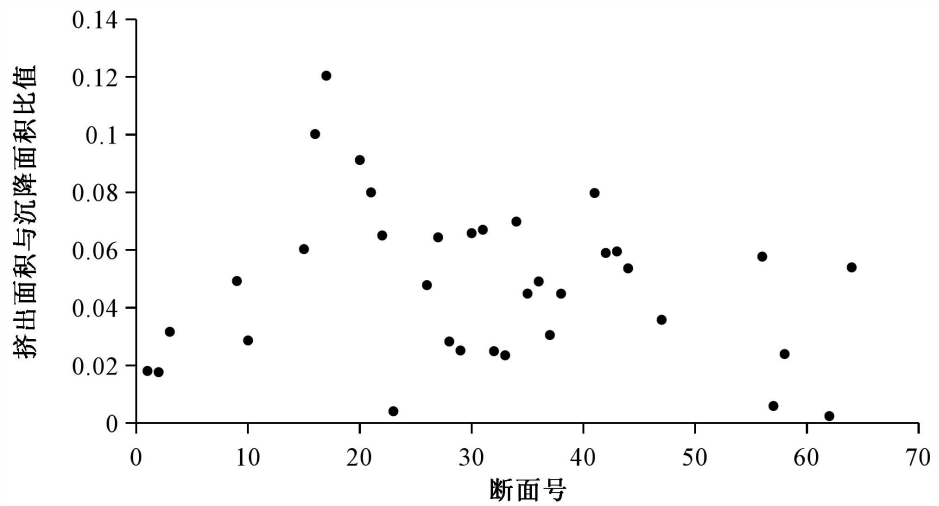


图 6-7 挤出面积与沉降面积比值散点图

6.2.12 固结度计算应符合下列规定：

a) 对地基中固结系数不等的多层相邻软土时，宜换算为一层软土，其等效厚度可采用下式计算：

$$H_e = \sum_{i=1}^n H_i \sqrt{\frac{C_v}{C_{vi}}} \quad (6.2.12-1)$$

式中： H_e ——将 n 层相邻软土固结系数换算为固结系数为 C_v 的一层软土的等效厚度（m）；

H_i ——土层 i 的厚度（m）；

C_{vi} ——土层 i 的竖向固结系数。

b) 平均固结度宜按式（6.2.12-2）~式（6.2.12-4）计算， z 处的固结度宜按式（6.2.12-2）式（6.2.12-5）、式（6.2.12-6）计算；

$$U_t = \frac{1}{p} \sum \Delta p_i U_{ti} \quad (6.2.12-2)$$

$$U_{ti} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\left(\frac{8C_h}{F d_e^2} + \frac{\pi^2 C_v}{4L_d^2}\right) \left(t - \frac{T_{i-1} + T_i}{2}\right)} \quad (6.2.12-3)$$

$$F = \ln n - \frac{3}{4} + \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right) \ln s + \frac{\pi k_w L_d^2}{q_w} \quad (6.2.12-4)$$

$$U_{ti} = 1 - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{4}{(2m-1)\pi} \sin \frac{(2m-1)\pi z}{2L_d} e^{-\left[\frac{8C_h}{F_m d_e^2} + \frac{(2m-1)^2 \pi^2 C_v}{4L_d^2}\right] \left(t - \frac{T_{i-1} + T_i}{2}\right)} \quad (6.2.12-5)$$

$$F_m = \ln n - \frac{3}{4} + \left(\frac{k_h}{k_s} - 1\right) \ln s + \frac{8k_h L_d^2}{\pi(2m-1)^2 q_w} \quad (6.2.12-6)$$

式中： U_t —— t 时的固结度；

p —— t 以前各级荷载的累加值（kPa）；

Δp_i —— 第 i 级荷载（kPa）；

U_{ti} —— 第 i 级荷载对应的 t 时的固结度；

C_h —— 水平固结系数（ cm^2/s ）；

d_e —— 竖向排水体影响直径（cm）；

C_v —— 竖向固结系数（ cm^2/s ）；

L_d —— 最大排水路径长度（cm），单向排水时，取土层厚度；双向排水时，取两排水面间土层厚度的一半；

T_{i-1} ， T_i —— 分别为第 i 级荷载加载起始和终止时间(s)，当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时， T_i 改为 t ；

n —— 竖向排水体影响直径与竖向排水体直径的比值；

k_h —— 水平渗透系数（cm/s）；

k_s —— 涂抹区渗透系数（cm/s）；

s —— 扰动区直径与竖向排水体直径的比值；

q_w —— 竖向排水体设计通水量（ cm^3/s ）；

z —— 与排水层的距离（cm）。

b) 下卧软土层等效排水厚度宜按式（6.2.12-7）计算。下卧软土层下面为排水层时，下卧软土层最大排水路径长度应取 H_{2e} 的 0.5 倍，否则应取 H_{2e} 。

$$H_{2e} = H_2 + H_1 \sqrt{\frac{\frac{\pi^2 C_v}{4(H_1 + H_2)^2}}{\frac{\pi^2 C_v}{4(H_1 + H_2)^2} + \frac{8C_h}{Fd_e^2}}} \quad (6.2.12-7)$$

式中： H_{2e} ——下卧软土层等效排水厚度（cm）；

H_1 ——加固区最大排水路径长度（cm）；

H_2 ——下卧软土层厚度（cm）。

c) 渗沟固结度宜采用下式计算

$$U = U_v + U_h - U_v U_h \quad (6.2.12-8)$$

式中： U_v ——软土竖向固结度；

U_h ——软土水平固结度，计算方法与竖向固结度计算方法相同，最大排水路径长度取渗沟净间距的 0.5 倍。

6.2.13 工后沉降宜采用下式计算：

$$S_{rT} = \sum (S_{ci2} U_{i2} - S_{ci1} U_{i1}) + \sum \frac{C_{ai} h_i}{1 + e_{0i}} \lg \frac{t_{ci} + T}{t_{ci}} \quad (6.2.13)$$

式中： S_{rT} ——工后沉降（cm）；

S_{ci2} ——路面设计使用年限末土层 i 的主固结沉降（cm）；

U_{i2} ——路面设计使用年限末土层 i 对应 S_{ci2} 的固结度；

S_{ci1} ——路面完工时土层 i 的主固结沉降（cm）；

U_{i1} ——路面完工时土层 i 对应 S_{ci1} 的固结度；

C_{ai} ——土层 i 的次固结系数；

h_i ——土层 i 的厚度；

e_{0i} ——土层 i 的初始孔隙比；

t_{ci} ——主固结完成需要的时间（d）；

T ——路面设计使用年限（d）。

6.2.14 预压荷载应符合下列要求：

- 结构物附近的路段宜超载预压，其他路段宜等载预压；
- 每个路段宜给出设计填土厚度，填土厚度应包括设计施工期沉降土方；
- 超载宜 20~30kPa，应验算超载后路堤的稳定性；

d) 压缩层内存在下卧软土层的路段不宜采用超载预压减少工后沉降。

条文说明

a) 结构物附近对工后差异沉降要求严格，采用超载预压可以有效减少工后差异沉降。以往为减少汽车荷载对低路堤工后沉降的影响，曾推荐进行超载预压。超载预压的低路堤弃土比例很高。工程实践和研究表明，超载预压在减少汽车荷载对低路堤工后沉降的影响方面的性价比较低，提高路床的长期强度才是减少汽车荷载对低路堤工后沉降的影响的关键环节。因此，低路堤不再推荐超载预压。

b) 部分工程按照高度控制超载，沉降后变成欠载，再补载时工期已经来不及。预压期间施工机械往往已调走，要求不断进退场补填是不现实的。广东省多条高速公路工后监测表明，实际工后沉降远大于预测工后沉降，其中原因之一是没有真正进行等（超）载预压，导致通车后沉降较大，不断地进行加铺，加铺荷载又进一步产生工后沉降。

d) 下卧软土层未打设竖向排水体，施工期的固结度很低，超载不能消除其沉降，却可能在加固区产生超额沉降。该超额沉降将增加下卧软土层的工后沉降。

6.2.15 水载预压可采用水池法或水袋法。水载预压应符合下列要求：

a) 在路堤顶面设置便道时，便道处填土荷载不应小于水载；

b) 水池法水载预压尚应符合下列要求：

1) 水池法水载预压路段路堤宽度不宜小于 24m，合成坡不宜大于 3%。

2) 平均蓄水高度不宜大于 2.0m；

3) 围堰应高出水面 0.2m，顶宽不宜小于 1m，围堰坡率应根据围堰填料种类和围堰稳定分析确定，黏质土围堰边坡不宜陡于 1:1；

4) 每个水池围堰最低处应设溢水口，溢水口底面宜比设计水面高 0.1m。溢水口宽度应根据水池面积和当地降雨强度确定；

5) 分隔围堰应根据连续水载预压路段长度、纵坡情况等确定；

6) 密封膜宜采用 2 层 0.12mm~0.14mm 厚的聚氯乙烯薄膜，其指标宜符合表 6.2.15 的规定。密封膜应覆盖围堰外侧；

7) 围堰顶部密封膜上应铺设一层黏土包等固定并保护密封膜。

表 6.2.15 密封膜性能指标建议值

项目	厚度	拉伸强度	断裂伸长	直角撕裂强度	渗透系数
----	----	------	------	--------	------

		纵向	横向			
单位	mm	MPa		%	N/mm	cm/s
指标	0.12~0.14	≥18	≥18	≥200	≥80	≤10 ⁻¹¹
		试样为 50mm 宽				
测试方法	《塑料薄膜与薄片厚度测定 机械测量法》	《塑料拉伸性能试验方法》 (GB/T 1040)			《塑料直角撕裂性能试验方法》(QB/T	《土工合成材料测试规程》

c) 水袋法水载预压尚应符合下列要求：

- 1) 水袋法不宜用于合成坡度大于 6% 的路段；
- 2) 水袋高度不宜大于 2.5m，宽度不宜大于 10m；
- 3) 水袋抗拉强度应符合式 (6.2.15-1) 要求；

$$T_b \geq 0.5Kh_b^2\gamma_w \quad (6.2.15-1)$$

式中： T_b ——水袋抗拉强度 (kN/m) ；

K ——安全系数，不应小于 2.0；

h_b ——水袋设计高度 (m) ；

γ_w ——水重度 (kN/m³) 。

4) 水袋预压均布荷载集度宜按下式计算

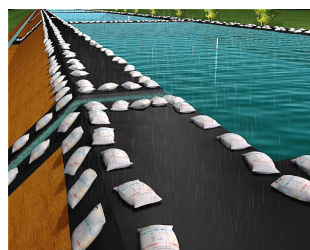
$$p_w = gh_b\gamma_w \quad (6.2.15-2)$$

式中： p_w ——水载预压均布荷载集度 (kPa) ；

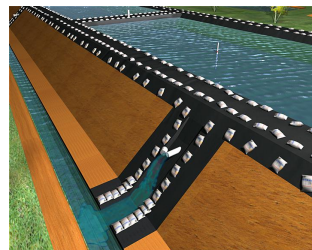
g ——修正系数，宜取 0.85~0.9。

条文说明

b) 广东省佛山一环公路、南国路南延线、广州绕城高速公路西二环南段和广州~珠海东线高速公路北段等都已成功应用水池法水载预压。水池法水载预压结构见图 6-8。



a) 溢水口



b) 排水口

图 6-8 水池法水载预压

c) 湖南省南益高速公路、广东省兴汕高速公路、东雷高速公路均已成功应用水袋法水

载预压。水池法水载预压结构见图 6-9。



图 6-9 水袋法水载预压

6.2.16 等载、超载采用土载时，等载靠近路床的 0.5m 填料种类、强度、压实度宜与路床相同。

条文说明

由于沉降计算和预测精度有限，为保证预压完毕时上路床满足强度和压实度要求，需要根据监测资料将部分等载按照上路床要求进行填筑。

6.2.17 路面施工前，结构物附近路堤利用实测沉降资料推算的等载对应的工后沉降、工后差异沉降率应符合第 4.3.1 条规定要求，其他路段应满足工后沉降标准。

条文说明

结构物附近路段工后差异沉降率过大极易产生跳车现象，需要不断加铺养护，因此除了对工后沉降、沉降速率要求外，还对工后差异沉降率提出要求。

5mm/月的沉降速率标准对一般路段往往要求偏高，一般路段工后沉降超过规范值对行车安全舒适运行、运营养护影响较小，因此仅要求满足工后沉降标准。

6.2.18 施工便道应避免掩埋排水垫层出口，且应避免车辙切断排水垫层。

6.2.19 砂、砂井袋、塑料排水板、土工格栅等材料应检验合格，砂井袋、塑料排水板、土工格栅等应防止阳光照射、污染和破损。

6.2.20 竖向排水体施工应满足下列要求：

a) 除非设计明确施工长度，塑料排水板应结合地质勘察资料根据打设阻力确定。袋装砂井施工长度应结合地质勘察资料分区试打确定，试打区域边长不大于 15m；

b) 袋装砂井应采用振动灌砂机灌砂，灌砂机应高于砂井长度的 0.5 倍。吊打施工袋装砂井断裂时，砂井袋应重新检测；

c) 塑料排水板、袋装砂井施工机械套管口应光滑，塑料排水板或袋装砂井破损时或回带长度大于 0.5m 时应补打；

d) 竖向排水体施工带到排水垫层的泥土应清除。

条文说明

b) 袋装砂井吊打法已在广东省广泛采用。砂井机拔管时将下根袋装砂井利用振锤吊起可以检验砂井袋强度，提高砂井密实度，及时补灌空井段。

6.2.21 加筋材料施工应符合下列要求：

a) 铺设加筋材料的基底应平整，基底不应设路拱；

b) 加筋材料强度高的方向应与路堤横向一致；

c) 加筋材料铺设位置、宽度、端部锚固措施等应满足设计要求；

d) 加筋材料应张拉平直、绷紧并按设计固定，不应褶皱或松鼓；

e) 加筋材料宜避免主受力方向连接。格栅连接宜采用连接棒、搭接并绑扎等方式，连接强度不应低于其极限抗拉强度的 80%；

f) 加筋材料铺设后暴晒时间不应超过 48h。

条文说明

a) 加筋材料基底设置路拱不利于拉伸土工格栅并发挥其作用。

6.2.22 路堤填筑应符合下列要求：

a) 反压护道应与路堤同步施工，除吹填砂路基外，包边土宜与路堤主体同步填筑；

b) 路基超宽填筑宽度可按式计算

$$\Delta W_h = 0.08 \left(1 + \frac{3h}{H} \right) S + \Delta W_c \quad (6.2.22-1)$$

式中： ΔW_h ——填土 h 高时单侧超宽填筑宽度（m）；

H ——路堤设计高（m）。

c) 路堤填筑应避免掩埋排水垫层；

d) 与加筋材料直接接触的填料最大粒径不宜超过 15cm，粒径大于 6cm 的含量不宜超过

30%。

e) 施工机械不应直接碾压加筋材料。应采用后卸式卡车在已填筑填料上卸料，并避免堆料过于集中。每层加筋材料上面的第一层土应先填路基两侧、后填路基中部。

f) 软土地基路堤填筑高度小于 3m 时不应采用冲击压实，小于 6m 时不应采用强夯压实；

g) 路堤应在施工监控指导下，按照规范要求的分层厚度进行填筑；

h) 上路堤、路床预抬高度 ΔH 宜按式 (6.2.23-2) 估算。预压路堤顶面横坡应大于 2.5%；

$$\Delta H = 0.3S_t + 1.3S_t T_l / T_t \quad (6.2.23-2)$$

式中： ΔH ——预抬高度(m)；

S_t ——预抬高时已发生的沉降(m)；

T_l ——预抬高时尚未施工的填土厚度(m)；

T_t ——预抬高时填土厚度(m)。

i) 等载、超载填筑分层松铺厚度不应大于 0.25m 或 5kPa；

j) 路堤填筑后期，参建各方应对路堤填土标高进行联测，预压荷载不应小于设计值。

6.2.24 水载预压施工应符合下列规定：

a) 水载前应将等载对应的最终沉降土方填筑完毕，等载对应的最终沉降宜根据监测结果确定；

b) 水载前应检查并清除水载承载面的尖锐物。填土尖锐物过多时，应在基底铺设一层砂或其它能保护密封膜的材料；

c) 应根据路堤监测资料调整蓄水速度；

d) 预压期间应采取措施避免水载减少，围堰、密封膜或水袋受损时应立即修复；

e) 卸载时淡水宜利用路基急流槽等排水系统排放，防止冲刷路堤。海水应避免对附近农田、养殖场等造成不利影响。

条文说明

a) 部分公路采用水载预压时对预压期沉降估计不足导致欠载预压，放水后继续填土的费用高且减少了预压时间。为减少这种情况，应合理估计预压期沉降并将该部分土方在水载前填筑完毕。

6.2.25 水池法预压施工尚应满足以下要求：

a) 应预先确定放水方式。采用预埋排水管法或预留排水口法时应在修筑围堰时埋设排水管、排水口密封膜等；

b) 每个水池的密封膜宜整块预定，需要现场拼接时应按密封膜生产厂家要求拼接；

c) 蓄水时宜设置砂包等缓冲设施；

d) 预压期间水位降低大于 0.1m 时应补充蓄水；

e) 沉降超过预期时，可加高围堰并增加水载。

6.2.26 水袋法预压施工尚应满足以下要求：

a) 路堤纵坡或横坡大于 2%或最高点与最低点高差超过 40cm 时，应采取下列措施，避免水袋位移：

1) 由最低处向两侧对称施工水袋，或在水载预压低端设置土埂，由低向高施工水袋；

2) 将路堤分段填筑成合成坡度小于 2%，预压后再整平；

3) 调整水袋尺寸或布置方向。

b) 循环利用的水袋应检查密封性、确认其强度。

6.2.27 预压应符合下列要求：

a) 预压期间应保持排水垫层排水顺畅；

b) 预压初期参建各方应对路堤填土标高进行联测，桥头路段无监测断面时宜采用钻探法确认填土厚度。预压荷载不应小于设计值；

c) 在软土地基路堤上设置预制场、进行架梁作业等应进行路堤稳定性评估；

d) 卸载或路面结构层施工前推算工后沉降、工后差异沉降率均应满足设计要求；

e) 修坡预留宽度应考虑雨水冲刷、工后沉降等因素的影响。一侧预留宽度宜按式(6.2.27)计算，且不应小于 100mm。

$$\Delta w_r = (0.7 \sim 0.8) m_s S_{rT} \quad (6.2.27)$$

式中： Δw_r ——单侧预留宽度（m）；

m_s ——设计边坡值；

S_{rT} ——路中线处工后沉降（m）。

6.2.28 质量检验应符合下列要求：

a) 排水垫层材料应每 10000m³ 检验 1 次，且每个合同段不应少 1 次。排水垫层宽度、

厚度应每 200m 检测 3 点，且每段不应少于 6 点；

- b) 竖向排水体数量偏差不应大于 $\pm 1\%$ ，并应现场随机选择 2% 的检查间距、直径或尺寸；
- c) 袋装砂井宜现场随机选择 1% 采用冲水拔袋法检测施工长度；
- d) 塑料排水板宜现场随机选择 2% 采用拔丝法检测施工长度；
- e) 土工格栅铺设应检验铺设宽度、搭接宽度、铺设平整性、反包长度等；
- f) 反开挖施工挡土墙时应检测地基承载力，每个挡土墙检测不宜少于 1 点。

II 真空联合堆载预压法

6.2.29 真空预压设计应符合下列要求：

- a) 真空预压宽度宜与工作垫层以上路堤底宽相同；
- b) 连续强透水层底面深度大于 1.0m 的路段应采用设置泥浆搅拌墙等帷幕。泥浆搅拌墙最薄处厚度不宜小于 0.4m，渗透系数不宜大于 $5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ 。泥浆搅拌墙掺泥量应通过室内配合比试验或现场试验确定；
- c) 主管、支管环刚度不应低于 10kN/m^2 ；
- d) 密封膜宜采用 2~3 层厚 0.12mm~0.14mm 的压延型聚氯乙烯薄膜，其指标应符合表 6.2.15 的规定；
- e) 密封沟进入地下水位以下的黏土层不应小于 0.5m，密封沟底宽不应小于 0.6m。设置泥浆密封墙时，密封沟宜设置在密封墙顶部并进入密封墙不少 0.5m；
- f) 加固区底部存在强透水层时，竖向排水体应与透水层隔离。塑料排水板可将下部 1.5m 范围的滤膜割除。

条文说明

b) 密封沟需要人工在沟内踩膜，密封沟深度超过 2m 时容许发生伤亡事故。泥浆搅拌墙掺泥量与强透水体级配、掺入料性质和级配均有关。工程实践表明，泥浆搅拌桩中粒径小于 0.075mm 的细颗粒含量通常为 30~40%。

6.2.30 真空联合堆载预压路堤稳定分析除应符合本文件第 6.2.10 条规定外，尚应符合下列要求：

- a) 不应考虑真空荷载产生滑动力矩，但应考虑真空荷载对应的沉降土方对稳定的影响：

b) 应分析卸真空前、后的路堤稳定性。卸真空前加固取软土抗剪强度可按式 (6.2.30-1) 计算；

$$C_u = c_{cq} + (\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v) \tan \varphi_{cq} \quad (6.2.30-1)$$

式中： C_u ——不排水抗剪强度 (kPa)；

c_{cq} ——固结快剪黏聚力 (kPa)；

σ_g ——地基土初始竖向有效应力 (kPa)；

σ_f ——卸真空时包括沉降土方的路堤荷载在地基中产生的竖向附加应力 (kPa)；

U_f ——对应 σ_f 的固结度；

σ_v ——真空度 (kPa)；

U_v ——对应 σ_v 的固结度；

φ_{cq} ——固结快剪内摩擦角 (弧度)。

c) $\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v \geq \sigma_g + \sigma_f$ 的软土区卸除真空后的抗剪强度宜分别按式 (6.2.30-2) 和式 (6.2.30-3) 计算，并取小者：

$$C_u = c_{cq} + (\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v) \tan \varphi_{cq} - (\sigma_f U_f + \sigma_v U_v - \sigma_f) \tan \varphi_{oq} \quad (6.2.30-2)$$

$$C_u = \left[c_{cq} + (\sigma_g + \sigma_f) \tan \varphi_{cq} \right] \left(\frac{\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v}{\sigma_g + \sigma_f} \right)^{m_o} \quad (6.2.30-3)$$

式中： m_o ——系数，宜取 0.64。

条文说明

c) 真空联合堆载预压工程中真空荷载不是永久性荷载，卸除真空荷载后地基土抗剪强度降低（如图 6-10 所示），指向加固区的渗透力消失，地下水位回升，可能导致路堤失稳。

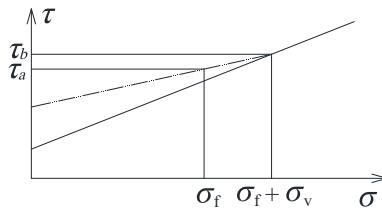


图 6-10 卸真空导致的抗剪强度降低

因此，应结合路堤填筑计划通过稳定验算确定卸真空计划。Ladd 和 Foott (1977) 研究得出表明黏性土不排水抗剪强度与超固结比的关系见式 (6-10)。

$$\frac{\left(C_u/\sigma'_{vc}\right)_{oc}}{\left(C_u/\sigma'_{vc}\right)_{nc}} = OCR^{m_o} \quad (6-10)$$

式中： σ'_{vc} ——软土的上覆压力（kPa）；

$\left(C_u/\sigma'_{vc}\right)_{nc}$ ——正常固结土的 C_u 与 σ'_{vc} 的比值；

$\left(C_u/\sigma'_{vc}\right)_{oc}$ ——超固结土的 C_u 与 σ'_{vc} 的比值。

OCR ——软土的超固结度。

对于卸除真空后的软土，由式（6-10）得式（6-11）。

$$\frac{\frac{C_u}{\sigma_g + \sigma_f}}{c_{cq} + (\sigma_g + \sigma_f)\tan\phi_{cq}} = \left(\frac{\sigma_g + \sigma_f U_f + \sigma_v U_v}{\sigma_g + \sigma_f} \right)^{m_o} \quad (6-11)$$

由式（6-11）得式（6.2.30-3）。

Ladd 和 Foott（1977）利用 6 各土样资料得到 $m_o=0.75\sim0.85$ ，Mayne 根据 96 个样资料得到 $m_o=0.64$ ，标准偏差为 ± 0.18 。由于后者样本多，且偏于安全，因此建议取 0.64。

6.2.31 真空联合堆载预压路堤沉降计算应符合下列要求：

- 真空联合堆载预压路堤可将膜下真空度视为路堤荷载；
- 真空联合堆载预压路堤的沉降修正系数 ψ_s 宜与堆载预压相同。

条文说明

b) 真空荷载属于球形荷载，对相同的土体，真空荷载产生的体积应变大于相同大小堆载产生的体积应变。土体应变大部分是塑性应变，因此真空荷载导致地基产生的沉降必然大于相同大小堆载产生的沉降。明经平进行的真空三轴试验表明，真空荷载下土样竖向变形比相同大小堆载产生的小，但是真空荷载下的土体排水量和孔隙变化均比大小相同堆载的大。可控制应力路径的三轴仪的试验表明，卸除真空时土体体积应变减少的同时，轴向应变不但没减小，反而继续增大。因此，由于卸除真空后地基土侧向约束减小、剪应力增加，在路堤荷载下地基侧向位移增大（图 6-11）、地基沉降量增大。

上海某一建筑场地采用真空预压法进行加固，利用预压期实测沉降推算的最终沉降量为 524mm~803 mm，建筑物使用三年后的实际沉降量为 656mm~888 mm，实测沉降量与推算沉降量的比值为 1.11~1.25。

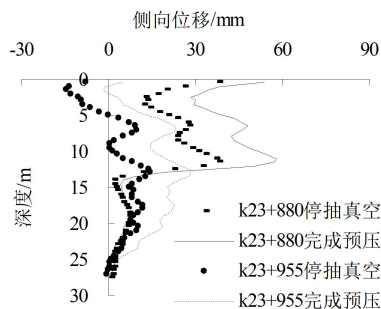


图 6-11 江中高速公路深度~侧向位移曲线

6.2.32 真空联合堆载预压施工应符合下列要求：

- a) 深层密封前宜采用静力触探等手段探明连续透水层分布；
- b) 深层密封帷幕桩体施工应满足按本文件 5.5 节搅拌桩施工要求，桩体搭接宽度应满足设计要求；

c) 铺膜前排水垫层应清除表面尖锐物；

d) 铺膜应在风力小于 5 级时施工，并应从上风侧开始铺设；

e) 密封膜应松弛铺设，应采用热合法搭接；

f) 密封沟内不应有砂石等透水材料，应清除沟壁尖锐物，应将密封膜踩入密封沟底部。

密封沟回填料含有尖锐物时应采取措施保护密封膜；

g) 进气孔封闭状态下泵上真空度不应低于 96kPa；

h) 抽真空初期 3 天内宜逐步增加开泵数量；

i) 膜上路堤填筑应在膜下真空度达到设计要求 5d~7d 后进行；

j) 膜上第一层填料厚度应大于 0.5m，填料中不应含贝壳等棱角明显的物体；

k) 膜上填筑厚度小于 0.8m 时，应使用小型土方机械施工，且不应小半径转弯；

l) 预压期间不应间断抽真空或减少真空泵数量；

m) 真空预压用于提高路堤稳定性时，填土完成之前不宜停止抽真空；

n) 根据施工监测资料推算的等载对应的工后沉降、工后差异沉降率满足要求时方可停止抽真空。

o) 卸真空与路面施工间隔时间不宜小于 1 个月；

p) 卸真空后继续预压时，应将坡脚外砂垫层外的密封膜去除。

条文说明

h) 为使密封膜与土体变形协调,避免密封膜变形不均匀导致的受拉破裂,建议逐渐增加开泵数量。

i) 为避免路堤填料约束密封膜的变形协调,宜在膜下真空度达到设计要求 5d~7d 后填筑路堤。

j) 膜上第一层填土太薄时,路堤填筑过程中机械行走易损坏真空膜。

l) 真空泵间断地停抽或减少真空泵数量会不断改变排水垫层中的水流方向,降低排水固结效果,应连续不间断地抽真空。

m) 真空预压在路堤工程中的应用分为两种情况:一是当堆载预压无法满足路堤稳定性,利用真空预压提高路堤稳定性,二是帮助路堤快速完成沉降,减少工后沉降。第一种情况真空荷载必须与堆载同时作用下排水固结并产生超额沉降(相对恒载对应的最终沉降)才能提高软土抗剪强度,从而提高路堤的最终稳定性。第二种情况真空荷载与路堤堆载不一定同时作用,总沉降小于恒载对应的最终沉降。

o) 卸除真空荷载后地基土所受水平力减小,在路堤荷载下地基侧向位移和沉降量增大,卸真空导致的位移和沉降沿路堤横断面分布不均匀,可能导致边坡和路肩附近出现开裂。因此,建议停抽真空 1 个月、上部变形完成后再施工路面。另外,卸真空 1 个月后再施工路面可以验证卸真空后的实际沉降速率、工后沉降是否满足规范要求。

6.2.33 真空联合堆载预压排水垫层、竖向排水体、卸载标准等应符合堆载预压法的规定。

6.2.34 质量检验应符合下列该要求:

- a) 沿帷幕每 50m 应在强透水层中部抽芯取样检测帷幕的渗透系数;
- b) 每个真空度预压路段应安装电表,且每周检查用电量不应少于 1 次;
- c) 每周对真空表进行回零检查不应少于 1 次,并采用基准表抽查各表处的真空度;
- d) 其他检测应符合堆载预压法的规定。

6.3 换填法

6.3.1 换填材料充足、弃土场易解决的以下路段宜采用换填法:

- a) 软土底面深度小于 3m 的平原路段;

- b) 软土底面深度小于 5m 的山区路段；
- c) 低路堤路床不满足要求的路段。

6.3.2 换填设计应符合下列要求：

- a) 换填设计内容应包括换填范围、换填深度、换填基坑边坡值、换填材料及其填筑要求、弃土场等，占用部分水域时应设置围堰。靠近既有建（构）筑物、换填深度超过 5m 的路段宜进行包括稳定分析的专项设计；
- b) 换填平面范围、换填深度应根据软土分布、路堤稳定分析、沉降计算等综合确定；
- c) 换填材料选择应贯彻因地制宜的原则，宜选用水稳性好的材料，底部宜采用可形成嵌锁结构的水稳性好的材料；
- d) 位于路床范围的换填料压实度应达到路床压实度要求，其它范围的换填料压实度不宜小于 90%；
- e) 水域地表的浮泥及部分流泥宜采用堆载挤淤。当不需要深层地基处理且需要保证地表附近路堤土的压实度时，可采用抛石挤淤；
- f) 换填区邻近既有建（构）筑物时，应验算换填基坑边坡的稳定性。采用直接快剪指标时不应小于 1.1，采用原位测试指标时不应小于 1.2；
- g) 换填路堤稳定性分析应符合本文件第 5.2.10 条规定，稳定分析时未换填软土固结度应宜取 0.0；
- h) 换填路堤沉降计算应符合本文件第 5.2.11 条规定。

条文说明

a) 靠近既有建（构）筑物、换填深度超过 5m 时，工程量、施工难度等均较大，因此建议专项设计，专项设计通常需要每个工点有相应的图纸、基坑边坡稳定分析，必要时还需要基坑边坡支护设计等。

e) 换填法包括开挖换填法、挤淤换填法。挤淤换填法又分为堆载挤淤法和爆破挤淤法。传统的堆载挤淤是将路堤填筑到软土地基的极限填土高度，从而使软土地基发生滑塌并挤向前方，在此过程中地基中的软土被填土置换。堆载挤淤换填质量与路基宽度、软土厚度、软土含水率及其沿深度的变化等因素有关。路堤宽度大时，堆载挤淤容易局部破坏、地基中遗留软土，导致路堤不均匀沉降甚至路基开裂。目前爆破挤预压少量地用于滨海路基。堆载挤

预压主要用于水域路段对地表浮泥、流泥的换填。抛石挤淤后深层地基处理施工难度很大，因此抛石挤淤不用于需要深层处理的路段。

6.3.3 换填施工应符合下列要求：

- a) 换填区邻近既有建（构）筑物时，应监测换填基坑边坡和建（构）筑物的变形；
- b) 回填前应检查开挖深度、基底土质是否满足设计要求。山区高路堤应利用挖机按不大于 15m 的间距进行挖探；
- c) 回填粉质黏土、黏土等弱透水性材料时应避免坑内积水；
- d) 抛石挤淤应由一侧向另一侧推赶施工，并将推赶的软土挖走；
- e) 挖除的土方应放置到批复或指定的弃土场中，并应采取措施确保弃土稳定安全；
- f) 开挖范围和回填情况应详细记录，并拍全景照。

条文说明

b) 山区软土空间分布复杂，可能存在勘察未揭示的部分软土层，可能导致路堤滑塌或开裂，建议回填前进一步挖探，避免地基中存在软夹层。

6.3.4 质量检验应符合下列该要求：

- a) 每 50m 长路堤、每个沟谷的开挖深度、基底土质检验点数不应少于 9 点；
- b) 回填材料每 10000m³ 检验 1 次，且每个合同段不应少 1 次；
- c) 除水中回填外，回填压实度宜按路堤填筑要求检验。

6.4 柔性桩复合地基法

6.4.1 柔性桩复合地基选用应符合下列要求：

- a) 柔性桩复合地基不宜用于路堤高度大于 7m 的路段；
- b) 双向搅拌桩处理深度宜小于 22m，旋喷桩处理深度宜小于 30m；
- c) 当软基处理施工空间受限或软土层上方存在搅拌桩施工困难的地层时，可采用旋喷桩复合地基；扣除工作垫层厚度、施工安全竖向距离后的净高大于 7m 时可采用接管法搅拌桩；
- d) 与既有基桩距离小于 5m 时不宜单侧设置旋喷桩，与既有基桩距离 5m~10m 的旋喷桩

应采取减少挤土效应的措施：

- e) 软土 pH 值小于 4、有机质含量大于 10%或含水率大于 70%时，应通过室内试验或现场试桩确定搅拌桩的适用性；塑性指数大于 22%时，应通过现场试桩确定搅拌桩的适用性；
- f) 地基土或地下水对混凝土具有中等及以上腐蚀时，柔性桩应采取抗腐蚀措施；
- g) 加固深度范围内强透水层中存在流动地下水或承压水时应慎用柔性桩；
- h) 块石含量多的地基不宜采用搅拌桩；
- i) 软土含水率大于 70%时搅拌桩宜采用粉喷桩。

条文说明

a) 工程实践表明，路堤高度超过 7m 后其性价比较低，且易出现路堤超过 7m 时发生滑塌、沉降较大的现象。

b) 搅拌桩适用深度与土质、含水率、施工机械等有关，砂粒成分多、含水率低时适用深度较大。

相对单向搅拌桩，双向搅拌桩搅拌上下层翼片同时沿相反方向搅拌（如图 6-12 所示），利于减少返浆，且搅拌翼片对周围土体的剪切力在一定程度上抵消，对周围土体的施工扰动搅小。采用圆形搅拌轴的双向搅拌桩返浆量小于方形搅拌轴的搅拌桩，有效掺灰量大。

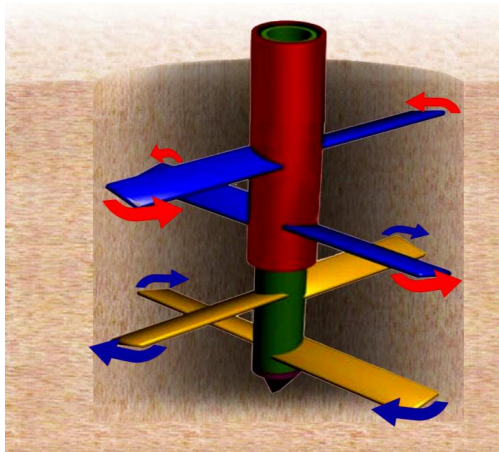


图 6-12 双向搅拌示意图

交通运输部应急管理部关于发布《公路水运工程淘汰危及生产安全施工工艺、设备和材料目录》的公告(交通运输部公告 2020 年第 89 号)已明确规定二级及以上公路工程不得使用单轴单方向水泥搅拌桩施工机械，要求用双轴多向(双向及以上)水泥搅拌桩施工机械、三轴及以上水泥搅拌桩施工机械等替代单轴单方向搅拌桩。

- c) 与 MJS 旋喷桩利用排泥管通过射流主动排出孔内泥浆不同，常规旋喷桩依靠孔内压

力排出孔内泥浆，孔内压力很高，对周围土体产生挤压。珠海鹤岗高速利用旋喷桩对4个由2根直径1.8m的灌注桩支撑的桥墩进行纠偏，与桩基边缘相距为4.1m~5.1m的12~18根直径0.6、长17m的旋喷桩使墩顶位移96mm~131mm。河南某铁路桥墩由11根直径1.25m、长58.9m的灌注桩组成，7.15m处直径0.6m、长29m的旋喷桩施工导致墩顶位移23mm。天津翠亨路软塑粉质黏土中18m深旋喷桩帷幕对地面影响范围约为15m，距离大于5m时对双排桩桥台台顶位移的影响很小。广州某工厂对5桩承台之间的8.8m~14.5m厚的填土层采用2m间距的旋喷桩加固，测试和分析表明，旋喷桩施工至距离管桩6m时管桩最大位移6mm，3m时22mm，2m时30mm。管桩最大位移位于填土层底部附近。综合以上工程经验，为避免桥梁桩基位移过大，建议桥梁桩基5m范围内不采用旋喷桩，与桥梁桩基距离5m~10m的旋喷桩应采取减少喷射压力、预先引孔并增大引孔直径、桩两侧施工旋喷桩等减少挤土效应的措施。既有桥两侧均设置旋喷桩时，通过严格对称施工可以控制桩身位移和桩身应力。

e) 软土塑性指数大于22时，软土黏性很大，经常发生抱钻现象，常规设备和工艺难以将软土搅拌均匀，成桩质量较差。

i) 水泥水化用水只需水泥重量的15%左右，浆喷桩水灰比通常大于0.45，因此浆喷桩会增大软土含水率，降低水泥土强度；方轴搅拌桩返浆现象普遍，水泥利用率低。大量工程实践表明，软土含水率大于70%时，浆喷桩需要的掺灰量明显大于粉喷桩。目前，国内已经研制出双向搅拌粉喷桩，施工深度超过20m，且可有效减少扬尘。

6.4.2 柔性桩应符合下列要求：

a) 柔性桩直径宜采用0.5m~1.0m，加固深度大时宜采用大值。钉形搅拌桩大直径段可取1.0m~1.2m，小直径段可取0.5m~0.6m；

b) 应根据工程需要选择合适的水泥种类和外加剂。地下水PH小于4时，宜选用耐酸性水泥或掺加石灰；地下水含大量 SO_4^{2-} 时，应选用抗硫酸盐水泥；有机质含量大于10%时，宜添加磷石膏或提高水泥含量；

c) 搅拌桩水泥掺量宜为15%~25%，含水率高时取大值；

d) 旋喷桩水灰比宜0.8~1.5，水泥用量、浆液密度宜分别按照式(6.4.2-1)、式(6.4.2-2)估算；

$$m_c = \frac{\pi d^2 K_j (1 + \alpha_1) \rho_m}{4(1 + \alpha_2)} \quad (6.4.2-1)$$

$$\rho_m = \frac{\rho_w G_c (1 + \alpha_2)}{1 + \alpha_2 G_c} \quad (6.4.2-2)$$

式中： m_c ——每延米水泥用量（kg/m）；

d ——桩径（m）；

K_j ——水泥浆置换率，宜取 0.65~0.85；

α_1 ——损失系数，宜取 0.1~0.2；

ρ_m ——浆液密度（kg/m³），宜通过试验确定；

α_2 ——水灰比；

ρ_w ——水的密度（kg/m³）；

G_c ——水泥的相对密度，可取 3.1。

e) 搅拌桩 28d 芯样无侧限抗压强度 q_{u28} 宜为 0.4MPa~0.8MPa，旋喷桩 28d 芯样 q_{u28} 不宜小于 2.0MPa，90d 芯样无侧限抗压强度 q_u 可取 q_{u28} 的 1.3~1.8 倍；

f) 柔性桩宜在路堤范围内布置，临河路堤宜根据柔性桩破坏模式选择布桩方式；

g) 桩顶与路床顶面的距离不宜小于桩间净距，低路堤宜采用钉形搅拌桩；

h) 路堤下柔性桩复合地基置换率应满足式（6.4.2-3）；

$$\frac{(R_E - 1)p}{1 - m_p + m_p R_E} < q_{u28} \quad (6.4.2-3)$$

式中： R_E ——软土层桩土压缩模量比值、桩土变形模量比值中的大者；

p ——路堤荷载集度（kPa）；

m_p ——桩置换率；

q_{u28} ——28d 芯样无侧限抗压强度（kPa）。

条文说明

a) 部分路基采用的搅拌桩直径已经达到 1m。大直径搅拌桩处理深度已经超过 40m、桩身强度通常大于 0.6MPa，抽芯检测不易偏出桩外。

b) 搅拌桩施工时添加外加剂的目的是提高成桩质量，可根据工程需要和土质条件选用，一般有早强、缓凝、减水等。常用的早强（速凝）剂有：三乙醇胺、氯化钠、碳酸钠、水玻璃，掺入量通常分别为水泥重量的 0.05%、2.00%、0.50%、2.00%；缓凝剂有石膏、磷石膏，石膏兼有缓凝和早强作用，其掺入量一般为水泥重量的 2.00%，磷石膏掺入量一般为水泥重量的 5.00%；减水剂有木质素磺酸钙，其掺入量一般为水泥重量的 0.20%。工程实践中，为

节省水泥，降低工程造价，也有添加部分工业废料如粉煤灰、高炉矿渣。

c) 目前很少进行室内水泥土试验，且室内水泥土试样强度与现场强度差别较大且两者关系难以确定，因此建议设计时采用搅拌桩桩身抗压强度，不再采用室内水泥土试样强度。

工程实践表明，软土中 0.5~0.6m 直径的搅拌桩真实抗压强度通常小于 0.6MPa，0.8~1.2m 直径的搅拌桩强度超过 0.8MPa 需要的水泥掺量过大，搅拌桩复合地基的经济性较差。

水泥土桩复合地基路堤计算分析采用 90d 的强度，但是如果按照 90d 强度进行检测会导致工期过长，可操作性差，工程中通常按 28d 强度进行检测，因此对 28d 强度提出要求。

f) 滑动面圆心位于通过坡脚的竖直线附近，布置在路堤、挡土墙外侧的柔性桩破坏模式多是受拉破坏，柔性桩抗拉强度小，因此在路堤、挡土墙外侧布置的柔性桩性价比较低。

多个公路、城市道路表明，临河或改河路堤搅拌桩受弯断裂的可能性较大，采用格栅状布置或墙式布置利于保证搅拌桩发生剪切破坏，避免受弯破坏。采用墙式布置时墙轴线应垂直路基走向。

g) 广州南沙黄阁北路部分路段搅拌桩间距 1.5m，褥垫层厚度 0.3m，上面为路面结构，导致蘑菇路，地表存在砂层、填土层时，靠近地表的桩身强度高，该现象较为突出。考虑汽车荷载对土拱效应的影响，建议桩顶与路床顶面的距离不小于桩净间距。工程实践中可以采用钉形搅拌桩等满足上述要求。

h) 部分路堤沉降过大甚至滑塌的原因之一是桩置换率偏小，桩身应力大于桩身强度。由于桩顶沉降小于桩间土沉降（图 6-13），桩身上下部各 1m~3m 范围内存在负摩擦力，桩身等沉区桩身应力最大（图 6-14），因此桩置换率应满足桩身等沉区桩身抗压性能。

柔性桩 90d 抗压强度约为 28 天强度的 1.3~1.8 倍，因此式（6.4.2-3）具有 1.3~1.8 的安全系数。

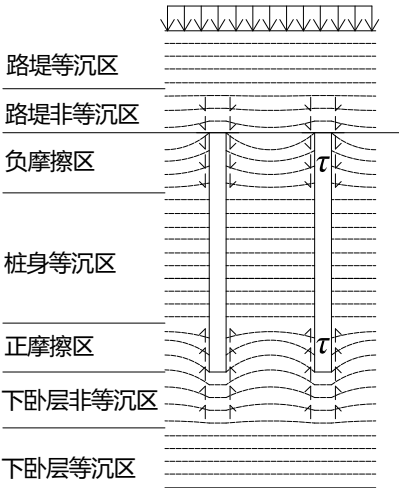


图 6-13 复合地基路堤“三等沉区”变形模型

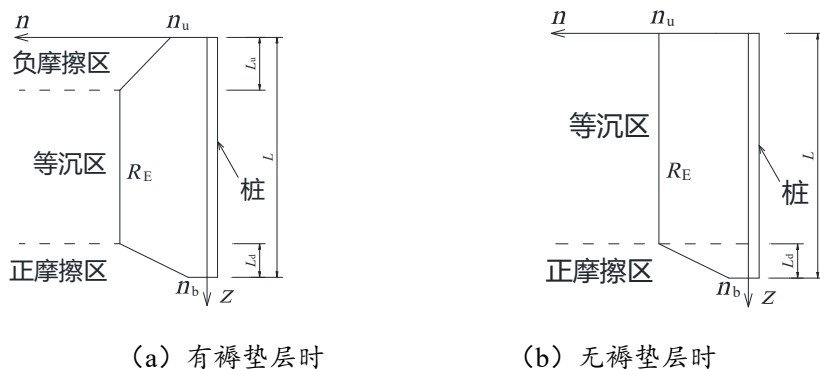


图 6-14 复合地基桩土应力比

6.4.3 褥垫层应符合下列要求：

- 低路堤柔性桩复合地基应设置褥垫层，涵洞、挡土墙柔性桩复合地基可不设置褥垫层；
- 褥垫层宜采用 0.4m~0.6m 厚的碎石垫层，褥垫层宜铺设 1~2 层双向或三向土工格栅；
- 桩顶与路床顶面的距离小于桩顶处桩间净距时应采取加厚垫层、增强土工格栅等措施；
- 土工格栅极限抗拉强度不宜小于 50kN/m，极限抗拉强度对应的延伸率不宜大于 5%。

条文说明

a) 褥垫层材料日益紧缺，价格不断上涨，建议取消必要性不大的褥垫层。对于低路堤，为利于形成土拱、避免出现蘑菇路，要求设置褥垫层。褥垫层可以与路床或路面的排水垫层相结合。对于涵洞、挡土墙等，不设褥垫层沉降更小，且可减少基坑开挖深度，复合地面平整度可通过涵洞、挡土墙的素混凝土垫层调整，也可不设置褥垫层。高路堤下部填料粗颗粒含量较大时，也可不设置褥垫层。

6.4.4 路堤稳定分析应符合下列要求：

- 稳定分析前应先按本文件式 (6.4.2-3) 进行桩身压碎验算；
- 稳定安全系数宜结合图 6.4.4 按式 (6.4.4-1) 计算；

$$F_s = \frac{\sum_A^B \tau_{oi} l_i + \sum_B^C (c_{spi} l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{spi}) + \sum_C^E (c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i) + \sum \xi_i T_{ri} (\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \tan \varphi_i)}{\sum_A^E W_i \sin \alpha_i} \quad (6.4.4-1)$$

式中： τ_{oi} ——第 i 土条底部地基土的初始抗剪强度 (kPa)；

l_i ——第*i*土条底长（m）；

c_{spi} ——第*i*土条底部土的复合黏聚力（kPa）；

W_i ——第*i*土条竖向荷载（kN）。分子中地下水位以下土体取浮重度；分母中浸润线与最低水位之间土体取饱和重度，最低水位以下土体取浮重度；

α_i ——第*i*土条底面与水平线的夹角（弧度）；

φ_{spi} ——第*i*土条底部土的复合内摩擦角（弧度）；

c_i ——第*i*土条底部填土的黏聚力（kPa）；

φ_i ——第*i*土条底部填土的内摩擦角（弧度）；

ξ_i ——第*i*层加筋拉力折减系数；

T_{ri} ——第*i*层加筋拉力（kN）。

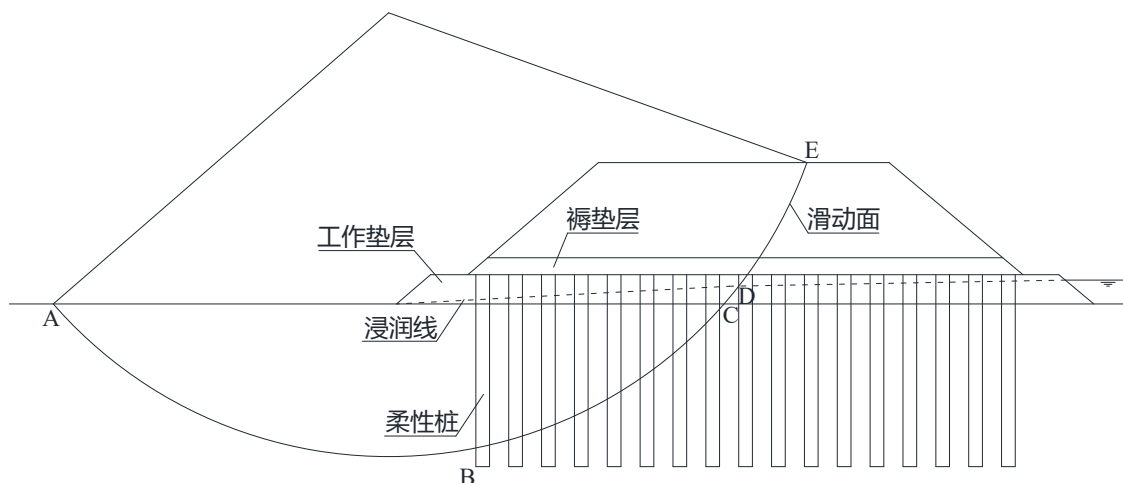


图 6.4.4 柔性桩复合地基路堤稳定分析

c) 软土 τ_{oi} 宜采用十字板抗剪强度 C_u 或根据前期固结压力和固结快剪指标计算得到。没有十字板试验资料时， C_u 可根据静力触探试验资料估算；

d) 加固区复合内摩擦角、黏聚力宜分别按式（6.4.4-2）、式（6.4.4-3）和（6.4.4-4）、式（6.4.4-5）计算，并取较小的稳定安全系数；

$$\tan \varphi_{sp} = \frac{1 - m_p}{1 - m_p + m_p n} \tan \varphi_s \quad (6.4.4-2)$$

$$c_{sp} = (1 - m_p) c_s + 0.25 m_p q_u \quad (6.4.4-3)$$

$$\tan \varphi_{sp} = \frac{(1 - m_p) \tan \varphi_s + m_p R_E \tan \varphi_p}{1 - m_p + m_p n} \quad (6.4.4-4)$$

$$c_{sp} = (1 - m_p) c_s + 0.25 m_p q_u \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_p}{2} \right) \quad (6.4.4-5)$$

式中： m_p ——桩置换率；

n ——软土层中桩土应力比，可取桩土模量比；

c_s ——桩间土直剪快剪黏聚力（kPa），软土宜采用十字板试验、静力触探等原位测试方法确定的抗剪强度；

φ_s ——桩间土直剪快剪内摩擦角（°）。 c_s 采用原位抗剪强度时， φ_s 应取 0.0；

φ_p ——桩身摩擦角（°）。无试验资料时宜取 20°~25°。

e) 稳定分析宜采用与排水固结联合应用时，桩间土强度增量宜按下式计算

$$\Delta c_s = \frac{pU \tan \varphi_{cq}}{1 - m_p + m_p R_E} \quad (6.4.4-6)$$

式中： Δc_s ——桩间土强度增量（kPa）；

p ——路堤荷载集度（kPa）；

φ_{cq} ——固结快剪内摩擦角（kPa）；

m_p ——桩置换率；

R_E ——桩土压缩模量比值。

f) 路堤填土抗剪强度指标取值应符合本文件第 6.2.10 条规定；

g) τ_{oi} 、 c_s 、 φ_s 采用直接快剪或不固结不排水剪试验确定时路堤稳定安全系数不应小于 1.2，采用原位测试确定时路堤稳定安全系数不应小于 1.3。考虑地震力时稳定安全系数宜减少 0.1。

条文说明

c) 水泥土属于摩擦性材料，其抗剪强度由黏聚力、摩擦力组成，摩擦力与法向应力有关。因此合理作法是采用水泥土的黏聚力、内摩擦角计算其抗剪强度。利用水泥土抗压强度计算其抗剪强度是现行行业标准作法。

水泥土芯样强度代表柔性桩完整桩段的强度，大于碎块状芯样的强度。柔性桩峰值强度与土体峰值强度不同时出现，三轴压缩试验表明水泥土残余抗剪强度为其峰值强度的 0.6~0.8 倍。离心试验表明软基路堤的滑动体更接近由主动区、剪切区、被动区组成，因此其滑动面更接近折线，边坡范围柔性桩多受弯断裂成多个桩段，路堤可能沿柔性桩断裂面滑动，黏聚力大幅降低。综合上述因素，对水泥土芯样无侧限抗压强度乘以 0.5 的折减系数。

表 6-4 是省内外利用直剪试验测试的水泥土抗剪强度指标，括号中为平均值。表中水泥土多是室内拌制，均匀性较好。虽然不少三轴试验表明水泥土内摩擦角在 30°左右，考虑软基

中水泥土呈饱和状态，破坏时更接近固结快剪状态，且室内水泥土与现场水泥土的区别，水泥土内摩擦角建议 20°~25°。

表 6-4 水泥土抗剪强度指标统计

序号	工程名称	黏聚力/kPa	内摩擦角/°
1	广珠东线高速公路灵山试验段搅拌桩	31.3~258.5（124.1）	10.8~48.7（26.4）
2	深圳宝安区新湖路搅拌桩	105.5	28.2
3	广珠北高速公路搅拌桩	83~95.2（89.1）	20.4~27.8（24.1）
4	宁波北仑搅拌桩	165~740（467）	11~38（22.8）
5	上海搅拌桩	121.4~269.8（200.7）	18.9~27.9（24.1）
6	吉林四平搅拌桩	198~580（395.3）	18.1~26.9（24.3）
7	武汉搅拌桩	133~1160（432.3）	16~32（24.7）
8	衢州~宁德铁路就地固化	154.7~250（201.6）	18.4~23.1（20.8）
9	莆田金钟水利枢纽旧地固化	116.3~123.6（120.0）	22.7~24.8（23.8）
10	大小鱼山围海造地旧地固化	34.1~43.2（38.7）	18.5~20.5（19.5）

6.4.5 沉降计算宜采用分层总和法，加固区复合压缩模量宜按式（6.4.5）计算。

$$E_{sp}=m_pE_{ps}+(1-m_p)E_s \tag{6.4.5}$$

式中： E_{sp} ——加固区复合压缩模量（kPa）；

E_s ——桩间土压缩模量（kPa）；

E_{ps} ——桩身压缩模量（kPa），无试验数据时可取 $E_{ps}=(20\sim40)q_u$ 。

条文说明

柔性桩复合地基复合模量计算，桩身模量以往多采用水泥土的割线模量 E_{50} 。软土中搅拌桩、旋喷桩的水泥土含水量较高（见表 6-5）、渗透性较低。压缩试验中水泥土经充分预压，无侧限抗压强度试验中水泥土来不及充分预压，压缩试验中水泥土压缩应变大于无侧限抗压强度试验中水泥土压缩应变，导致压缩模量小于割线模量 E_{50} 。因此，水泥土桩未固结前宜采用 E_{50} ，固结后采用压缩模量 E_{ps} 。表 6-6 是省内外实测的水泥土压缩模量 E_{ps} 与无侧限抗压强度的比值。由表 6-6 可知，水泥土压缩模量约为无侧限抗压强度的 20~40 倍。因此，无试验数据时可取 $E_{ps}=(20\sim40)q_u$ 。

表 6-5 水泥土含水率

序号	工程名称	掺灰比/%	含水率/%
----	------	-------	-------

1	广珠东线高速公路灵山试验段	7~17	41.8~50.2
2	深圳宝安区新湖路	10~20	67.3~85.7
3	宁波北仑港	5~25	42.3~51.4
4	湖南安慈高速公路	15~21	49.1~50

表 6-6 水泥土压缩模量~无侧限抗压强度关系统计

序号	工程名称	压缩模量/MPa	抗压强度/kPa	模量与强度比
1	广珠东线高速公路灵山试验段	5.16~36.0	270~1520	19~32
2	深圳宝安区新湖路	20.7~32.4	320~980	33~65
3	广珠北高速公路	7.6~9.4	221~463	22~34
4	佛山中心组团道路	8.6~27.7	258~1405	18~37
5	黔张常铁路	21.7~44.0	1640~4020	10~21

6.4.6 固结度宜对桩间土固结系数乘以 $\frac{E_{sp}}{E_s(1-m_p)}$ 后按本文件第 6.2.12 条计算。

条文说明

对于天然地基、排水固结地基，有式（6-12）。

$$\frac{\partial u}{E_s \partial t} = \frac{k_s \partial^2 u}{\gamma_w \partial z^2} \quad (6-12)$$

式中： u ——超静孔压（kPa）；

E_s ——土的压缩模量（kPa）；

k_s ——土的渗透系数（cm/s）。

假设桩身孔压等于 0。 ∂t 内桩间土超静孔压减小 ∂u ，导致复合地基有效应力增大 $(1-m_p)\partial u$ ，等沉区桩间土分担的有效应力增量为 $\frac{(1-m_p)\partial u}{1-m_p+m_p n}$ ，因此对桩间土有式（6-13）。

$$\frac{(1-m_p)\partial u_s}{(1-m_p+m_p n)E_s \partial t} = \frac{k_s \partial^2 u_s}{\gamma_w \partial z^2} \quad (6-13)$$

式中： u_s ——复合地基桩间土超静孔压（kPa）。

因此相对天然地基、排水固结路堤，复合地基固结系数应乘以 $\frac{1-m_p+m_p n}{1-m_p}$ 。对柔性桩复合地基等沉区范围大，可近似认为加固区均为等沉区，则 $\frac{1-m_p+m_p n}{1-m_p} = \frac{E_{sp}}{E_s(1-m_p)}$ 。

6.4.7 柔性桩复合地基路堤宜等载预压，预压时间不宜少于 3 个月。

条文说明

柔性桩复合地基固结较慢，预压效果不明显。但是，考虑柔性桩质量控制难度大，为检验地基处理效果，并适当减少工后沉降，建议等载预压不少于 3 个月，以便采取措施。

6.4.8 柔性桩施工前，水泥、外掺剂、水等原材料应检验合格，水泥、外掺剂存放应防止结块或变质。

6.4.9 搅拌桩施工机械应符合下列要求：

- a) 应根据桩长、桩径、地质情况等选择搅拌机型号，壁状或格栅状布桩时宜采用双轴或三轴搅拌桩机；
- b) 单向搅拌钻头翼片不应少于 4 枚，双向搅拌钻头翼片不宜少于 8 枚，搅拌翼片末端与钻杆中心的距离不应小于桩半径；
- c) 浆喷搅拌桩配备的注浆泵最大压力不宜小于 5MPa；粉喷搅拌桩机配备的空压机额定压力不宜小于 0.7MPa；
- d) 粉喷搅拌桩机应配置有满足环保要求的防尘设施；
- e) 浆喷搅拌桩机应配备浆量记录仪，粉喷搅拌桩机应配备粉体计量装置及搅拌深度记录仪，搅拌桩机上的深度仪、流量计、电流表、电压表、压力表等应经国家计量部门标定。

条文说明

a) 我国搅拌桩施工通常不区分地质条件、桩长、桩身强度要求，普遍采用单一型号的搅拌桩机，导致部分工程搅拌桩无法满足设计要求。随着我国施工机械的不断发展，可选择的搅拌桩类型不断增多。为保证搅拌桩质量，建议根据工程情况选择合适的搅拌桩机。

6.4.10 柔性桩试桩应符合下列要求：

- a) 每套施工设备均应进行工艺性试桩检验其施工性能对项目的适应性，试桩数量不宜少于 3 根；
- b) 正式施工前应在勘察孔附近进行基本试桩检验或确定设计参数，试桩数量不宜少于 6 根，应检查 28d 龄期桩身强度、桩身均匀性等。

6.4.11 搅拌桩施工应符合下列要求：

- a) 工作垫层厚度不宜大于天然地基极限填土高度的 0.5 倍；
- b) 水泥浆搅拌时间不应小于 4min，浆液搅拌均匀后应过筛，储浆池内水泥浆应继续搅拌，不应使用超过 2h 的浆液；
- c) 桩位偏差不应大于 50mm，搅拌桩机竖直度偏差不应大于 1.0%；
- d) 当水泥浆液到达出浆口后，应喷浆搅拌 30s，在水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头；
- e) 搅拌桩搅拌次数不应少于四次，下沉、提升速度不宜大于 0.8m/min，钻速不宜小于 40 r/min。塑性指数大于 22 时宜增加搅拌数量；
- f) 提升阶段宜采用反转；
- g) 除非设计明确施工长度，搅拌桩施工长度应结合地质勘察资料根据施工阻力、电流变化确定；
- h) 搅拌桩施工中因故停止时，若停机不超过 3 小时，应将搅拌头下沉至停浆（灰）面以下 1m 进行搭接施工，否则应在旁边补桩；
- i) 壁状或格栅状布桩时，相邻桩施工间隔时间不宜超过 24h；
- j) 搅拌头出现抱钻现象时应清除。翼片不应变形，磨耗量不应超过 5mm。

条文说明

a) 一方面，搅拌桩施工时对桩位处及其周围软土产生扰动，软土抗剪强度降低。另一方面，软土中搅拌桩强度增长缓慢。因此，如果工作垫层厚度达于天然地基极限填土高度的 0.5 倍，搅拌桩施工时可能发生工作垫层和软土地基滑塌的事故。

e) 工程实践表明，提高搅拌均匀性是保证搅拌桩质量最有效的方法，搅拌均匀性与搅拌次数、提升和下沉速度、旋转速度均密切相关，不能单纯依靠增加搅拌次数来保证搅拌均匀性。

本文件未规定水灰比和喷浆（粉）次数的主要原因是：喷粉次数往往是 1 次或 2 次；按照以往规范要求 0.4~0.6 的水灰比，水泥浆不满足四次喷浆，部分班组通过加大水灰比进行四次喷浆，部分班组第一次下沉时或第二次下沉和提升时适量喷水以避免泥浆堵塞喷浆口。

f) 提升阶段与下沉阶段转向相反有利于压实土体、减少地面隆起、减少搅拌翼片上黏附土体。

6.4.12 旋喷桩施工应符合下列要求：

- a) 应根据设计直径、地质条件等选择单重管、双重管、三重管等施工工法；
- b) 单重管、双重管工法可采用钻孔、上提旋喷的施工工艺，三重管工法应采用钻孔、插管、上提旋喷的施工工艺；
- c) 既有基桩附近施工时可采取以下减少挤土效应的措施：
 - 1) 基桩两侧旋喷桩应对称施工；
 - 2) 单重管、双重管工法预先引孔并采用较大的引孔直径；
 - 3) 降低喷射压力，采用复喷工艺满足设计桩径；
 - 4) 根据监测结果控制施工参数、施工进度、施工顺序等。
- d) 钻孔位置偏差应小于 50mm，竖直度偏差应小于 1.0%。钻孔时应记录地层分界深度，并应根据钻孔揭示的地质情况结合设计要求确定钻孔深度；
- e) 浆液制备和储存应符合本文件第 6.4.11 条第 3 款的规定；
- f) 喷射孔与高压注浆泵之间的距离应小于 50m，旋喷桩施工参数应符合表 6.4.12 规定，提升注浆管前喷射注浆参数应达到规定值并孔口返浆，上提旋喷过程中应保证孔口持续返浆；

表 6.4.12 旋喷桩注浆施工参数

注浆参数	单管工法	双重管工法	三重管工法
提升速度（cm/min）	宜 12~18	宜小于 10	宜小于 10
旋转速度（r/min）	宜大于 20	宜大于 20	宜大于 20
浆液流量（L/min）	宜大于 80	宜大于 100	宜大于 200
浆液压力（MPa）	宜大于 20	宜大于 20	宜 1~3
气体流量（m ³ /min）	—	宜 1~2	宜 1~2
气体压力（MPa）	—	宜大于 0.7	宜大于 0.7
水流量（L/min）	—	—	宜 80~120
水压力（MPa）	—	—	宜大于 20

- g) 喷射管分段提升的搭接长度不得小于 100mm；
- h) 出现压力陡然下降、上升或大量冒浆等异常情况时，应查明原因并采取措施；
- i) 当土质较硬或黏性较大时，可采取先喷一遍清水再喷一遍或两遍水泥浆的复喷措施；
- j) 浆液凝固回缩导致桩头低于设计标高时应采取回灌或二次注浆等措施。

条文说明

- f) 单重管、双重管工法往往不预先引孔，钻孔直径小，孔内泥浆排出阻力大，可能出

现孔口返浆不连续的现象，导致孔内压力增大，挤压周围土体，甚至可能出现劈裂注浆的情况，导致挤土效应严重、桩体直径沿深度变化大。因此应采取措施保证孔口持续返浆。常采用的措施有：采用较大直径的钻具、钻孔时采用较大喷浆压力、预先引孔并采用较大直径等。

6.4.13 加筋材料施工应符合本文件第 6.2.21 条的规定。

6.4.14 路堤填筑应符合下列要求：

- a) 柔性桩龄期大于 28d 后方可进行桩顶以上的路堤土填筑；
- b) 桩顶以上填土厚度小于 3m 时不应采用冲击压实，桩顶以上填土厚度小于 6m 时不应采用强夯密实；

- c) 柔性桩龄期达到 90d 之前，从地表面起算的路堤填筑高度不应大于下式计算值：

$$H_t = 0.7H_u + (H_d - 0.7H_u) \frac{t}{90} \quad (6.4.14)$$

式中： H_t ——容许填筑高度（m）；

H_u ——天然地基路堤极限高度（m）；

H_d ——路堤设计高度（m）；

t ——水泥土桩龄期（d）。

- d) 等载分层松铺厚度不应大于 0.3m 或 5kPa。

条文说明

c) 120d 后水泥土抗压强度还逐渐增长，标准强度采用 90d 龄期强度。考虑工期、质量检测周期等因素，容许 28d 进行质量检测，检测合格后可以进行褥垫层、土方填筑。但是，由于路堤稳定分析采用 90d 龄期强度，因此，90d 龄期之前应控制路堤填筑速度，使其总高度小于水泥土强度控制的路堤高度，以免路堤失稳。考虑水泥土桩施工对桩间土施工扰动、路堤稳定安全系数等因素，对天然地基路堤极限高度乘以 0.7 的系数。

6.4.15 质量检验应符合下列要求：

- a) 柔性桩宜检测桩数、桩距、桩径、桩长、桩身强度、桩身完整性等；
- b) 桩数、桩距、桩径检验时，应将所有桩头挖出，并应现场随机选取 1% 的桩检验桩距、桩径；
- c) 桩长、桩身强度、桩身完整性宜通过抽芯、标准贯入试验或重型动力触探等检测，

并应符合下列要求：

- 1) 应现场随机选择不少于 0.2% 柔性桩抽芯检验桩长和持力层、桩身均匀性等。路堤高度超过天然地基极限填土高度的路段尚应满足每 50m 长新建路段不少于 2 根，拓宽路段不少于 1 根；
- 2) 抽芯应采用双管单动取样器，取芯直径不宜小于 89mm。长度不小于 7cm 的芯样累计长度与桩长的比值不宜小于 80%；
- 3) 每根抽芯的桩应每 1.5m~2.5m 选取一组芯样进行无侧限抗压强度试验，软土层应取 f_{cu} 小值；
- 4) 采用标准贯入试验或重型动力触探试验代替抽芯检测时，宜通过对比试验确定合格击数标准。无试验资料时，28d 的标准贯入 N 不宜小于 $25q_{u28}$ ，28d 的重型动力触探 $N_{63.5}$ 不宜小于 $15q_{u28}$ ；
- 5) 粉喷桩抽芯、标准贯入、动力触探检测点应位于 0.5 倍半径附近；
- 6) 抽芯、标准贯入、动力触探时柔性桩龄期不应小于 28d。
- d) 钉形搅拌应现场随机选择不少于 0.5% 的桩开挖检测大直径桩段直径和长度。

条文说明

a) 本文件未推荐检测柔性桩及其复合地基承载力，因为不论单桩承载力还是复合地基承载力均受桩身强度控制，承载力无法反映桩长和深处桩身质量。复合地基承载力载荷板宽度小于路基荷载宽度，存在显著的尺寸效应；地表存在较厚的工作垫层或硬壳层，存在明显的深度效应。因此，柔性桩及其复合地基承载力检测结果具有较大的误导性。

c) 根据近年来的取芯实践，采用 89mm 的钻孔直径能更好地保证取芯质量，因此本规程推荐最小取芯直径为 89mm。

桩身完整性对复合地基稳定和沉降均影响较大，因此对芯样完整性提出具体指标。

为克服抽芯检测难以得到碎块状芯样强度的缺点，江苏、佛山等地利用标贯击数检测桩身强度。利用标贯检验桩身完整性和桩身强度是一种值得尝试的手段，因此本文件将其列入。考虑标贯击数与桩身强度有关，不同工程桩身强度不同，建议在试桩阶段通过对比试验确定标贯击数标准。

6.5 就地固化法

6.5.1 就地固化法选用宜符合下列要求：

- a) 低路堤、软基处理深度小于 5m 的路段可采用就地固化法；
- b) 无硬壳层且需要严格刚性桩桩顶以下填土厚度的路段，宜利用就地固化法形成刚性桩施工工作垫层；
- c) 地基土或地下水对混凝土具有中等及以上腐蚀时，就地固化法应采取抗腐蚀措施。

条文说明

a) 就地固化技术在荷兰、日本等国家应用较早。近几年，我国引进荷兰等国的强力搅拌设备（如图 6-15 所示），并逐步实现国产化。就地固化技术在公路工程中主要用于代替换填、形成工作垫层或施工便道等。就地固化加固原理与水泥土桩类似，与水泥土桩主要的区别有：横截面为矩形，加固深度小于 7m，无侧限抗压强度较低，可以用于处理泥炭土、污泥、污染土等。工程实践表明，就地固化处理深度超过 5m 时，其经济性低于搅拌桩复合地基，因此处理深度超过 5m 时不建议采用就地固化。工程经验表明，除非加固深度内存在大量管线或块石、片石等障碍物外，可以采用换填的路段均可以采用就地固化。

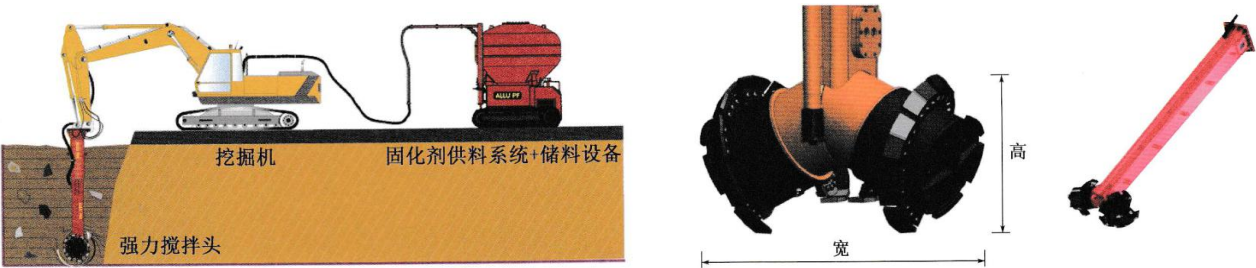


图 6-15 就地固化系统示意图及强力搅拌头

b) 部分项目，为避免形成蘑菇路、减少刚性桩复合地基沉降，在水塘内进行就地固化形成刚性桩施工工作面，取消了工作垫层。

6.5.2 就地固化土强度可取室内配合比试件强度的 0.6~0.7 倍，28d 无侧限抗压强度 q_{u28} 宜为 0.1MPa~0.2MPa，压缩模量宜取 q_{u28} 的 30~50 倍。

条文说明

表 6-7 是省内外实测的就地固化水泥土压缩模量与无侧限抗压强度的比值。其中大小鱼山围海造陆工程的无侧限抗压强度是根据直剪试验结果换算得到的。

表 6-7 就地固化土压缩模量~无侧限抗压强度关系统计

序号	工程名称	压缩模量/MPa	抗压强度/kPa	模量与强度比
1	衢州~宁德铁路就地固化	12.1~14.7	324~679	22~42
2	莆田金钟水利枢纽就地固化	18.6~22.1	515~531	36~42
3	大小鱼山围海造地就地固化	5.3~7.1	98.3~120	54~59

6.5.3 固化剂种类和掺量宜通过试验确定。固化剂以水泥为主，可掺 40~50%的粉煤灰、矿粉、石灰、石膏等。固化剂掺量宜为土体天然重量的 6~12%，含水率高、有机质含量高时取大值。

条文说明

就地固化处理土的种类不同，需要的固化剂和配合不同。对于有机质土、泥炭土、污泥、污染土，需要通过试验确定固化剂和配比。国内在广东潮汕环线部分鱼塘路段有机质含量为 12%，采用水泥和粉煤灰，处理效果良好；浙江绍兴印染污泥的固化剂是水泥、矿渣微粉、黏土和稳定剂。

6.5.4 用于地基处理时，就地固化设计应符合下列要求：

- a) 固化土宜板状布置；
- b) 单点固化常用尺寸为 1.6m×0.8m、1.4m×0.8m 和 1.1m×0.6m，搭结宽度不应小于 50mm；
- c) 路堤固化范围宜为路堤底宽内的软土地基，挡墙、涵洞固化范围超出基础底面不宜小于 1m；
- d) 挡墙、涵洞固化土抗压强度不宜小于基底压力的 2 倍；
- e) 路堤稳定分析宜符合本文件第 6.4.6 条规定，路堤沉降计算宜符合本文件第 6.4.7 条规定。

条文说明

d) 根据 L.Prandtl-H.Reissner 承载力理论，基础外滑动面宽度为 $B\sqrt{K_p}e^{\frac{\pi}{2}\tan\varphi}$ （ B 为基础宽度），固化土内摩擦角为 30° 时，基础外滑动面宽度为 $4.3B$ 。当挡墙、涵洞外固化宽度小于挡墙、涵洞基础宽度的 4.3 倍时，按滑动面均位于固化土内计算承载力偏于危险，如图 6-16 所示。受用地红线控制，挡墙、涵洞外加固范围较小，固化土板状布置时，偏保守地按固化土无侧限抗压的状态确定固化土抗压强度与基底压力的关系。

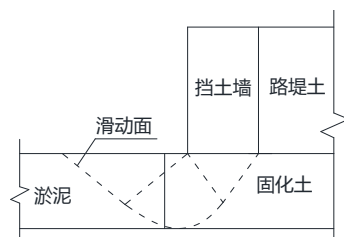


图 6-16 固化土范围与滑动面的关系

6.5.5 利用就地固化形成工作垫层或施工便道时，就地固化设计应符合下列要求：

- a) 固化土宜板状布置；
- b) 固化土范围宜至用地红线或超出施工设备、车辆接地面 1m~2m；
- c) 机械接地范围外固化宽度小于接地宽度的 4.3 倍时，固化土 q_{u28} 不宜小于机械接地压力的 1.4 倍；

d) 固化土厚度宜取式（6.5.5-1）、式（6.5.5-2）计算结果中的大值。

$$h_s \geq \frac{3a_s b_s (p_m - f_{sk})}{2(a_s + b_s)q_{u28}} \quad (6.5.5-1)$$

$$h_s \geq \frac{3a_s b_s p_m - 3(a_s + w_s)b_s f_{sk}}{(2a_s + 2w_s + b_s)q_{u28}} \quad (6.5.5-2)$$

式中： h_s ——固化土厚度（m）；

a_s ——垂直固化土边线的机械接地面尺寸（m）；

b_s ——平行固化土边线的机械接地面尺寸（m）；

p_m ——机械接地压力（kPa）；

f_{sk} ——未进行深宽修正的固化土下面软土的地基承载力特征值（kPa）；

w_s ——机械接地面与固化土边线的距离（m）。

条文说明

a) 工程实践表明，整体固化形成工作垫层再施工搅拌桩和管桩等的难度不大；留出桩位会导致固化施工不方便，因此推荐整体固化成板状。

c) 对固化土 28d 无侧限抗压强度的规定主要基于以下因素：

1) 当机械接地范围外固化宽度小于接地宽度的 4.3 倍时，按滑动面均位于固化土内计算承载力偏于危险；

2) 利用就地固化形成工作垫层或施工便道时，固化土两侧的土体强度很低，不能与固化土同时达到破坏状态，对固化土承载力作用较小，考虑其影响的承载力计算困难；

3) 工作垫层与地基处理施工时间不可能间隔太长, 较高的强度要求有利于尽早投入使用。

d) 施工机械与固化土边线的位置关系见图 6-17。式 (6.5.5) 基于 G.G. Meyerhof 冲剪破坏面理论, 根据机械接地面大小及其与固化土边线的关系、固化土厚度验算下卧层承载力, 操作性更强。考虑工作垫层是临时工程, 冲剪面抗剪强度安全系数取 1.5。

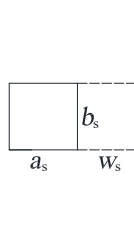


图 6-17 机械接地面与固化土边缘关系

6.5.6 就地固化施工应符合下列要求:

- a) 正式施工前宜现场验证固化土强度;
- b) 山区就地固化前应通过挖探等手段确定就地固化范围;
- c) 固化前应清除树根、块石等障碍物, 存在硬壳层时宜利用挖掘机等预先松土;
- d) 固化剂应采用自动定量供料系统, 浆剂设备压力不应小于 3MPa, 粉剂设备压力不应小于 0.8MPa;
- e) 固化搅拌宜采用三维搅拌的强力搅拌头, 搅拌头转速宜 50~120r/min, 搅拌头应有定位系统;
- f) 采用浆剂时水灰比宜为 0.5~0.9, 浆剂制备和储存应符合本规范第 6.4.13 条第 3 款的规定;
- g) 固化深度超过 1m 时, 搅拌头上下搅拌不应少于 2 次, 提升速度不应大于 4m/min, 搅拌头连接杆的垂直度偏差不宜大于 2%。

6.5.7 固化土检测应符合下列要求:

- a) 每 20m 应检测 1 处固化宽度;
- b) 用于工作垫层或施工便道的固化土可采用轻型动力触探等方法检测固化厚度、持力层、均匀性和强度等; 用于地基处理的宜采用标准贯入、重型动力触探、抽芯等方法检测固化厚度、持力层、均匀性和强度等。每 1500m² 测点不应少于 1 点, 且每个工点不应少于 6 点;
- c) 采用载荷试验检测地基承载力时, 载荷板与固化土边缘的距离不应大于 1m;
- d) 轻型动力触探检测时龄期不应少于 14d; 标准贯入、重型动力触探、抽芯、载荷试验

检测时龄期不宜小于 28d;

- e) 采用轻型动力触探检测时, 14d 的 N_{10} 不应小于 $110q_{u28}$;
- f) 采用重型动力触探检测时, 28d 的 $N_{63.5}$ 不应小于 $25q_{u28}$;
- g) 采用标准贯入检测时, 28d 的 N 不应小于 $40q_{u28}$ 。

条文说明

- b) 就地固化土强度较低, 抽芯、制作抗压试件的难度较大。因此, 除抽芯检测外, 建议了轻型动力触探、标准贯入、重型动力触探等检测手段。
- c) 控制固化土地基稳定性、承载力的部位为固化土边缘处, 因此载荷板与固化土边缘的距离不宜大于 1m。

6.6 刚性桩法

6.6.1 刚性桩法选用宜符合下列要求:

- a) 桩(帽)顶面与路面结构之间的填土厚度小于 2m 的路段不宜采用桩帽结构, 可采用桩筏或桩板结构;
- b) 软土层未完成的自重固结沉降较大、或者桩帽以下填土厚度较大的路段不宜采用刚性桩, 否则宜固结排水处理后再采用刚性桩或采取在刚桩桩之间设置竖向排水体等措施;
- c) 地基土或地下水对混凝土具有中等及以上腐蚀时, 刚性桩应符合《混凝土结构设计规范》GB50010 对混凝土防腐蚀和耐久性的要求;
- d) 加固深度内存在流动地下水或承压水时应慎用灌注桩或注浆桩;
- e) 软土层底为含较多孤石的土层、卵石层、强风化~微风化岩层的路段不宜采用预制桩;
- f) 对含水率高于 75%的淤泥、孔隙比大于 3 的泥炭土等地基, 灌注桩宜试桩验证成桩可能性。当充盈系数大于 1.5 时, 宜采用预制桩、水泥浆灌注桩、轻集料混凝土灌注桩等;
- g) 对既有桥梁下路基、高压线下路基等净空受限制的路基, 刚性桩宜采用水井钻机、勘探钻机、锚杆钻机等小型机械施工的刚性桩;
- h) 既有桩基附近不应采用预制桩、沉管灌注桩等挤土效应大的刚性桩。

条文说明

a)研究表明，路堤等沉面高度约为桩帽净间距的 2 倍。桩（帽）顶面以上填土厚度小于 2m 时，为避免桩土不均匀沉降会对路面结构的不利影响，需要采用较小的桩间距或较大的桩帽，对工程造价不利。

按照《铁路工程地基处理技术规程》（TB 10106-2010），桩筏结构由地基土、刚性桩、垫层、筏板组成，桩板结构由地基土、刚性桩、承载板等组成。

b) 广东水塘、河网遍布，雨季时间长，为避免地基处理工作面积水，通常需要对水塘、河涌填平形成工作面，因此刚性桩桩帽以下填土厚度较大，复合地基沉降较大。水塘路段的刚性桩复合地基在桩间设置竖向排水体有利于将工作垫层产生的沉降在施工期完成，从而减少工后沉降。

h) 新会绕城公路表明，在 20m 厚的软土地基中挡土墙 3 排 25m 长、间距为 1.5m 的 0.5m 直径的管桩施工导致 2m 处的桥梁 1.5m 直径的灌注桩桩顶位移 250mm~460mm，11.25m 处的灌注桩位移 120mm~340mm。因此，既有桩基附近不应采用挤土效应的刚性桩。

6.6.2 路堤下刚性桩设计应符合下列要求：

- a) 刚性桩宜采用大承载力、大间距、大桩帽的设计原则；
- b) 挤土型灌注桩上部宜设置钢筋；
- c) 管桩宜采用机械接头和封闭式桩尖；
- d) 土抗力控制的刚性桩单桩承载力宜按《公路桥涵地基与基础设计规范》JTG 3363 估算，素混凝土桩、CFG 桩应通过静载试验确定承载力；
- e) 刚性桩桩身材料轴心抗压强度设计值应按下式计算：

$$f_c \geq \frac{1.3F_{am}}{\psi_c A_p} \quad (6.6.2)$$

式中： f_c ——轴心抗压强度设计值（kPa）；

F_{am} ——桩身最大轴力（kN），可取土抗力控制的单桩竖向极限承载力与单桩分担面积内路堤荷载中的小者；

ψ_c ——成桩工艺系数，可按表 6.6.2 取值；

A_p ——桩身横截面面积（m²）。

表 6.6.2 ψ_c

桩型	ψ_c
----	----------

非预应力预制桩	0.75
预应力预制桩	0.70~0.80
干作业非挤土灌注桩	0.90
泥浆护壁和套管护壁非挤土灌注桩	0.70~0.80
软土地区挤土灌注桩、注浆桩	0.60

f) 刚性桩宜在路堤范围内布置。

条文说明

a) 路堤下刚性桩有两种设计思路：一种复合地基，桩间距、桩长确定原则均与柔性桩复合地基类似，相当于利用刚性桩代替柔性桩，桩身范围内存在较大范围的等沉区，通常不发生桩间土绕流滑动，可近似看作复合材料地基、实体基础，属于传统的复合地基，其造价较高、挤土效应显著。另一种是桩基础，刚性桩进入硬土层的长度大、桩间距大、桩帽大，通常没有等沉区或等沉区较小，桩间土可能产生绕流滑动。目前采用采用桩基础设计思路。

b) 软土中复合地基的灌注桩施工时地面隆起严重，导致断桩率较高。工程实践表明，在灌注桩上部一定深度内插设钢筋有利于减少断桩。

c) 工程实践表明，管桩采用焊接接头往往存在接头错位、焊接不饱满、冷却时间不足等缺陷，采用机械接头可以克服上述缺陷。

工程实践表明，实际桩长不足是导致刚性桩复合地基滑塌、沉降过大的主要原因之一。管桩采用封口型桩尖可以避免泥土进入管桩内，利于采用吊锤法检测桩长、采用孔内摄像检测接头质量。

d) 工程实践表明，素混凝土桩、CFG 桩实际承载力往往远小于规范方法计算的承载力，对路堤沉降和稳定性影响较大，因此建议通过静载试验确定单桩承载力。

f) 稳定分析表明，最危险滑动面圆心位于坡脚内侧，坡脚外侧土体隆起，桩体受拉，其抗滑作用较小，因此不建议在坡脚外布桩。

稳定分析表明，低于天然地基极限填土高度的路基边路部分的刚性桩对路基稳定性作用不大。但是为避免路基边坡范围内因差异沉降出现开裂现象，通常做法是对整个路基范围内均布置刚性桩。

6.6.3 土拱效应控制的桩帽间荷载集度应取式（6.6.3-1）~式（6.6.3-2）计算值中的大者，桩帽荷载应按式（6.6.3-3）计算。

$$p_{sc} = (1-\delta)^{2(K_p-1)} \gamma \left[H - \frac{\sqrt{2D(K_p-1)}}{2K_p-3} \right] g + \frac{\sqrt{2(K_p-1)}\gamma(D-b)}{2K_p-3} g \quad (6.6.3-1)$$

$$p_{sc} = \frac{(1 + K_p)H\gamma D^2 g}{2K_p \left[(1 - \delta)^{1-K_p} + (\delta - 1)(1 + \delta K_p) \right] D^2 + (1 + K_p)(D^2 - b^2)} \quad (6.6.3-2)$$

$$P_{pa} = D^2 H \gamma - p_{sc} (D^2 - b^2) \quad (6.6.3-3)$$

式中： p_{sc} ——桩帽间荷载集度（kPa）；

δ ——桩帽边长与桩间距的比值；

K_p ——桩帽顶面以上 $(D-b)/2$ 范围内路堤填料的被动土压力系数；

γ ——路堤填料的重度（kN/m³）；

H ——桩帽顶面以上填土高度（m）；

D ——桩间距（m）；

b ——桩帽边长（m）；

g ——沉降调整系数，取 1.2~1.5，软土层或工作垫层厚度大时取大值；

P_{pa} ——土拱效应控制的桩帽顶面荷载（kN）。

条文说明

Hewlett 和 Randolph 分别根据拱顶、拱脚土体屈服推导出桩间荷载集度，并取大者，《Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills》BS 8006-1:2010 采用该方法。《公路软土地基路堤设计与施工技术细则》JTG/T D31-02-2013 采用陈云敏公式，假设拱顶和拱脚屈服程度相等，与工程实际不符，且需要试算。因此本文件采用 Hewlett 和 Randolph 公式。

计算分析表明，加筋材料向桩顶转移的荷载较小。加之加筋材料铺设时张拉不紧、加筋材料通常设置在垫层顶部，其作用更小。为简便起见，不考虑加筋材料向桩顶转移的荷载。

由于工作垫层厚、软土性质差等原因，广东刚性桩路堤沉降较大。研究表明，桩土沉降差较大时，球性土拱假设计算的桩间土压力偏小，因此乘以沉降调整系数。

6.6.4 路堤下刚性桩宜设桩帽，桩帽应符合下列要求：

a) 桩帽覆盖率不宜小于 25%，且桩帽之间的净间距不宜大于桩帽顶面与路床顶面距离的 0.5 倍；

b) 桩帽顶面宜与工作垫层顶面齐平。桩帽顶面高出工作垫层顶面时，桩帽之间宜采用与褥垫层相同的材料填充；

c) 桩和桩帽之间应连接牢固；

d) 桩帽弯矩宜根据有限元数值分析确定。刚性桩范围内桩帽的弯矩可按式（6.6.4-1）计算，刚性桩外侧桩帽的弯矩可按式（6.6.4-2）计算。不配箍筋和抗冲切钢筋的桩帽的抗冲切可按式（6.6.4-3）验算。

$$M_{c1} = \frac{P_u(\pi b - 2\sqrt{2}d)}{12\pi} \quad (6.6.4-1)$$

$$M_{c2} = \frac{P_u(\pi b - 8d + 4\sqrt{2}d)}{24\pi} \quad (6.6.4-2)$$

$$P_u \frac{4b^2 - \pi(d + 2h_0)^2 \pi}{4b^2} \leq 0.7\pi(d + h_0)h_0f_t \quad (6.6.4-3)$$

式中： M_{c1} ——刚性桩范围内桩帽的弯矩（kN·m）；

M_{c2} ——刚性桩外侧桩帽的弯矩（kN·m）；

P_u ——单桩分担面积内桩帽顶面以上荷载（kN），取土单桩分担面积内桩帽以上路堤

荷载、单桩竖向极限承载力中的小者；

b ——桩帽边长（m）；

d ——桩直径（m）；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值（kPa）；

h_0 ——有效厚度，取桩帽底面至上层钢筋网的距离（m）。

e) 刚性桩范围内桩帽配筋面积应取式（6.6.4-4）和式（6.6.4-5）计算值中大者，计算刚性桩外侧桩帽配筋面积时应采用 M_{c2} 和 $b-d$ 分别代替 M_{c1} 和 d 。

$$A_s \geq \frac{f_{cd}dh_0 - \sqrt{f_{cd}^2d^2h_0^2 - 2f_{cd}dM_{c1}}}{f_{sd}} \quad (6.6.4-4)$$

$$A_s = \frac{\sqrt{44844.3W_{cr}^2a_s^2h_0^2d^2E_b^2 + 2332.7(a_n + d_s)a_s d E_s M_{c1}} - 211.8W_{cr}a_s h_0 d E_s}{W_{cr}h_0 E_b} \quad (6.6.4-5)$$

式中： A_s ——沿桩帽周长每米的配筋面积（mm²）；

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值（kPa）；

f_{sd} ——钢筋抗拉强度设计值（GPa）；

W_{cr} ——桩帽最大裂缝宽度容许值（mm）；

a_s ——受拉钢筋中心与桩帽受拉侧的距离（mm）；

E_b ——钢筋弹性模量（GPa）；

a_n ——钢筋净保护层厚度（m）；

d_s ——钢筋直径（m）。

条文说明

a) 刚性桩竖向承载力大、水平承载力小。为充分发挥刚性桩竖向承载力，应采取措施使大部分路堤荷载转移到桩顶，充分发挥刚性桩竖向承载能力，并通过减小桩间土承担的荷载，避免因水平位移大而导致刚性桩倾斜或断裂，规避刚性桩抗弯性能差的缺点。采用较大的桩帽覆盖率是保证刚性桩承担大部分路堤荷载的有效措施。

对土拱高度，日本细则采用了应力扩散角的概念，假定桩网复合地基平面土拱的形式为三角形楔体，顶角为材料的内摩擦角的2倍。如果褥垫层较薄或褥垫中混入填土较多，土拱范围内填料内摩擦角接近 20° ，则土拱高度接近桩（帽）净间距的2倍。

b) 桩帽顶面与工作垫层顶面齐平可以减少桩帽之间填充费用，而且由于工作垫层的保护作用，褥垫层施工时对桩帽的破坏较少。当桩帽顶面高于工作垫层顶面时，建议桩帽之间的填充料采用与褥垫层相同的材料，其目的是便于一次性施工桩帽填充料和褥垫层，减少对桩帽的破坏次数。

d) 桩帽配筋不足会导致桩帽破坏，严重影响路堤稳定性和沉降，应重视桩帽受力分析。桩帽弯矩分布复杂，建议采用有限元等方法分析。桩帽受力分析时假设桩帽顶面荷载均匀分布，且桩帽底面反力为零。图 6-18 中 ABCD 范围内桩帽顶面荷载、桩顶均布反力对 CD 的弯矩为

$$M = \frac{P_u(3\pi b - 8d)}{24\pi} \quad (6-14)$$

桩顶范围内桩帽弯矩近似取 ABO 范围内桩帽顶面荷载、桩顶均布反力对 CD 的弯矩，即式 (6.6.4-1)，刚性桩外侧桩帽承担的弯矩等于 M 与 M_{cl} 之差，即式 (6.6.4-2)。

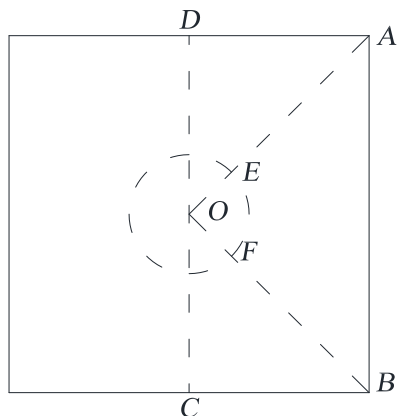


图 6-18 桩帽弯矩计算示意

e) 式 (6.6.4-4)、式 (6.6.4-5) 分别根据《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范结构设计规范》JTG 3362-2018 中弯矩与钢筋面积关系、最大裂缝宽度公式得到，计算最

大裂缝时，偏保守地假设按作用准永久组合计算的弯矩等于按作用频遇组合计算的弯矩。

6.6.5 褥垫层应符合下列要求：

a) 桩（帽）顶面宜设置厚度不小于 0.3m 的碎石或砾石组成的褥垫层；

b) 褥垫层宜设置 1~2 层加筋材料，加筋材料宜采用双向或三向土工格栅。桩帽顶面与路床顶面的距离小于桩帽净间距的 2 倍时，加筋材料设计抗拉强度之和不宜小于式（6.6.5-1）与式（6.6.5-2）计算值之和。

$$T_{ds} = 0.5K_a(\gamma_f h + w_s)h - 2c_f \sqrt{K_a} h \quad (6.6.5-1)$$

$$T_{rp} = \frac{p_s(D^2 - b^2)}{4b} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_p}} \quad (6.6.5-2)$$

$$\varepsilon_p = \frac{8}{3} \left(\frac{\Delta S}{D - b} \right)^2 \quad (6.6.5-3)$$

式中： T_{ds} ——路堤水平土压力在加筋材料中产生的拉力（kN/m）；

K_a ——主动土压力系数；

γ_f ——填土重度（kN/m³）；

h ——路肩处桩帽以上填土高度（m）；

w_s ——路面及交通荷载（kPa）；

c_f ——加筋材料堤顶面土的黏聚力（kPa）；

T_{rp} ——加筋兜提力（kN/m）；

p_s ——桩帽之间加筋上应力（kPa）；

D ——桩间距（m）；

b ——桩帽边长（m）；

ε_p ——加筋材料设计延伸（%）， ε_p 大于式（6.7.5-3）计算值时取计算值；

ΔS ——桩土容许沉降差（m），不宜大于 0.3m。

条文说明

b) 桩帽顶面与路堤顶面之间的距离小于桩帽净间距的 2 倍时，容易出现蘑菇路。为缓解蘑菇路现象，宜按桩承堤设计，此时加筋材料受力计算参照《Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills》BS 8006-1:2010 的规定。

6.6.6 筏板应进行冲切、剪切、弯曲验算。

6.6.7 刚性桩路堤稳定分析应符合下列要求：

- a) 除了应分析桩土剪切破坏对应的稳定性外，尚应分析桩间土绕流滑动对应的稳定性；
- b) 刚性桩路堤桩土剪切破坏对应的稳定性分析应符合本文件第 6.4.6 条规定。路堤全断面布桩时绕流滑动稳定分析可采用修正重度法；
- c) 非加固区软土抗剪强度、路堤土抗剪强度指标宜确定按本文件第 6.2.9 条第 2、3 款执行；
- d) 桩间土软土宜采用本文件第 6.2.10 条第 2 款确定的强度乘以 0.6~0.8 的折减系数，挤土效应大时取小值；
- e) 与排水固结联合应用时，可考虑桩间土有效附加应力产生的强度增量；
- f) 尚应满足本文件第 6.2.10 的规定。

条文说明

- a) 工程实践、试验研究表明，刚性桩主要通过承担大部分路堤荷载、减少桩间荷载提高路堤稳定性，刚性桩路堤破坏模式以绕流滑动为主，刚性桩破坏模式以受弯断裂为主。因此建议同时验算整体滑动稳定性和绕流滑动稳定性。
- d) 刚性桩施工对桩间软土产生扰动，导致其强度下降 40%~60%，其后软土强度有一定恢复。根据工程经验，建议桩间软土强度乘以 0.6~0.8 的折减系数。

6.6.8 修正重度法应符合下列要求：

- a) 稳定分析宜将汽车荷载、路面荷载转换为等效填土厚度；
- b) 稳定安全系数 F_s 应按下列步骤试算：

1) 根据式 (6.6.8-1) 计算的负摩擦力确定桩身中性面，中性面以上摩擦力 τ 取负值；

$$Q_s^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \quad (6.6.8-1)$$

式中： Q_s^n ——负摩擦力 (kN)；

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力 (kN)；

P_p ——桩顶荷载 (kN)，取 $F_s P_{pa}$ 与 Q_{uk} 中的小者， P_{pa} 按本文件第 6.6.3 条规定计算。

2) 路堤土的修正重度可按式 (6.6.9-2)、式 (6.6.8-3) 计算；

$$\gamma_{fr} = F_s \gamma_f \frac{F_s P_u - P_p}{F_s P_u} \quad (6.6.8-2)$$

$$\gamma_{fdr} = F_s \gamma_{fd} (1 - m_p) + \frac{u_p \tau}{A_u} \quad (6.6.8-3)$$

式中： γ_{fr} ——桩帽顶面以上填料修正重度（kN/m³）；

γ_f ——桩帽顶面以上填料重度（kN/m³）；

P_u ——单桩分担面积内桩帽顶面以上荷载（kN）；

γ_{fdr} ——桩间路堤土修正重度（kN/m³）；

γ_{fd} ——桩间路堤土重度（kN/m³）；

m_p ——桩的置换率；

u_p ——桩的周长（m）；

τ ——桩侧摩擦力（kPa），中性面以上取负值；

A_u ——单桩分担面积（m²）。

3）桩间地基土修正重度可按式（6.6.8-4）计算；

$$\gamma_{sr} = \gamma_s (1 - m_p) + \frac{u_p \tau}{A_u} \quad (6.6.8-4)$$

式中： γ_{sr} ——地基土的修正重度（kN/m³）；

γ_s ——地基土的重度（kN/m³）。

4）刚性桩未穿透软土层时，应按式（6.6.8-5）计算桩端区土层的修正重度；

$$\gamma_{sr} = \gamma_s + \frac{Q_{pk}}{D^2 T_e} \quad (6.6.8-5)$$

式中： Q_{pk} ——总极限端阻力标准值（kN）；

T_e ——桩端区厚度（m），可取 0.5m~1.0m。

5）桩间土黏聚力、不排水抗剪强度可按列式（6.6.8-6）、（6.6.8-7）修正；

$$c_r = c(1 - m_p) \quad (6.6.8-6)$$

$$C_{ur} = C_u(1 - m_p) \quad (6.6.8-7)$$

式中： c_r ——黏聚力修正值（kPa）；

c ——黏聚力（kPa）；

C_{ur} ——不排水抗剪强度修正值（kPa）；

C_u ——不排水抗剪强度（kPa）。

6）忽略桩，桩顶、桩间路堤土采用 γ_{fr} 、 γ_{fdr} ，地基加固区采用 γ_{sr} 、 c_r 、 C_{ur} ，其他区域采用未修正指标，利用稳定分析软件计算得到绕流滑动安全系数 F_f ；

7) 当 F_f 不等于 1.0 时, 应调整 F_s 并重复本款第 1) ~6) 项直至 F_f 与 1.0 的偏差小于 0.005。

c) 地基土 c 、 φ 采用直接快剪或不固结不排水剪试验确定时 F_s 不应小于 1.4, 采用原位测试确定时 F_s 不应小于 1.5。考虑地震力时 F_s 宜减少 0.1;

d) 当 F_s 小于 1.0 时, 尚需分析桩(帽)顶面以上路堤自身的稳定性, 路堤自身稳定安全系数不宜小于 1.4。路堤自身稳定分析时地基土黏聚力取值不宜小于 100kPa。

条文说明

b) 路堤绕流滑动时, 滑动面圆心外侧桩间土隆起, 图 6-19 中 1 区路堤中土拱作用于桩间土上, 桩间土几乎承担全部路堤土荷载; 滑动面圆心内侧桩间土沉降, 图 6-19 中 2 区路堤中土拱作用于桩帽顶面, 桩帽对路堤产生竖向反力 P_p , 作用于桩间土的荷载很小。滑动面圆心外侧、拉中性面以上区域(图 6-19 中 3 区), 桩间土相对刚性桩向上位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力 τ 向下; 滑动面圆心内侧、压中性面以上区域(图 6-19 中 4 区), 桩间土相对刚性桩向下位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向上; 滑动面圆心外侧、拉中性面以下区域(图 6-19 中 5 区), 桩间土相对刚性桩向下位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向上; 滑动面圆心内侧、中性面以下区域(图 6-19 中 6 区), 桩间土相对刚性桩向上位移, 刚性桩对桩间土的摩擦力向下。桩底端对图 6-19 中 7 区土体的 Q_{pk} 向下。刚性桩对滑动体产生水平阻力 q_h 。 P_p 和 q_h 均对绕流滑动有阻止作用, 圆心内侧负摩擦力和圆心外侧正摩擦力阻止绕流滑动, 圆心内正摩擦力和圆心外侧负摩擦力促进绕流滑动, Q_{pk} 促进绕流滑动。用于地基处理的刚性桩抗裂弯矩很小, 能承受的 q_h 很小, 可忽略不计。

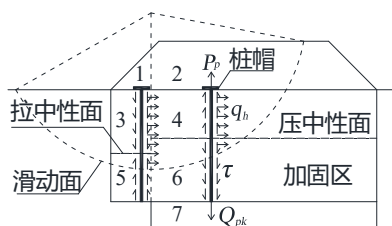


图 6-19 桩对滑动体的作用力

基于上述分析提出修正重度法, 其核心思路为: P_p 可以抵消自重等于 P_p 的路堤土荷载, 促使路堤绕流滑动的是桩间土承担的荷载, 可对桩帽以上路堤重度按式 (6.6.8-2) 进行修正。桩侧负摩擦力阻止桩间土绕流滑动, 正摩擦力促进桩间土绕流滑动, 因此可将桩侧摩擦力按式 (6.6.8-4) 转换到桩间土重度中。由于路堤绕流滑动稳定分析对象为路堤和桩间土, 为便

于稳定分析，桩所占空间需要以桩间土代替，因此重度修正时需将桩间土均化到整个加固区并保持整个加固区内桩间土重量不变。

由于路堤绕流滑动稳定分析对象为路堤和桩间土，为便于稳定分析，将桩间土黏聚力或不排水抗剪强度均化到整个加固区以保持整个加固区内桩间土黏聚力不变。由于桩间土总质量不变，因此桩间土内摩擦角不需要变化。

修正重度法的缺点是对路堤内的滑动面上的路堤土也进行了修正，与实际情况不符。由于路堤内的滑动面接近直立，因此误差不大；圆心外侧的桩顶无法形成土拱，刚性桩成为抗拔桩。不考虑该因素得到的稳定安全系数偏小且误差不大，因此可以不考虑该因素。

修正重度法经多项工程验证，与工程实际情况基本吻合。

c) 修正重度法的前提是刚性桩不受弯断裂，因此需要提高 F_s 以减少路堤位移、避免刚性桩断裂。广东地区水塘众多，很难达到桩承堤的要求。

d) 当 F_s 小于 1.0 时，修正重度法对路堤土重度进行了折减，因此其无法合理反映路堤自身的稳定性，需要单独计算路堤自身的稳定性。

6.6.9 刚性桩最大弯矩不应大于其极限弯矩。刚性桩弯矩宜采用有限元等数值方法分析，边坡范围内刚性桩弯矩可按本指南附录 A 计算。

条文说明

路基边坡范围部分混凝土桩受弯开裂或断裂，不一定导致路基滑塌，但是会因为差异沉降导致路基边坡开裂，并导致工程浪费。

6.6.10 加固区沉降宜采用有限元等数值方法、附加应力法分析计算。采用附加应力法时应符合下列要求：

a) 刚性桩承载力极限状态对应的负摩擦力 Q_{s1}^n 宜采用式 (6.6.10-1) 计算。如 $P_p + Q_{sm}^n \geq A_u p$ 时，桩间荷载全部转移到桩身对应的负摩擦力 Q_{s2}^n 宜采用式 (6.6.10-2) 计算，否则宜采用式 (6.6.10-3)。 Q_{s1}^n 小于 Q_{s2}^n 时，刚性桩达到承载力极限状态，中性面应采用 Q_{s1}^n 确定，否则刚性桩未达到承载力极限状态，中性面应采用 Q_{s2}^n 确定。

$$Q_{s1}^n = \frac{Q_{uk} - P_p}{2} \quad (6.6.10-1)$$

$$Q_{s2}^n = u_p \tau_{um} \frac{A_u p' - P_p}{u_p \tau_{um} - A_u \gamma_m} \quad (6.6.10-2)$$

$$Q_{s2}^n = \frac{A_u p (u_p P + 2Q_{sm}^n) - u_p P P_p}{2A_u p + u_p P} \quad (6.6.10-3)$$

式中： P_p ——桩顶荷载（kN），取 P_{pa} 与 Q_{uk} 中的小者， P_{pa} 按本文件第 6.6.3 条规定计算；

Q_{sm}^n ——桩顶以下新近填土对单桩的摩擦力（kN）；

A_u ——单桩分担面积（m²）；

p ——路堤荷载集度（kPa）；

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力（kN）；

u_p ——桩周长（m）；

τ_{um} ——工作垫层极限侧阻力（kPa）；

p' ——桩帽顶面处路堤荷载集度（kPa）；

γ_m ——桩帽以下填土重度（kN/m³）；

P ——路基纵向每延米的路基总荷载（kN）。

b) 刚性桩达到承载力极限状态时，桩间地基土的附加应力可按式（6.6.10-4）计算，桩间土沉降可利用桩间地基土的附加应力采用分层总和法计算。

$$\sigma_{sz} = \frac{p \left(1 - \frac{2}{P} \sum \Delta z_j \xi |\tau_{uj}| \right) - \frac{P_p - u_p \sum \Delta z_i \tau_{ui}}{A_u}}{1 - m_p} \quad (6.6.10-4)$$

$$\xi = \frac{P}{B f_a + 2 \sum_{j=1}^n \Delta z_j |\tau_{uj}|} \quad (6.6.10-5)$$

式中： σ_{sz} —— z 处桩间土附加应力（kPa）；

Δz_j ——第 j 层土厚度（m）， j 从填土层底面起算；

ξ ——加固区两侧摩擦力发挥系数；

τ_{ui} ——第 i 层土极限侧阻力（kPa），负摩擦区取负值；

Δz_i ——第 i 层土厚度（m）， i 从桩顶面起算；

m_p ——桩置换率；

B ——路基底面宽度（m）；

f_a ——加固区底面土层承载力特征值（kPa）；

n ——地表面与加固区底面之间的土层数。

c) 刚性桩未达到承载力极限状态时，桩间地基土沉降宜按下列步骤计算：

1) 中性面以上桩间地基土附加应力应按照本条第 b) 款计算, 中性面以上桩间地基土沉降应利用桩间附加应力采用分层总和法计算;

2) 中性面以下极限桩侧阻力的反力在桩间土中产生的附加应力可采用式 (6.6.10-6) 计算, 中性面以下加固区两侧摩擦力导致桩间土负附加应力可采用 (6.6.10-7) 计算, 桩底刺入破坏前的最大刺入变形可按式 (6.6.10-8) 计算。如果 $P_p + Q_s^n > Q_p$ 且式 (6.6.10-9) 计算的 $S_{12} > S_{bm}$, 则中性面以下桩间土沉降应采用式 (6.6.10-9) 计算, 否则应采用式 (6.6.10-10) 计算。

$$\sigma_{sz}^{pm} = \frac{u_p \sum \Delta z_k \tau_{uk}}{A_u (1-m)} \quad (6.6.10-6)$$

$$\sigma_{sz}^n = p \frac{2\xi \sum \Delta z_k \tau_{uk}}{P(1-m)} \quad (6.6.10-7)$$

$$S_{bm} = 0.88 \frac{dq_p (1-\mu^2)}{E_0} \quad (6.6.10-8)$$

$$S_{12} = \frac{P_p + Q_s^n - Q_p}{Q_s - Q_s^n} S_{12}^{pm} - S_{12}^n \quad (6.6.10-9)$$

$$S_{12} = S_{bm} \frac{S_{12}^{pm} (P_{pa} + Q_s^n) - S_{12}^n (Q_s - Q_s^n)}{S_{bm} (Q_s - Q_s^n) + S_{12}^{pm} Q_p} \quad (6.6.10-10)$$

式中: σ_{sz}^{pm} ——中性面以下极限桩侧阻力的反力在 z 处桩间土中产生的附加应力 (kPa);

Δz_k ——第 k 层土厚度 (m), k 从中性面起算;

σ_{sz}^n ——中性面以下加固区两侧摩擦力导致 z 处桩间土负附加应力 (kPa);

S_{bm} ——桩底端刺入破坏前的最大刺入变形 (mm);

d ——桩端直径 (m);

q_p ——极限端阻力 (kPa);

μ ——桩端土泊松比;

E_0 ——桩端土变形模量 (MPa);

S_{12} ——中性面以下桩间土沉降 (mm);

Q_p ——刚性桩极限端阻力 (kN);

S_{12}^{pm} ——利用 σ_{sz}^{pm} 采用分层总和法计算得到的中性面以下桩间土沉降量 (mm);

Q_s ——刚性桩极限侧阻力 (kN);

S_{12}^n ——利用 σ_{sz}^n 采用分层总和法计算得到的中性面以下桩间土沉降量 (mm)。

d) 加固区沉降应等于桩间土沉降与 $1-m_p$ 之积。

条文说明

附加应力法考虑刚性桩路堤桩土变形不协调的特点，以桩间土为分析对象，考虑刚性桩对桩间土的作用。为简化计算，可近似假设中性面以上桩侧摩阻力充分发挥，且中性面处桩间土附加应力等于零。

b) z 处桩土平均附加应力见式(6-15)、桩身轴力见式(6-16)。

$$\sigma_z = p \left(1 - \frac{2}{P} \sum_{i=1}^m \Delta z_i \xi \tau_{ui} \right) \quad (6-15)$$

$$P_z = P_p - u_p \sum_{i=1}^l \Delta z_i \tau_{ui} \quad (6-16)$$

结合复合地基桩土荷载关系可得式(6.6.10-4)。

c) 刚性桩未达到承载力极限状态，桩底端也可能刺入破坏。 $P_p + Q_s^n < Q_p$ 时，桩底端未刺入破坏，此时有

$$\alpha S_{12}^{pm} - S_{12}^n = \beta S_{bm} \quad (6-17)$$

$$P_p + Q_s^n = \alpha(Q_s - Q_s^n) + \beta Q_p \quad (6-18)$$

式中： α 为中性面以下桩侧阻力发挥系数， β 为桩端阻力发挥系数。

由式(6-17)、(6-18)可得式(6.6.10-10)。

$P_{pa} + Q_s^n \geq Q_p$ 时，桩底端可能刺入破坏，也可能未刺入破坏。假设桩底刺入破坏，可得式(6-25)和式(6.6.10-9)，如果式(6.6.10-9)计算的中性面以下桩间土沉降大于桩底端刺入破坏前的最大刺入变形 S_{bm} ，则桩底刺入破坏，采用式(6.6.10-9)计算中性面以下桩间土沉降，否则桩底端未发生刺入破坏，采用式(6.6.10-10)计算中性面以下桩间土沉降。

$$\alpha = \frac{P_p + Q_s^n - Q_p}{Q_s - Q_s^n} \quad (6-19)$$

算例：路堤高7.3m，顶宽26m，坡率1:1.5，重度 20kN/m^3 ，综合内摩擦角 30° 。地基地层情况见表6-8，采用素混凝土桩复合地基，桩直径0.4m，正方形布置。8种复合地基方案及其沉降见表6-9，可见，推荐方法可以反映桩帽、桩帽下填土、桩底挤扩、软土下卧层、单桩承载力等因素对沉降的影响。

表 6-8 地基地层情况

序号	土层名	厚度 m	极限侧阻力 kPa	极限端阻力 kPa	承载力特征值 kPa	压缩模量 MPa	变形模量 MPa	泊松比
1	淤泥	6	12	—	—	1.5	—	—

2	淤泥	6	15	—	—	2.0	—	—
3	淤泥	6	18	600	42.9	2.5	6	0.35
4	粉质黏土	10	80	2500	18.6	10.0	25	0.35
5	基岩	—	—	—	—	—	—	—

表 6-9 复合地基方案及其沉降

方案	间距 m	桩长 m	桩帽边长 m	承载力 kN	桩荷载 kN	刺入 破坏	α	加固区沉降 mm	下卧层沉降 mm	总沉降 mm
1	1.2	17.0	无桩帽	392.1	111.3	是	0.577	339.9	163.0	502.9
2	1.2	18.5	无桩帽	703.7	111.3	否	0.043	161.9	117.8	279.8
3	1.2	25.0	无桩帽	1357.2	111.3	否	0.024	161.5	35.7	197.2
4	3.0	25.0	1.8	1357.2	1213.1	是	1	132.3	35.7	168.0
5	3.0	27.5	1.8	1420.0	766.2	是	1	331.6	33.0	364.5
6	3.0	25.0	无桩帽	1357.2	160.5	是	1	1081.1	35.7	1116.8
7	3.0	18.5	1.8	703.7	703.7	是	1	751.6	115.0	866.6
8	3.0	18.5	1.8	2353.1	1213.1	否	0.587	63.6	115.0	178.6

注：方案 5 桩顶以下填土厚 2.5m，其重度 18kN/m³，极限侧阻力 20kPa，压缩模量 3MPa；方案 8 桩下部 0.5m 范围内扩大直径至 1.0m。

6.6.11 桩顶以下无填土的桩筏结构、桩板结构、桩帽结构，加固区沉降可采用承载力比值法计算，并应符合下列要求：

a) 加固沉降计算宜按下式计算

$$S_1 = S_{1n} f_{sk} / f_{spk} \quad (6.6.11-1)$$

$$f_{spk} = f_{sk} (1 - m_p) + \frac{Q_{uk}}{2A_u} \quad (6.6.11-2)$$

式中： S_1 ——加固区沉降（mm）；

S_{1n} ——加固深度内天然地基沉降（mm）；

f_{sk} ——天然地基承载力特征值（kPa）；

f_{spk} ——复合地基软土承载力特征值（kPa）；

m_p ——桩置换率；

Q_{uk} ——单桩极限承载力（kN）；

A_u ——单桩负责范围面积（m²）。

b) 软土地基 f_{sk} 可根据软土不排水抗剪强度按式计算或根据含水率按表 6.6.11 确定：

$$f_{sk} = 2.57C_u \quad (6.6.11-3)$$

式中： C_u ——软土不排水抗剪强度（kPa）。

表 6.6.11 软土地基承载力特征值

软土含水率（%）	36	40	45	50	55	65	75
f_{sk} （kPa）	100	90	80	70	60	50	40

条文说明

b) 软土地基承载力采用《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363-2019）推荐方法。

6.6.12 下卧层沉降应根据附加应力采用分层总和法计算。

6.6.13 沉降修正系数取值宜符合 6.2.11 条要求。

6.6.14 固结度宜对桩间土固结系数乘以 $\frac{S_{ln}}{S_1(1-m_p)}$ 后按本文件第 6.2.12 条计算。

条文说明

按照第 6.4.6 条的条文说明，固结系数与桩土应力比有关。刚性桩地基不存在等沉区或等沉区范围很小，桩土应力比沿深度变化。为便于计算分析，近似认为加固区 $1-m_p+m_p n$ 的平均值等于加固区未加固时沉降与加固后沉降的比值。

6.6.15 除采用静压施工外，刚性桩宜进行试桩。试桩应符合下列要求：

- a) 应根据桩型、设计要求、施工方法等确定试桩目的，并宜符合下列要求：
 - 1) 钻孔灌注桩宜验证单桩承载力；
 - 2) 沉管灌注桩、长螺旋成孔灌注桩宜验证或确定终孔标准；
 - 3) 预制桩锤击法施工宜验证或确定收锤标准。
- b) 试桩应在勘察孔附近；
- c) 试桩数量不宜少于 3 根。

6.6.16 刚性桩施工方法应根据桩型、地质情况、施工环境、设备情况等综合选择，刚性桩沉桩或成孔应符合下列要求：

- a) 预制桩施工宜根据地基承载力、施工空间、周边环境要求等选择锤击法或静压法；
- b) 采用静压法时，每个工点应进行压桩力率定；

- c) 采用锤击法时，宜采用液压打桩锤并使用打桩自动记录仪，冲锤的冲击力不应小于设计单桩竖向极限承载力；
- d) 管桩底端应设置封口型桩尖，并应采取措施避免泥砂、碎石等进入管桩内；
- e) 灌注桩可根据桩径、净空、周围建（构）筑物保护要求等采用沉管、长螺旋、回旋、旋挖、冲击等成孔方法，长螺旋、回旋、旋挖、冲击成孔时应观测和记录地层及其变化情况；
- f) 软基中筒桩施工应采用向内侧套管挤土的桩尖；
- g) 刚性桩桩径偏差不宜大于-20mm，桩位偏差不宜大于 50mm，垂直度偏差不宜大于 1.0%，预制桩第一节桩的垂直度偏差不宜大于 0.5%。

条文说明

d) 利用管桩桩孔可以大比例的检测桩长。为发挥该优势，应保证泥砂、碎石等进入桩孔内，除了桩底设置封口型桩尖外，还需要避免泥砂、碎石等从桩顶进入管桩内。

6.6.17 桩的连接可采用焊接、法兰连接或机械快速连接，宜采用机械快速连接。焊接接桩应符合下列要求：

- a) 接桩宜采用二氧化碳保护焊，焊丝宜采用 ER50-6 型；
- b) 焊条宜采用 E43，并应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB50661 要求；
- c) 上下节桩段错位偏差不宜大于 2mm；
- d) 焊接前坡口应刷至露出金属光泽，焊接宜在四周对称进行，焊缝分层应不小于 2 层，下一层施焊前应清除焊渣，焊缝应连续、饱满；
- e) 手工电弧焊的自然冷却时间不应少于 8min，二氧化碳气体保护焊的自然冷却时间不应小于 5min。

6.6.18 刚性桩桩长确定应符合下列要求：

- a) 灌注桩应根据成孔揭示的地质情况按照设计要求确定桩长；
- b) 变桩长过渡段应符合设计桩长要求；
- c) 采用静压法施工时，终压力不应小于单桩竖向极限承载力标准值；
- d) 采用锤击法施工时，除定桩长路段外，桩长应根据收锤标准确定。收锤标准应根据地质情况、单桩承载力、锤重等综合确定。收锤标准可按式（6.6.18）估算，并应利用静载试验或高应变动测仪监测的试桩验证；

$$\Delta_{10} = \frac{10\zeta L_F W_h}{Q_{uk}} \quad (6.6.18)$$

式中： Δ_{10} ——最后 10 击的贯入度（cm）；

ζ ——修正系数，可取 0.6~0.8；

L_F ——冲程（cm）；

W_h ——柴油锤冲击部分重量（kN）；

Q_{uk} ——单桩竖向极限承载力标准值（kN）。

e) 采用振动法施工时，停止下沉的电流、电压值宜根据单桩承载力、试桩结果、工程经验等综合确定，宜通过静载试验进行核实；

f) 预制桩满足终沉标准时宜将剩余桩段沉设完毕。

条文说明

e) 振动沉桩时桩周土受振动扰动严重，沉桩阻力与实际承载力差别较大，目前尚无成熟的停沉标准。为保证单桩竖向承载力，建议通过静载试验核实停沉标准。

6.6.19 混凝土泵送时坍落度宜为 160mm~220mm，骨料粒径不宜大于 30mm；料斗投放时坍落度宜为 30mm~100mm，软土中宜采用较小的坍落度。

6.6.20 灌注桩施工应符合下列要求：

a) 采用长螺旋钻孔管内泵压法施工时，应在钻杆芯管充满混合料后开始拔管；

b) 沉管法施工时，应在桩管内灌满混凝土后原位留振 5s~10s 再振动拔管，每拔出 0.5m~1.0m 应停拔留振 5s~10s。一般土层中提管速度宜为（1.0~1.2）m/min，软土层中宜为（0.3~0.8）m/min；

c) 注浆桩可采用下插注浆管、投放碎石、注浆的施工工艺或注浆、投放碎石的施工工艺；

d) 桩顶施工标高高出设计标高不宜小于 0.3m；

e) 灌注桩充盈系数不应小于 1.0，超过 1.5 时应分析原因，必要时改变桩型或地基处理方案。

6.6.21 沉管法施工、长螺旋泵压法施工的灌注桩桩顶钢筋宜在混凝土初凝前插设。

6.6.22 刚性桩桩头处理应符合下列要求：

- a) 桩头处理时混凝土强度不应小于 80%；
- b) 桩顶浮浆或质量差的混凝土应凿除或切除；
- c) 截桩时应避免破坏刚性桩，宜采用圆盘锯桩器截割，严禁用大锤横向敲击或扳拉截断；
- d) 桩头处理后桩顶应平整，桩顶标高应符合设计要求。

6.6.23 桩帽、筏板施工应符合下列要求：

- a) 桩帽、筏板施工时刚性桩应经检验合格且刚性桩强度应不低于设计强度的 80%；
- b) 基槽开挖、钢筋施工、混凝土施工应避免挤压、破坏刚性桩；
- c) 桩帽中心与桩顶中心的偏差不宜大于 20mm，桩帽顶面倾角不宜大于 1°，相邻桩帽高差不宜大于 30mm。

6.6.24 褥垫层施工应符合下列要求：

- a) 褥垫层施工时桩帽强度不应小于设计强度的 80%；
- b) 应采用避免桩帽、土工格栅等破坏的褥垫层施工方法、施工顺序，褥垫层铺设机械应在已施工的褥垫层上作业，垫层密实宜采用静力压实法。

6.6.25 加筋材料铺设应符合本文件第 6.2.21 条的规定。

6.6.26 路基填筑施工应符合以下要求：

- a) 工作垫层材料和压实度应满足地基处理施工需要；
- b) 桩顶以上路基填筑时桩帽、筏板的强度不应小于设计强度的 80%；
- c) 路堤填筑应避免破坏刚性桩和桩帽；
- d) 桩顶以上填土厚度小于 3m 时不应采用冲击压实，桩顶以上填土厚度小于 6m 时不应采用强夯压实；
- e) 等载分层荷载不应大于 5kPa。

6.6.27 质量检验应符合下列要求：

- a) 灌注桩应在成桩 28d 后进行质量检验，预制管桩宜在施工 7d 后检验；

b) 应挖出所有桩头检验桩数，现场随机选取 1%的桩检验桩距。灌注桩应结合充盈系数记录检查桩径；

c) 刚性桩桩长检测应符合表 6.6.27 要求。路堤高度超过极限填土高度的路段尚应满足每 50m 长新建路段不少于 2 根，拓宽路段不少于 1 根；

表 6.6.27 桩长检测要求

桩的类型	低应变动测法	抽芯法	测绳法
预制实心桩	不少于 10%	—	—
预制管桩	不少于 5%	—	不少于 50%
实心灌注桩	不少于 10%	不少于 0.5%且不少于 3 根	—
现浇筒桩	不少于 10%	—	不少于 0.5%

d) 应现场随机选取不少于 0.5%且不少于 3 根灌注桩抽芯检测桩身强度。路堤高度超过天然地基极限填土高度的路段尚应满足每 50m 长新建路段不少于 2 根，拓宽路段不少于 1 根；

e) 应现场随机选取不少于 0.5%且不少于 3 根刚性桩进行单桩静载试验或高应变动测试验，高应变动测应经单桩静载试验对比验证。路堤高度超过天然地基极限填土高度的路段尚应满足每 50m 长新建路段不少于 2 根，拓宽路段不少于 1 根。

6.7 泡沫轻质土路堤法

6.7.1 泡沫轻质土路堤法宜用于图 6.7.1 所示的以下路段：

- a) 既有路堤拓宽路段；
- b) 路堤高度大于排水固结路堤适用高度的路段；
- c) 需要对既有桥梁等建（构）筑物保护的路段；
- d) 需要采用直立式路堤的路段；
- e) 工后沉降过大路段；
- f) 台背、涵背回填；
- g) 其他需要减载或减少水平压力、路堤直立或碾压困难的路段。

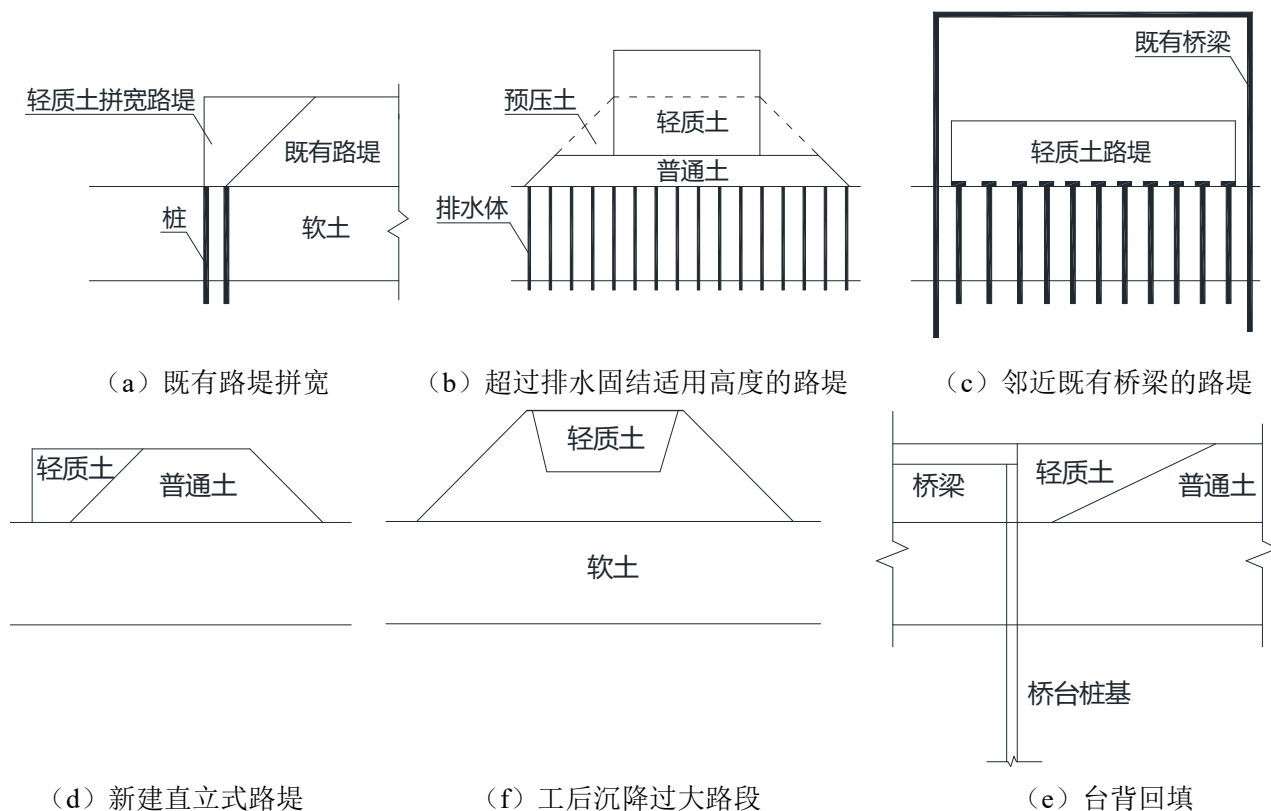


图 6.7.1 应用轻质土的路段

条文说明

泡沫轻质土路堤通常采用应力补偿的原则取消或减少地基处理，可以看作一种广义的地基处理方法。

b) 排水固结路堤存在极限高度，超过其极限高度时多采用复合地基，造价较高。采用低于排水固结路堤极限高度的填土荷载预压后卸除多余填土、然后填筑轻质土至路床顶面，该作法往往比复合地基造价低。

6.7.2 泡沫轻质土路堤形态应符合下列要求：

- 轻质土底面宽度不宜小于 2m；
- 轻质土路堤直立填筑高度不宜超过 15m；
- 非软基路段可采用中部普通土、两侧轻质土的直立式路基结构；
- 与轻质土路堤相邻的既有路堤稳定安全系数不宜小于 1.3；
- 路堤横向单侧富余宽度宜为 0.3m~0.5m。

条文说明

a) 轻质土底宽不一定是在地基上，可能是在路堤上，如图 6-20 所示。

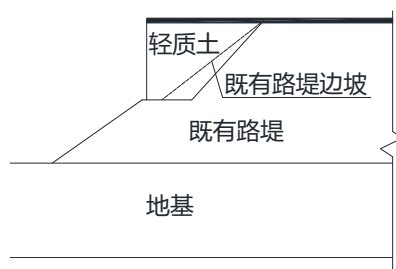


图 6-20 泡沫轻质土路堤断面

b) 柳州~南宁高速公路该扩建工程中泡沫轻质土路堤最大高度已经达到 24m。建议不超过 15m 主要是基于经济性和工程实践经验等。

d) 轻质土路堤重量小、抗倾覆能力和抗滑能力差，因此建议与轻质土路堤相邻的既有路堤稳定安全系数不宜小于 1.3。

6.7.3 路床范围内的泡沫轻质土湿重度不宜小于 6.5kN/m^3 ，抗压强度不宜小于 1.2MPa ；地下水位以下的泡沫轻质土湿重度不宜小于 10kN/m^3 ，抗压强度不宜小于 0.6MPa ；其他部位的泡沫轻质土湿重度不宜小于 5.5kN/m^3 ，抗压强度不宜小于 0.8MPa 。

条文说明

试验表明，泡沫轻质土重度不小于 6.5kN/m^3 时，泡沫轻质土的孔隙基本不连通、抗压强度较高，物理力学性能受交通荷载、地下水等因素的影响很小。泡沫轻质土重度小于 4kN/m^3 时，泡沫轻质土的孔隙连通性大、抗压强度低，物理力学性能受交通荷载、地下水等因素影响较大。

6.7.4 泡沫轻质土路堤附属工程应符合下列要求：

a) 轻质土路堤底面、顶面、应力集中的部位应设置 1~2 层加筋材料，加筋材料与轻质土表面的间距、加筋材料层距宜为 $0.3\text{m}\sim 0.5\text{m}$ 。加筋材料可采用直径 $3.2\text{mm}\sim 4\text{mm}$ 、间距 $50\text{mm}\sim 100\text{mm}$ 的钢丝网或抗拉强度不小于 50kN/m 的钢塑土工格栅；

b) 沉降缝间距宜为 $10\text{m}\sim 15\text{m}$ ，断面突变处应设沉降缝，各层轻质土的沉降缝应上下贯通。沉降缝宜设置 $20\text{mm}\sim 30\text{mm}$ 厚的聚苯乙烯泡沫板；

c) 轻质土滑动稳定性不满足要求时，可设置钢筋等抗滑锚固件；

d) 轻质土路基顶面如需通行施工车辆，应设置一层厚度不小于 150mm 的钢筋混凝土板；

e) 轻质土与普通土之间有可能积水时应设置排水设施，并应避免泡沫轻质土堵塞排水设施；

f) 轻质土临空面应设置护壁。混凝土护壁厚度不应小于 40mm，强度等级不应低于 C20。轻质土路堤可能被撞击或冲刷的部分应采用厚度不小于 20cm 的 L 形钢筋混凝土挡墙；

g) 每块预制护壁应采用型钢立柱、钢筋进行 4 点固定。轻质土路堤高度小于 5m 时立柱宜采用边宽不小于 50mm 的角钢，路堤高度大于 5m 时宜采用边宽不小于 70mm 的角钢；

h) 路面与护壁之间的轻质土顶面宜采用微膨胀混凝土或砂浆封闭并避免积水；轻质土路堤坡脚应避免积水和冲刷；

i) 泡沫轻质土顶面宽度较小时，应采取避免轻质土倾覆或滑动的措施。

条文说明

b) 差异沉降必然导致轻质土转动，为避免轻质土开裂，沉降缝处设置泡沫板，不设置木板。因木板弹性模量大于轻质土的弹性模量。

c) 既有软基路堤拓宽采用轻质土路堤时，由于差异沉降等原因，轻质土路堤与既有路堤之间可能出现纵向裂缝，路面水可能进入轻质土路堤与既有路堤之间的界面处。轻质土路堤抗倾覆、抗滑动性能差，应避免轻质土与普通土界面处积水对轻质土路堤产生的浮力、压力。

f)~g) 泡沫轻质土具有硬化后可直立的特点，侧向应力几乎为零。护壁主要用于防止泡沫轻质土直接与大气接触以延缓风化，且施工过程中可作为临空面模板。工程常用的护壁有两种，一是 4cm 厚预制薄壁式保护壁，二是 20cm 或 30cm 钢筋混凝土保护壁。

h) 轻质土路堤横向富裕宽度通常为 0.3~0.5m，该部分轻质土顶面经常裸露，且由于护壁高于轻质土顶面而经常积水，积水沿护壁与轻质土之间的缝隙下渗，导致部分轻质土重度增大、护壁外析出大量白色的碳酸盐结晶体。因此建议路面与护壁之间的轻质土顶面采用微膨胀混凝土或砂浆封闭。

i) 轻质土顶面宽度较小时，在水平土压力、水压力、汽车撞击力、汽车离心力、声屏障风荷载等荷载作用下，轻质土路堤有可能倾覆或滑动。常用的措施有增大钢筋混凝土板宽度、轻质土宽度等。

6.7.5 堆载预压后再施工轻质土路堤时，轻质土厚度应按式（6.7.5-1）、式（6.7.5-3）计算并取大者；真空联合堆载预压后再施工轻质土路堤时，轻质土厚度应按式（6.7.5-2）、式（6.7.5-3）计算并取大者。需要卸除的填土厚度应按式（6.7.5-4）计算。

$$T_l = \frac{K\gamma_f [T_e S_f - T_f (S_f U_t + S_{ra})]}{S_f (\gamma_f - \gamma_l)} \quad (6.7.5-1)$$

$$T_l = \frac{K\gamma_f [T_e S_f - T_{vf} (S_f U_t + S_{ra})]}{S_f (\gamma_f - \gamma_l)} \quad (6.7.5-2)$$

$$T_l = T_e - T_p - T_f \quad (6.7.5-3)$$

$$T_r = T_f + T_l + T_p - T_e \quad (6.7.5-4)$$

式中： T_l ——轻质土换填厚度（m）；

K ——安全系数，宜取 1.2~1.3；

γ_f ——路堤填土重度（kN/m³）；

T_e ——路面结构等效填土厚度、路堤设计填土高度、换填轻质土前已完成沉降土方之和（m）。水位以下沉降土方重度应换算为水位以上填土重度；

S_f ——对应 T_f 的最终沉降（m）；

T_f ——预压填土厚度（m），已通车公路尚应包括路面结构的等效填土厚度。水位以下沉降土方重度应换算为水位以上填土重度；

U_t ——产生工后沉降的主要土层的固结度；

S_{ra} ——容许工后沉降（m），不宜大于 50mm；

γ_l ——轻质土重度（kN/m³）；

T_{vf} ——包括真空荷载等效填土厚度的预压填土厚度（m），已通车公路尚应包括路面结构的等效填土厚度。水位以下沉降土方重度应换算为水位以上填土重度；

T_r ——需要卸除的填土厚度（m）；

T_p ——路面结构等效填土厚度（m）。

条文说明

由应变固结度定义可得式（6-20）。

$$U_p = 1 - \frac{S_{ra}}{S_e} \quad (6-20)$$

式中 U_p 为目标固结度； S_{ra} 为容许工后沉降； S_e 为恒载对应的最终沉降。

研究表明，软基路堤沉降与荷载基本成正比，因此得式（6-21）。

$$S_e = \frac{S_f [T_l \gamma_l + (T_e - T_l) \gamma_f]}{T_f \gamma_f} \quad (6-21)$$

式中： S_f 为对应 T_f 的最终沉降。

由应力固结度定义得式 (6-22)。

$$U_p = \frac{T_f \gamma_f U_t}{T_l \gamma_l + (T_e - T_l) \gamma_f} \quad (6-22)$$

由式 (6-20) ~ 式 (6-22)，并考虑安全系数可得式 (6.7.5-1)。根据路堤竖向空间关系得到的轻质土厚度见 (6.7.5-3)。

对于真空联合堆载预压路段，根据工期安排可以确定卸载时地基的固结度，轻质土厚度取式 (6.7.5-2) 和式 (6.7.5-3) 计算值中的大者。

6.7.6 地下水位或地表水位大于轻质土路堤底面标高时，按式 (6.7.6) 计算的抗浮安全系数宜为 1.05~1.15；

$$F_s = \frac{0.95 \gamma_l V_l + P}{\gamma_w V_w} \quad (6.8.6)$$

式中： γ_l ——轻质土湿重度 (kN/m³)；

V_l ——轻质土体积 (m³)；

P ——轻质土上部恒载 (kN)；

γ_w ——水重度 (kN/m³)；

V_w ——水位以下轻质土体积 (m³)。

6.7.7 泡沫轻质土路堤应进行承载力验算。天然地基承载力、刚性桩复合地基承载力宜按本文件第 6.6.11 确定，柔性桩复合地基承载力宜按式 (6.7.7) 计算。

$$f_{spk} = \frac{q_u (1 - m_p + m_p R_E)}{2(R_E - 1)} \quad (6.7.7)$$

式中： f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa)；

q_u ——90d 芯样无侧限抗压强度 (kPa)；

m_p ——桩置换率；

R_E ——桩土模量比，取软土层桩土压缩模量比值、变形模量比值中的大者。

6.7.8 泡沫轻质土路堤沉降计算宜采用本文件式 (6.2.11-1) 或式 (6.2.11-2) 计算，水位以上轻质土重度宜取湿重度，水位以下轻质土重度宜取湿重度的 1.2~1.3 倍，并考虑长期浮力影响。轻质土路堤沉降应符合本文件第 4.3.5 条的要求。

条文说明

国内外室内试验表明，长期浸泡在水中的泡沫轻质土平均重度约增加 15%~25%。室内试验试件尺寸远小于现场泡沫轻质土的尺寸，现场泡沫轻质土平均重度增加小于室内试验结果。目前缺乏现场实测结果，因此偏保守地参考室内试验结果取值。

6.7.9 泡沫轻质土施工设备应符合下列要求：

- a) 施工设备应具有自动进料、电子计量、自动控制、综合信息显示等功能，设备控制系统应具备自动统计和汇总功能；
- b) 设备各单元控制系统应实现相互联动，实现自动化控制，湿重度实时控制误差不应大于 0.2kN/m^3 ；
- c) 综合信息显示屏应动态显示水泥、发泡剂等计量信息和泡沫密度、水泥浆重度、轻质土重度等控制参数。

6.7.10 泡沫轻质土路堤施工应符合下列要求：

- a) 正式施工前应通过首件施工验证施工质量，轻质土标准沉陷率不应大于 2%，现场沉陷率不应大于 5%；
- b) 护壁砌块表面应光滑平整，尺寸应符合设计要求；
- c) 轻质土应采用分层浇注，分层厚度不宜大于 1m；
- d) 分仓面积应使每层轻质土初凝前浇注完；
- e) 轻质土宜跳仓施工，并按设计设置伸缩缝；
- f) 轻质土浇注管出料口埋入轻质土内不应小于 100mm。在移动浇注管、出料口取样、扫平表面时，浇注管口与轻质土表面的高差不应超过 1m。
- g) 浇注接近加筋层、顶层时，应采用后退方式拖移浇筑管进行人工扫平；
- h) 上层浇注施工应在下层轻质土终凝后进行；
- i) 轻质土施工应避开 38°C 以上的时段；
- j) 轻质土不宜在 5 级以上大风天气浇注。当遇到大雨或长时间持续小雨时，未固化的轻质土应采取遮雨措施；
- k) 轻质土固化前应避免对轻质土的扰动；
- l) 轻质土位于地下水位以下或积水区时应采取抗浮措施。轻质土顶面应设置临时排水口等避免积水；

- m) 每层轻质土终凝后应保湿养护,后续作业前最上面一层轻质土养护时间不应少于 7d;
- n) 轻质土路堤顶面台阶高度不宜超过 100mm。
- o) 轻质土顶面不应直接行走机械、车辆。

条文说明

a) 轻质土沉陷过大时,可能在浇筑区内出现“回”字形裂缝,并增大轻质土重度。

d) 分仓面积与设备产能不匹配时,可能出现单层轻质土未在初凝时间内完成浇注,导致已经初凝的轻质土受后续浇注泡沫轻质土流动和挤压的影响而形成剪切裂缝及内部结构破坏。分仓面积使单层轻质土体积不大于单套设备 1 小时产能(低温时面积更大些),通常能避免出现上述现象。

h) 上下相邻浇注层浇注间隔时间太短时,可能导致大量气泡在某个点不断富集上浮形成蘑菇云状凸起。水泥标号越高,尤其是早强水泥,越容易出现这种蘑菇云现象。

l) 工程实践表明,轻质土顶面积水可能导致轻质土护壁倾斜、砌缝处渗水、轻质土位移等病害。因此,雨季通常需要在护壁上设计排水口或采取其他措施,避免轻质土顶面积水。

6.7.11 泡沫轻质土路堤质量检验应符合下列要求:

a) 轻质土湿重度检测频率宜 1 次/100m³,且每层至少检测 1 次,重度应满足设计湿重度 $\pm 0.25\text{kN/m}^3$;

b) 轻质土抗压强度检测频率不应少于 1 组/400m³,且每层至少检测 1 组,抗压强度不应小于设计值。抗压试验前应检测抗压试件的表干重度,表干重度不应大于设计湿重度;

c) 用作换填材料的轻质土宜采用钻孔抽芯等手段检测轻质土厚度、重度和抗压强度,每个工点、每 100m 不少于 1 点。厚度和抗压强度不应小于设计值,表干重度不应小于设计湿重度的 90%。

条文说明

b) 为避免施工单位制样时故意增加水泥以满足强度要求,要求抗压试验前应先检测抗压试件的重度。

c) 工程实践表明,采用轻质土进行换填的工程有出现轻质土厚度不足的可能性,采用钻孔抽芯等手段可以检测泡沫轻质土的实际厚度,并可检测泡沫轻质土的实际重度和强度等。

7 特殊路段软基处理

7.1 一般规定

7.1.1 特殊路段应针对其工程特点及主要问题，收集和分析相关资料，综合比选确定软基处理方案，并应进行动态设计、信息化施工，加强监控。

7.1.2 既有路堤应测试软土的抗剪强度、路堤土的标贯击数和抗剪强度指标等参数。

7.1.3 特殊路段软基处理技术尚应符合第 6 章的相应规定。

7.2 改扩建路段

7.2.1 改扩建工程的调查、勘察与评价应符合下列要求：

- a) 应调查既有公路等级、技术标准、路堤和路面现状、改造计划、附近建（构）筑物等资料；
- b) 应收集既有公路勘察设计、竣工、养护、监测等资料，宜进行沉降监测并推算剩余沉降；
- c) 应在既有路堤路肩、坡脚处布置勘察孔；
- d) 拓宽部分应按照新建路堤要求进行勘察。拓宽路堤勘探孔宜与原有勘探孔布设在同一横断面上。

7.2.2 路堤拼宽采用轻质土路堤时应符合下列要求：

- a) 轻质土路堤不宜用作挡土墙。既有路堤边坡削坡后黏质土不宜陡于 1: 1.0，砂土不宜陡于其休止角。轻质土路堤内侧路堤边坡产生主动土压力时，应按挡土墙验算轻质土路堤的稳定性；
- b) 轻质土路堤尚应符合本文件第 6.7 节要求。

7.2.3 拼宽路基软基处理方法应考虑工程地质、既有路堤和拼宽路堤情况、交通组织、周边环境、工期等因素进行技术经济比较，综合分析确定路基拼宽方案和地基处理方案，并应

符合下列要求：

- a) 对软基拼宽路堤应加强计算分析，对深厚软基路堤建议开展专题研究；
- b) 路基拼宽导致既有路基横坡增加、拼宽部分工后沉降和工后差异沉降均满足要求，且路基稳定满足要求时可不进行地基处理，低填浅挖路段应通过换填或就地固化等满足路床要求；
- c) 不满足第 b)款条件时，软土深度较小的路段宜采用换填或就地固化等方法，软土深厚的路段宜采用复合地基；
- d) 路堤高度小于 3m 且采用刚性桩复合地基时，宜采用桩筏结构或桩板结构；
- e) 既有桥梁等建（构）筑物附近采用管桩、沉管灌注桩、旋喷桩等挤土型桩时，应评估对既有桥梁等建（构）筑物的影响；
- f) 既有路基坡脚以内加固范围应根据沉降和横坡增大值计算确定；
- g) 可采用插设钢板桩后直立开挖、削陡边坡、二次工作平台等方法形成既有路堤边坡范围地基处理工作面（图 7.2.3）。

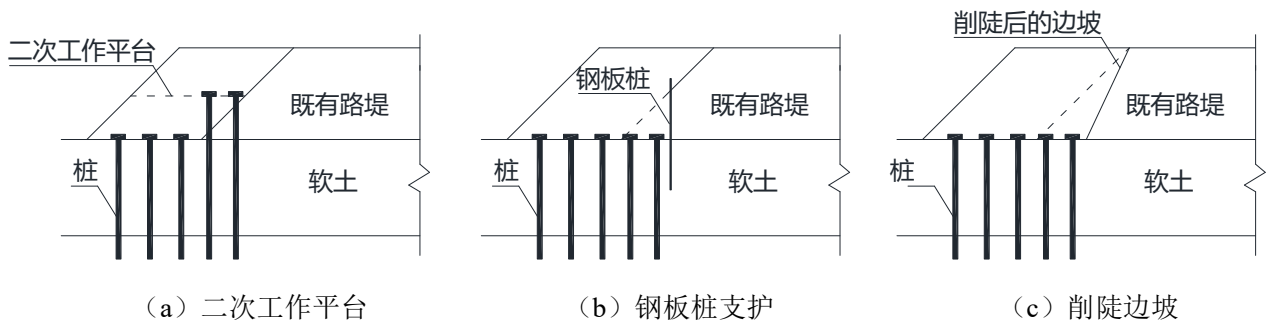


图 7.2.3 既有路堤边坡范围地基处理工作面形成方法

条文说明

d) 工程实践表明，路堤高度低于 3m 时，刚性桩路堤时易出现蘑菇路现象。该种情况下，刚性桩路堤建议设置筏板。

g) 为避免软基处理机械二次进场和桩顶对路面的冲顶，有时需要打设钢板桩或削陡既有路堤边坡。

7.2.4 既有路堤加高路段的地基处理方案应综合考虑新旧路基沉降协调性、路堤稳定性、交通组织、工期等因素进行技术经济比较，综合分析确定。

7.2.5 换填开挖法应符合下列规定：

a) 换填深度和宽度应根据沉降计算确定；

b) 应结合换填开挖方案进行稳定性分析。既有路基整体滑动稳定安全系数、软土挤出稳定安全系数小于 1.2 时，应提出必要的临时支护措施。宜采用钢板桩支护方案，钢板桩嵌固长度应根据计算确定；

c) 换填材料可采用砂、碎石、片石、圬工破碎料、粉质黏土等。换填圬工破碎料时，分层厚度不宜大于 0.6m，粒径不宜大于 0.4m，孔隙率不宜大于 25%。换填粉质黏土时，压实度宜采用下路堤压实度。

7.2.6 就地固化法应要求施工前沿路基每 20m~30m 开挖一条横向探槽，确认地基处理范围内是否存在旧围堰、旧便道及其类型、状态和对地基处理施工的影响。

条文说明

既有路堤坡脚附近可能存在既有围堰、抛石挤淤或施工便道的片石等，为评价其对就地固化施工的影响并采取措施，施工前应通过探槽探明地下障碍物。

7.2.7 搅拌桩复合地基法应符合下列规定：

a) 可用施工宽度超过 11m 时应采用圆形搅拌轴桩机施工的双向搅拌桩；

b) 采用方形搅拌轴桩机时，搅拌桩与削陡后的坡脚间距不宜小于 1.5m；

c) 桩顶与路床顶面的间距小于 2m 时宜采用钉形搅拌桩。

条文说明

c) 采用钉形搅拌桩桩间距小，有利于形成土拱，减少对路面的破坏。

7.2.8 旋喷桩桩顶与路床顶面的间距不宜小于 2m。

条文说明

旋喷桩强度大于搅拌桩，桩土差异沉降更明显。为避免对路面的冲顶效应，建议桩顶与路床顶面的间距不小于 2m。

7.2.9 刚性桩法应符合下列规定：

a) 桩中心与削陡后的坡脚间距不应小于桩帽边长的 0.5 倍；

- b) 轻质土拼宽路基护壁基础下方的桩可不设置桩帽，其余桩顶应设桩帽或筏板；
- c) 挤扩支盘桩用于既有路基加固时，桩底应穿透产生工后沉降的软土层，桩顶宜设置在路堤底部，并在桩顶设置盘代替桩帽。

7.2.10 施工应符合下列要求：

- a) 就地固化、搅拌桩、素混凝土桩等施工前应清除施工范围内的树木、混凝土、片石等障碍物；
- b) 换填、就地固化应按照设计要求分段施工；
- c) CFG 桩、素混凝土桩、灌注桩成孔方法应根据施工空间、地质条件、周边环境等选择。空间受限时可采用地质钻机、水井钻机等成孔；周边环境对挤土效应敏感时宜采用地质钻机、水井钻机、长螺旋成孔；地基存在较厚硬壳层或桩端进入硬土层较厚时，不宜采用沉管法成孔；
- d) 既有路堤边坡削陡后应防护或遮盖。

7.3 桥头路段

7.3.1 桥台结构设计宜符合下列要求：

- a) 软基桥梁宜采用桩柱式桥台。桥台与路线斜交角度大或桥台采用筑岛法施工时，宜采用座板式桥台，并加强结构避免不平衡土压力可能导致的桥台位移和开裂；
- b) 桥头均应设置搭板，桥台搭板长度不宜小于 8m；
- c) 桥台宜选择在能进行堆载预压的位置。

条文说明

a) 某高速公路软土地基上 50 多座采用薄壁式桥台的中小桥中，有 80%以上出现推移、开裂等现象，而采用座板式和肋板式桥台的中小桥基本没有推移、开裂等现象（个别斜交肋板式桥台也出现裂缝）。肋板式桥台抵抗水平推力的作用大，需要的台前空间小，但是反开挖和回填数量大，施工难度大，回填质量难以保证。

工程实践表明，软土地基段采用非正交布置的桥涵出现的问题比较多，而且斜交角度越大出现问题的比例越高。

目前软基上桥台采用较多的有桩柱式桥台和座板式桥台。相对于座板式桥台，桩式桥台反开挖和回填很小、造价低，但其抗位移能力低于座板式桥台。部分桥梁桥台靠近水边，需要筑岛施工桥台。如果桥台采用单排桩，挖除筑岛土方时桥台经常出现较大位移，此时建议采用座板桥台。

b) 工程实践证明，桥头搭板可以有效减少桥头跳车现象。桥头搭板长度越长，减少桥头跳车的效果越显著。

7.3.2 桥头路堤设计应符合下列要求：

- a) 深厚软基上桥头路堤高度不宜超过 7m；
- b) 桥头路堤采用排水固结法且桥头路堤高度超过 5m 时，桥台前面宜反压；
- c) 深厚软基上桥头路堤高度较大时，宜采取减轻路堤荷载的措施。台后采用泡沫轻质土路堤时，泡沫轻质土路堤底部纵向长度不宜小于 10m。

条文说明

c) 深厚软基上桥头路堤高度较大时，经常出现桥台位移、桥头跳车等病害。为减轻路堤荷载，除限制桥头路堤高度、采用轻质填料外，日本曾在桥头路堤中设置箱型涵洞、波纹管。

7.3.3 软基处理设计应符合下列要求：

- a) 工后沉降小于表 4.3.1 或表 4.3.2 中桥台与路堤相邻处容许工后沉降的桥头路堤长度不应小于 10m；
- b) 台前边坡范围应进行软土地基处理，处理方法宜与台后相同；
- c) 桥头路段应设置地基处理过渡段，过渡段应符合下列要求：

1) 过渡段长度宜大于下式计算的 L_a ：

$$L_a = \Delta S / i_{sa} \quad (7.3.3)$$

式中： L_a ——过渡段长度（m）；

ΔS ——过渡段两段的工后沉降差；

i_{sa} ——容许工后差异沉降率。

2) 过渡段可采用图 7.3.3 所示的变桩长、变间距、变预压荷载等方式。对桩帽结构，路堤高度小于 4m 时不宜采用变间距的方式；

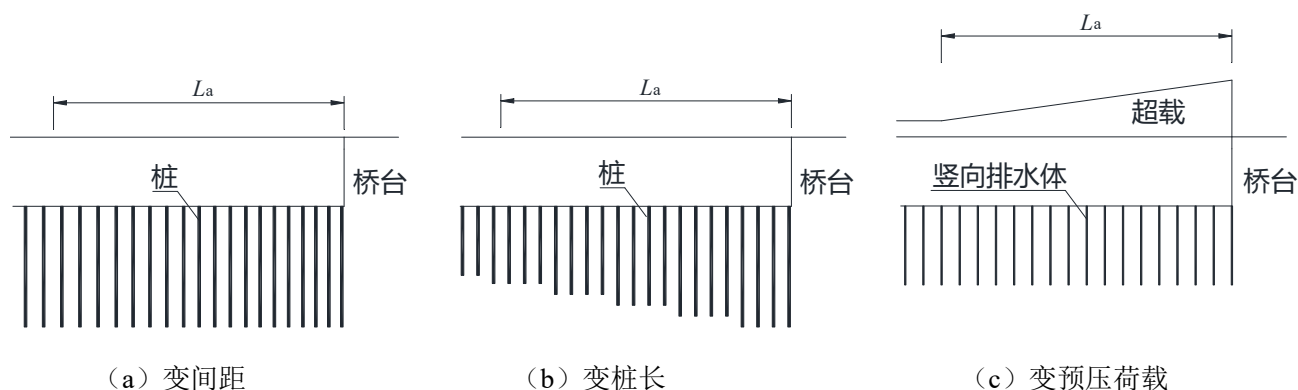


图 7.3.3 过渡方式

3) 变间距的过渡段桩间距宜逐排增大，变桩长的过渡段桩长度宜逐排减小。分段过渡时分段数不应小于 3 段；

4) 过渡段末端复合地基工后沉降应与相邻排水固结路段接近。

d) 对台前有边坡的桥台，应验算路堤纵向稳定性，并应满足表 4.2.5 的要求。稳定分析应考虑台前沟渠等影响，不应考虑桥台桩基的抗滑作用。

条文说明

c) 过渡段末端沉降和侧向位移较大，采用变桩长法时桩身弯矩较小，变桩长法可以保持桩帽净间距不变，利于土拱效应的形成。

合理变化间距或桩长的目的是真正实现工后沉降逐渐增大、平顺过渡。工程实践表明，目前较大分段长度的过渡作法未真正实现工后沉降平顺过渡的目的，只是将跳车位置往路堤方向移动了，复合地基与排水固结路段交界处附近仍然会出现差异沉降和跳车现象。

d) 由于路堤稳定安全系数不足而导致的软土剪切蠕变对应的位移则可能持续几年甚至更长时间。因此，为了减少软土剪切蠕变对应位移的不利影响，应验算桥头路堤纵向稳定性，使其满足规范要求。

7.3.4 施工应符合下列要求：

a) 桥头路段的软土地基处理和路堤填筑应优先施工；

b) 对台前有锥坡的桥台，桥台桩基应在桥头路堤土方填筑完毕不少于 15d 且水平位移速率不大于 0.2mm/d 时施工，且桩基施工时不应减少路堤土。采用排水固结法时，与桥台相邻的桥墩桩基宜采用与桥台桩基相同的施工时间；

c) 台前反压应与桥头路堤同时施工；

d) 对台前有锥坡的桥台，桥头路堤推算工后沉降小于表 4.3.1 或表 4.3.2 中桥台与路堤相邻处容许工后沉降时方可反开挖施工桥台，且应减少反开挖范围。

条文说明

b) 地基软土瞬时剪切变形对应的位移在 15 天内可以完成，该部分位移对桥台的不利影响可通过合理安排桥头路堤与桥台桩基的施工顺序而避免。

7.4 涵洞路段

7.4.1 涵洞设计宜符合下列要求：

- a) 软土地基涵洞宜采用钢筋混凝土箱涵或圆管涵，采用盖板涵时宜采用整体式基础。涵洞沉降大时宜采用钢波纹管涵洞等柔性涵洞；
- b) 涵洞宜与路线正交，斜交角度不宜超过 20°。斜交角度大的涵洞的洞口宜设置八字翼墙；
- c) 宜通过减少或减薄垫层、减薄基础或底板厚度等措施减少涵洞基坑深度；
- d) 采用排水固结预压后反开挖施工的涵洞，应通过扩大基础尺寸等措施减少翼墙基底压力；
- e) 涵洞宜设置预拱度，预拱度宜取涵洞容许沉降的 0.5 倍；
- f) 箱式涵洞分段长度不应大于 6m，节段之间宜设置厚度不小于 2cm 的泡沫板；
- g) 圆管涵宜采用钢筋混凝土管，其接口处应设 O 形橡胶圈；
- h) 箱式明涵两侧宜设置长度不小于 6m 的搭板。

条文说明

a) 箱涵整体性好，对不均匀沉降适应能力强；箱涵底板厚度小，基坑深度小，不易坍塌。日本工程经验表明，柔性涵洞容许沉降和挠度大于刚性涵洞，见表 7-1。

表 7-1 涵洞容许沉降和挠度

涵洞类型	沉降量	挠度
刚性涵洞	30~40cm	按构造缝间距确定
柔性涵洞	50~60cm	1/75~1/100

b) 软土路段的斜交涵洞端部如处治不当，施工及工后易产生扭转、开裂等病害，故设

计及施工时应注意综合防治。

c) 涵洞基坑深度较大时，经常导致基坑滑塌，导致复合地基受损，有必要采取措施减少涵洞基坑深度。

d) 采用排水固结预压后反开挖施工的涵洞，由于翼墙附近预压荷载小，可能出现地基承载力不足而导致翼墙沉降大、倾斜等现象。因此，有必要采取措施减少翼墙基底压力。

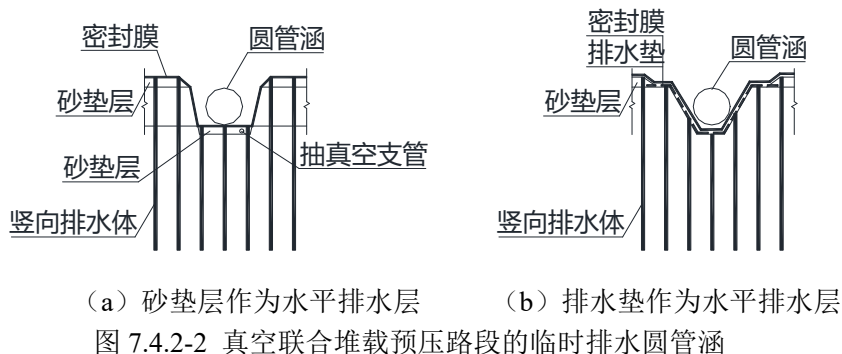
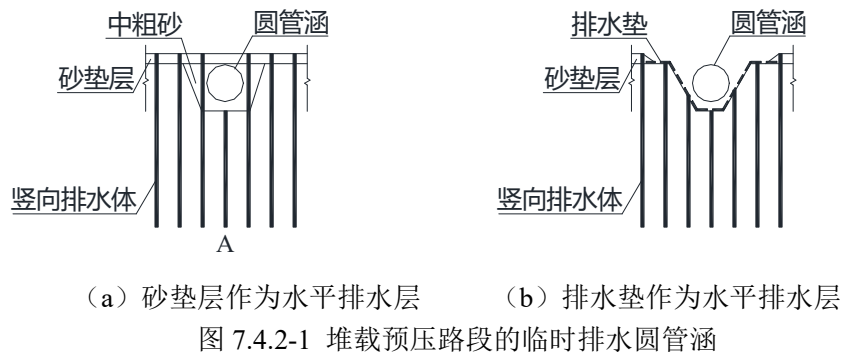
7.4.2 软基处理设计应符合下列要求：

a) 软基深度较小时，宜采用天然地基、换填或就地固化等；需要深层地基处理时，排水涵洞地基宜采用排水固结法预压后反开挖施工涵洞处理，无法预压后反开挖施工的涵洞宜采用复合地基；

b) 对涵洞纵向地基严重不均匀的涵洞、斜交角度大的大断面涵洞，宜超载预压后反开挖施工或采用桩基础；

c) 排水固结设计应符合下列要求：

1) 反开挖施工排水涵洞时，应在排水沟附近设置图 7.4.2-1、图 7.4.2-2 所示的临时排水的圆管涵或其他排水设施等；



2) 涵洞两端宜超宽地基处理和预压；

3) 涵洞处的竖向排水体宜加密；

4) 涵洞附近宜超载预压, 超载预压长度不宜小于 50m;

5) 反开挖施工涵洞时, 预测工后沉降应小于涵洞容许工后沉降;

6) 反开挖坡率应满足边坡稳定要求, 挖方不应堆放在基坑附近;

7) 反开挖施工涵洞时, 圆管涵可不检测地基承载力, 箱涵、盖板涵后可检测翼墙地基承载力。翼墙地基承载力小于基底压力时, 可采取增大基础尺寸、换填、增设松木桩等措施;

8) 采用与圆管涵疏通措施匹配的涵洞尺寸并采取相应措施时, 可施工圆管涵后再预压。

d) 复合地基设计应符合下列要求:

1) 涵洞复合地基应设置过渡段, 过渡段应符合本文件第 7.3.3 条规定;

2) 采用刚性桩复合地基且软土含水率大于 60%时, 涵洞范围内不宜设置褥垫层;

3) 涵洞沉降宜与过渡段末端路基工后沉降接近。

e) 对采用复合地基的涵洞, 应进行涵洞基坑支护设计。基坑设计应符合下列要求:

1) 采用刚性桩时, 应考虑刚性桩施工与基坑开挖的时序, 合理设计基坑边坡及其支护措施;

2) 刚性桩施工先于基坑开挖时, 基坑支护设计应考虑基坑开挖对刚性桩的影响;

3) 涵洞基坑稳定分析不宜考虑复合地基桩体作用;

4) 宜根据基坑稳定分析明确涵洞基坑回填前两侧路堤不能填筑的范围。

f) 应分析涵洞处路堤的稳定性, 稳定分析可不考虑涵洞的影响。

条文说明

a) 以往农村汽车较少, 大部分涵洞采用排水固结后反开挖施工, 目前农村汽车数量越来越多, 过人涵洞采用排水涵洞后反开挖施工的可能性越来越小。

b) 山区道路经常遇到软土厚度变化剧烈的涵洞。涵洞地基纵向软土厚度变化剧烈的涵洞、斜交角度大的大断面涵洞经常由于差异沉降导致涵洞扭转、错台、接缝张开、洞身开裂等病害。采用桩基可以有效避免上述缺陷。当预压反开挖时, 应超载预压使地基沉降充分完成, 从而减少工后差异沉降。

c) 排水沟渠处需要填筑路基, 因此需要在排水沟渠附近设施临时排水设施以保持预压期间、涵洞施工期间的临时排水。

为了提高涵洞翼墙处的地基承载力，建议对涵洞两端超宽地基处理和预压。为了缩短预压时间，反开挖施工涵洞时通常超载预压。

涵洞是路基中的小型构筑物，被两侧路基夹持着。如果涵洞两侧的路基稳定安全系数大于规范值，涵洞因地基承载力不足而导致其滑塌的可能性基本没有。对于排水固结后反开挖施工的涵洞，由于预压后软土地基承载力通常不大于 70kPa，如果按涵洞地基承载力取涵洞处路堤荷载集度，则几乎所有反开挖施工的涵洞地基承载力都不满足设计要求。但是，深汕高速公路、广珠东线高速公路、中江高速公路、广珠西线高速公路等项目的绝大部分涵洞均是采用排水固结后反开挖施工的，只要等载预压至工后沉降小于 20cm，反开挖施工的涵洞均未出现涵洞滑塌事故，且通车后与路基沉降协调，行车舒适性很好。因此，建议排水固结反开挖施工的涵洞值只要满足预压标准，可以只检测箱式涵洞翼墙基础承载力。

圆管涵通常采用钢筋混凝土管，常用承插口加橡胶圈密封的连接方式连接，也有企口加橡胶圈的密封方式连接。由于混凝土管节长约 2m，节段间相对转角为 1.5° ，可以适应较大的路基沉降。因此，广东省 2010 年之前的公路圆管涵大多是施工后再预压。

d) 工程实践表明，地基浅层软黏土性质差时，涵洞与混凝土桩之间设置垫层时易导致涵洞侧向位移。二广高速公路部分涵洞地基采用预制管桩复合地基处理，涵洞与桩之间设置褥垫层。由于软黏土含水率大于 80%，桩间土受力后发生侧向挤出，导致涵洞节段之间分离严重。因此地基浅层软土非常软弱时，建议不设置褥垫层。

e) 当涵洞坑底位于软土层时，基坑支护设计不当可能导致基坑坍塌、复合地基桩倾斜等事故，应重视涵洞基坑设计。

采用刚性桩复合地基时，刚性桩桩顶通常设置桩帽和褥垫层，放坡开挖导致边坡范围内的刚性桩桩帽和褥垫层设置困难，而且开挖时极易导致刚性桩倾斜或断裂。

涵洞基坑稳定分析不考虑桩体作用：一是基坑开挖时桩体主要受弯，抗滑作用较小，二是避免桩体位移过大。

7.4.4 施工应符合下列要求：

- a) 涵洞采用复合地基时，对涵洞两侧规定范围内的路堤应在涵洞底板施工后再填筑；
- b) 山区涵洞采用预制桩时，应按收锤标准或压桩力控制桩长；
- c) 采用预制桩复合地基时，涵洞下管桩宜送桩至设计标高；
- d) 基坑开挖、涵洞基础施工宜分段施工；

- e) 采用灌注桩基础的涵洞基坑土方应分层开挖，桩两侧高差不应大于 0.5m；
- f) 土方施工机械不应碰撞涵洞桩体，桩前挖掘机不应开挖桩后土体；
- g) 基坑开挖土方不应堆在坡顶附近，坡顶施工荷载不应超过设计值；
- h) 基坑顶面应设置拦水埂，基坑设置排水沟、集水井；
- i) 涵洞基坑边坡应减少暴露时间，涵洞（通道）两侧应对称回填，并确保回填质量。

条文说明

c) 桩顶高于设计标高对涵洞基坑开挖影响较大，容易导致断桩或倾斜，因此建议直接送桩至设计位置。

f) 挖掘机开挖桩两侧和前方的土方不易碰撞桩体导致其桩体断裂或倾斜，直接开挖桩后方的土体极易碰撞桩体，因此不允许开挖桩后土体。

7.5 挡土墙路段

7.5.1 挡土墙路段软基处理应与挡土墙进行统筹设计，宜采用轻型挡土墙或柔性挡土墙。

条文说明

软基上常用的轻型挡土墙有 L 型挡土墙、扶壁挡土墙，有时也采用加筋挡土墙、轻质土挡土墙等。

加筋挡土墙面板采用石笼时对沉降、不均匀沉降适应性强，可以用于排水固结路段。

严格地讲，轻质土挡土墙是路肩附近采用倒梯形轻质土的直立式路堤，需要预压至沉降小于 10cm 后再再路肩附近反开挖施工轻质土路堤。

7.5.2 挡土墙地基处理方法应根据地质情况、挡土墙对承载力和沉降的要求、周边环境、工期等合理选择。

7.5.3 软基深度或挡墙高度较小时，挡土墙地基宜采用换填、就地固化等方法，否则宜采用复合地基。整体稳定性满足要求时可排水固结预压后反开挖施工挡土墙。

7.5.4 挡土墙地基处理采用排水固结法时应符合下列要求：

- a) 需要设置竖向排水体时，竖向排水体宜加密；
- b) 路基挡土侧宜加宽预压范围，并超载预压；
- c) 挡墙处可以临时放坡时，放坡范围应设置排水体；
- d) 挡墙处无法临时放坡时，可采用加筋挡墙预压；
- e) 反开挖坡率应满足边坡稳定要求，挖方不应堆放在基坑附近；
- f) 反开挖后应检测挡土墙地基承载力，不满足要求时可采取增大挡墙底面尺寸、换填、增设松木桩等措施。

7.5.5 挡土墙采用复合地基时，墙后路堤宜采用复合地基处理。采用挤土型桩复合地基时，挡土墙应在所有桩施工后再施工。

条文说明

挡土墙采用复合地基、墙后路堤采用排水固结时，复合地基桩体承受较大的水平力，极易受弯断裂。复合地基桩体不断裂时，也易导致挡土墙位移和倾斜、墙后路堤开裂。

某工程挡土墙施工后再施工墙后沉管灌注桩，导致挡土墙位移和倾斜严重。

7.5.6 挡土墙路段计算分析应符合下列要求：

- a) 挡土墙路段应验算施工期和运营期的整体稳定性，并应满足要求；
- b) 路基采用排水固结、挡土墙采用复合地基时，除非复合地基采用墙式布置或格栅状布置，路堤整体稳定分析不宜考虑桩体的抗滑作用；
- c) 挡土墙宜按本文件第 6.6.11 条规定计算沉降，挡土墙沉降应满足本文件第 4.3.4 条的要求；
- d) 柔性桩复合地基宜按本文件的式（6.7.7-1）验算地基承载力，刚性桩复合地基承载力特征值可采用式（7.5.6-1）计算；

$$f_{spk} = m_p f_{pk} + (1 - m_p) f_{sar} \quad (7.5.6-1)$$

$$f_{sar} = f_{sa} - \frac{u_p}{2(A_u - A_p)} \sum_{i=1}^{n_s} q_{skl} l_i \quad (7.5.6-2)$$

$$z_e = \frac{3B\sqrt{K_p}}{8} + \frac{Be^{\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{8\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (7.5.6-3)$$

式中： f_{sa} ——复合地基承载力特征值（kPa）；

f_{pk} ——桩体单位截面积承载力特征值 (kPa) ;
 f_{sar} ——桩间土地基承载力特征值 (kPa) ;
 f_{sa} ——经深宽修正的天然地基承载力特征值 (kPa) ;
 u_p ——桩周长 (m) ;
 A_u ——单桩分担面积 (m²) ;
 n_s ——基础范围内滑动面等效深度 z_e 内的土层数量;
 q_{ski} ——第 i 层土的极限桩侧阻力标准值 (kPa) ;
 l_i ——第 i 层土的厚度 (m) ;
 z_e ——基础范围内滑动面等效深度 (m) ;
 B ——基础宽度 (m) ;
 K_p ——被动土压力系数;
 φ ——直接快剪内摩擦角 (弧度) 。

条文说明

b) 路基采用排水固结、挡土墙采用桩体横向不搭接的复合地基时, 复合地基桩体承受较大的水平力, 桩体极易受弯断裂。复合地基桩体受弯断裂时的抗滑能力较低且难以确定, 因此偏保守地不考虑其抗滑作用。当复合地基采用墙式或格栅状布置时, 其破坏模式接近剪切破坏, 可考虑其抗滑作用。

d) 由图 7-1 可知, 刚性基础下复合地基桩先刺入破坏时, 桩对滑动面内的桩间土产生向下的摩擦力 q_{sk} , 导致桩间土极限承载力降低 $\pi dz_e q_{sk} / (A_u - A_p)$; 桩间土先破坏时, 滑动面内的桩间土对桩产生向下的摩擦力 q_{sk} , 导致桩极限承载力降低 $\pi dz_e q_{sk}$ 。当滑动面内桩土沉降相同时, 也会导致桩极限承载力降低 $\pi dz_e q_{sk}$ 。因此, 不论桩先破坏还是桩间土先破坏, 还是滑动面内桩土沉降相同, 均会导致复合地基极限承载力降低 $\pi dz_e q_{sk} / A_u$ 。

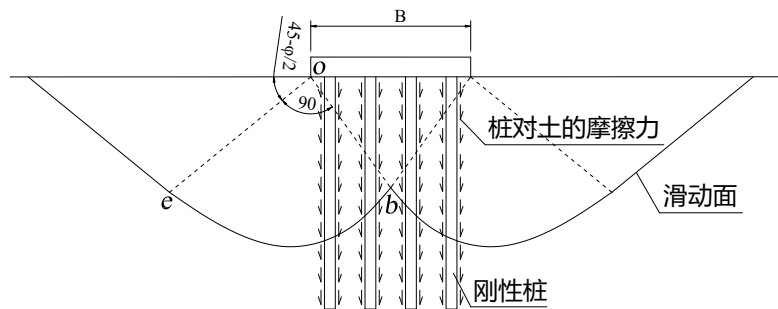


图 7-1 复合地基承载极限状态时滑动面

7.6 收费岛路段

7.6.1 地基处理方法应根据路基容许工后沉降、工期、地质情况、填土厚度、车辆称重和车辆检测器地感线圈等设备埋设标高等因素合理选择。

7.6.2 宜采取下列措施减少工后沉降：

- a) 地基处理深度下面不宜存在软土层或软塑土层；
- b) 采用排水固结法时，宜超载预压。有条件宜真空联合堆载预压；
- c) 采用搅拌桩复合地基处理深厚软基时，宜与排水固结联合应用；
- d) 刚性桩顶面以下填土厚度较大时，应采取与排水固结联合应用、加芯搅拌桩、桩板地基等措施；
- e) 刚性桩顶部填土厚度小于 2m 时宜采用桩筏基础。

条文说明

c) 工程实践表明，搅拌桩复合地基处理深厚软基，仍可能出现较大的工后沉降。与排水固结联合应用可以有效减少工后沉降。

7.6.3 收费岛路段与相邻路段地基处理方法不同时，应采取过渡措施。

7.6.4 收费岛路段工后沉降应满足本文件第 4.3.3 条的要求。

7.7 服务区

7.7.1 应根据服务区内外道路和建（构）筑物等的距离、各区域功能等分区分片确定容许工后沉降。

7.7.2 服务区地基处理应根据服务区内填土厚度及场地、建（构）筑物对承载力和工后沉降要求，结合建设工期、服务区周围地形地貌、服务区周围既有道路和建（构）筑物等对变形的要求等，分区分片选择经济合理的地基处理方法。

7.7.3 服务区地基处理应给出地基处理平面图、剖面图等。

7.7.4 排水固结法应符合下列要求:

- a) 排水垫层采用砂垫层且单向排水距离大于 30m 时宜设置碎石盲沟或集水井;
- b) 等载或超载可采用清表土、清淤土等。

7.7.5 采用桩基础的建筑物范围内采用复合地基时, 复合地基桩体与建筑物桩体应避免。

7.7.6 不同处理方法之间宜采取过渡措施, 可采取铺设土工格栅、间距或预压厚度渐变等措施。

7.7.7 每种地基处理方法、每个区域均应设置质量检测点。

7.7.8 服务区周边及应监测水平位移和沉降, 场地内部应监测沉降。每种地基处理方法、每个区域均应有监测点。宜给出施工监测等的平面图。

7.8 低路堤路段

7.8.1 低路堤应优先考虑不进行地基处理的可行性。需要地基处理时, 应与路床处治、隔渗等进行统筹设计。

条文说明

一方面, 由于低路堤荷载小, 往往只需要排水固结或对表层软土进行换填、就地固化。另一方面, 低路堤部分路床位于地表面以下, 该部分路床需要进行换填粗粒料或就地固化处治。

广东软土地区地下水位高, 粉质土、黏质土毛细水上升高度大(见表 7-2)。为减少毛细水对路床的影响, 当路床全部或部分采用粉质土、黏质土时, 需要在常水位以上设置隔渗层。隔渗层通常采用中粗砂或碎石、复合排石板或两布一膜等。

表 7-2 毛细水强烈上升高度

土质类别	砾类土、砂类土	粉质土	黏质土
毛细水上升高度(m)	0.4~1.1	3.0~4.0	2.0~3.0

堤路堤路床处治、隔渗不但可能与地基处理在空间上重叠, 而且有可能共用处理措施,

因此，地基处理往往需要与路床处治、隔渗统筹考虑和设计。

7.8.2 低路堤地基处理设计应符合下列要求：

- a) 宜采用换填、就地固化，不宜采用刚性桩+桩帽的地基处理方法；
- b) 换填应符合下列要求：
 - 1) 采用粗粒土、处治细粒土；
 - 2) 换填深度宜根据交通荷载影响深度确定，且宜使路床压实度满足要求。路床以下为软土层时，宜换填至路床底面以下 0.3m~0.7m，且不宜大于下卧软土层厚度。
- c) 就地固化应符合下列要求：
 - 1) 固化土强度和压缩模量满足路床刚度要求；
 - 2) 换填深度宜根据交通荷载影响深度确定。路床以下为软土层时，宜换填至路床底面以下 0.7m，且不宜大于下卧软土层厚度。
- d) 采用排水固结法时，预压完毕排水垫层位于路床顶面时，排水垫层应采用符合路床强度和刚度要求的碎石、石屑等材料；
- e) 采用复合地基时，应符合下列要求：
 - 1) 采用刚性桩时，宜采用桩筏或桩板结构，钢筋混凝土板可作为路面结构的组成部分。采用桩帽结构时，桩顶以上填土厚度应大于桩净间距的 2 倍，且宜铺设不少于 2 层双向或三向土工格栅；
 - 2) 搅拌桩宜采用钉形搅拌桩，且宜铺设不少于 2 层双向或三向土工格栅；
 - 3) 褥垫层位于路床顶面时，应采用符合路床强度和刚度要求的粗粒土、处治细土等材料，地下水、常水位以上可采用符合路床强度和刚度要求的细粒土等，但应设置隔渗层。

条文说明

- a) 低路堤采用刚性桩时易出现蘑菇路现象，因此不推荐采用刚性桩+桩帽的地基处理方案。

7.9 浸水路段

7.9.1 浸水路堤应综合考虑地表水深、路堤高度、地基处理工作面标高、浸水部分填料种

类等因素，合理确定地基处理方案。

7.9.2 属于低路堤的按 7.8 节执行。

7.9.3 软基深度小于 30m 且需深层地基处理时，宜采用排水固结法、柔性桩复合地基或两者联合应用。

条文说明

由于广东海岸线长、水塘遍布、河网密布，公路建设经常遇到浸水路基。如果采用围堰排水或干塘后在常水位以下进行地基处理，需要较厚的工作垫层或换填（固化）厚度，且雨季施工时易积水。因此，广东公路软基路堤对排水固结、柔性桩复合地基的常用作法是先填筑工作垫层至水面以上，然后进行地基处理。对刚性桩复合地基，由于桩顶面以下填土厚度大、刚性桩桩间距大，导致地基沉降大。另外，对刚性桩复合地基，水面以上填土厚度小于 3m 时，还容易形成蘑菇路。因此，浸水路堤推荐采用排水固结、柔性桩复合地基或者两者联合应用。

7.9.4 采用刚性桩与桩帽联合应用的结构形式时，应符合下列规定：

- a) 桩帽顶面与路床顶面之间的距离宜大于 2m；
- b) 桩帽顶面低于常水位时，桩帽与常水位之间宜填筑粗粒土；
- c) 桩帽顶面以下填土导致工后沉降超标时，宜减少桩帽下填土厚度、与排水固结或柔性桩联合应用等措施。

条文说明

a) 工程实践表明，为避免蘑菇路，桩帽顶面与路床顶面之间的高差宜大于 2m。

b) 在地表水和毛细水作用下，黏性土含水量增大，压缩模量和抗剪强度降低，不利于土拱效应。因此，为保证土拱效应，当桩帽顶面低于常水位时，桩帽顶面与常水位之间宜采用粗粒土填筑。

c) 当桩帽以下填土厚度大，导致单独采用刚性桩工后沉降超标时，通常采取以下两类措施之一：

- 1) 加速桩间土沉降完成：先在不小于桩间土压力的荷载下排水固结预压后再反开

挖施工刚性桩。为了缩短工期，也可同时施工刚性桩和竖向排水体后填土，进行联合预压。

2) 减少总沉降：通过就地固化等方法形成刚性桩工作面，减少桩帽以下填土厚度；刚性桩之间设置柔性桩，或者大直径柔性桩中插设长的刚性桩，或者减少刚性桩间距。

7.10 山边倾斜软基路段

7.10.1 山边倾斜软基路堤应综合考虑地形地貌、软基空间分布特征、软土层底斜坡状况及层底岩土性质、路堤高度等因素，加强路堤及软基加固区沿斜坡滑动的稳定性、斜坡软基路堤差异沉降的计算分析，合理确定地基处理方案。

7.10.2 地基处理设计应符合下列要求：

- a) 软基深度小时宜采用换填、就地固化等方法；
- b) 采用排水固结时宜超载预压。路堤高度超过天然地基极限填土高度时，软土层厚度大的一侧宜设置反压护道；
- c) 采用复合地基时，软土层厚度大的一侧桩体应加密。

7.10.3 地基处理施工应符合下列要求：

- a) 换填深度应根据现场开挖情况确定，开挖后应进行挖探确定坑底土质和地层情况；
- b) 就地固化前应进行挖探，并根据挖探结果确定加固深度；
- c) 渗沟平面布置可根据现场地形地貌调整，使其排水顺畅，并减少地下水流向路堤；
- d) 竖向排水体施工长度应参考勘察、挖探结果，并结合施工阻力确定，使其穿透软弱土层；
- e) 采用预制桩时，应按收锤标准或压桩力控制桩长。

7.11 既有建（构）筑物附近路段

7.11.1 资料收集和勘测应符合下列要求：

- a) 房屋应查清结构类型、基础类型等；
- b) 桥梁应查明与路基的距离、桥下净空、基础类型等；

c) 地上管线应查清与路基的距离、管线种类、规格型号、塔架基础类型、净空、安全施工距离要求等；

d) 地下管线应查清与路基的距离、管线种类、规格型号、埋深、容许转角或变形等。

7.11.2 既有建（构）筑物附近路段应根据收集资料、工程地质、路堤高度等因素，加强计算分析，合理确定既有建（构）筑物容许变形和地基处理方案。

7.11.3 地基处理设计应符合下列要求：

a) 城镇路段低路堤应优先考虑不进行地基处理的可行性，需要地基处理时宜采用换填法等；

b) 既有房屋、桥梁、高压线塔、地下管线附近路堤不应采用挤土性桩、沉降较大的排水固结等；

c) 既有桥梁、涵洞、高压线等下方高度受限路段宜采用施工高度小的地基处理方法；

d) 位于路基范围内的地下管线不能拆迁时，宜采用桥梁、涵洞、盖板、轻质填料路堤等方案。

条文说明

a) 城镇路段多是在既有道路基础上进行改扩建，多属于低路堤，路基填土高度很小，沉降量小。道路范围存在较多地下管线，道路两侧存在大量房屋，应尽量缩短施工时间，因此建议采用施工快捷的地基处理方法。

b) 既有房屋、桥梁、高压线塔，对附近路基的沉降、位移等较敏感，管桩、沉管灌注桩、高压旋喷桩等挤土性桩施工曾导致附近桩基倾斜，真空联合堆载预压路堤、高度较大的排水固结路堤会导致附近地面下沉。

常用的地基处理方法有钻孔桩、搅拌桩、就地固化等，有时尚需要配合轻质土路堤。

c) 施工高度小的地基处理方法有天然地基、直接预压、垫层预压、渗沟预压、换填、就地固化、旋喷桩、注浆桩、钻孔灌注桩、接杆搅拌桩、接杆袋装砂井、填筑轻质材料等。旋喷桩适用高度为 2m，注浆桩适用高度为 3m，天然地基、直接预压、垫层预压、渗沟预压、换填、就地固化、钻孔灌注桩的适用高度为 4m、接杆搅拌桩适用高度为 7m，接杆袋装砂井适用高度为 7m。

7.12 滑塌路段

7.12.1 资料收集和勘测应符合下列要求：

- a) 资料收集内容应包括原始地形、地质、路堤设计和施工、施工监测、施工日记、监理日记、滑塌前天气和环境变化情况；
- b) 现场调查内容应包括滑塌后壁高度、填料种类、压实情况、分层厚度、滑塌路段地形地貌、异常情况；
- c) 排水固结路段应调查水平排水体情况和排水效果；
- d) 滑塌路段应进行现状地形测量，编绘平面图、断面图和三维图等。测量范围应包括滑塌段整个路堤、隆起范围及其外侧各 10m，应测绘出完整的滑动范围平面轮廓；
- e) 应通过补充勘察核实填料种类、压实度、填料厚度、地基地层情况、路堤土和地基土的原位强度、强度指标、滑动面位置；
- f) 滑塌路段宜布置 2~3 个勘察横断面，每个断面宜布置 4~5 个勘察孔，其中滑塌范围内宜布置 2~3 个孔，宜以钻探和静力触探为主；滑塌范围外侧宜布置 1~2 个孔，宜以十字板试验为主；
- g) 滑塌路段采用排水固结时应查明固结快剪强度指标、固结系数、压缩模量等。

7.11.2 计算分析应符合下列要求：

- a) 应分析滑动面位置、滑动前后地基土抗剪强度、剩余沉降、滑塌原因等；
- b) 宜利用滑动面平面轮廓图和静力触探结果推断滑动面位置；
- c) 宜利用滑动前路堤断面反分析地基抗剪强度指标，扰动后的地基土强度宜利用滑塌后断面分析；
- d) 宜利用监测资料预测剩余沉降，无监测资料时可利用补充勘察资料计算。

7.12.3 滑塌路段处理设计应符合下列要求：

- a) 运营公路宜选择采取反压护道、换填泡沫轻质土等方法；
- b) 滑塌前采用复合地基的路段，宜采用轻质土路堤、预应力管桩复合地基、桥梁方案；
- c) 滑塌前采用排水固结法的路段，宜根据工期、周边环境等采用排水固结+土工合成材料、真空联合堆载预压、排水固结+反压护道、复合地基、轻质土路堤、桥梁等方案；
- d) 滑塌路段处理方案、处理范围应实现与相邻路段工后沉降的平顺过渡；

e) 处理的路堤稳定分析应将实际滑动面作为潜在滑动面之一进行验算，并采用扰动土的抗剪强度指标；

f) 滑塌路段地基处理前应先卸载，卸载范围应根据软土地基处理范围、施工安全、施工难度等因素确定；

g) 路堤填筑时，与未卸载路堤之间的界面应设置台阶，并铺设土工合成材料。

条文说明

a) 滑塌路堤的滑塌隆起区域往往被迫征用，可以考虑采用反压方法或兼用反压的综合处理方法。

7.12.4 施工应符合下列要求：

a) 应选择能穿透沉入地基的路堤填土的施工机械应，并选择对相邻路段振动和挤压少的施工工艺；

b) 地基处理、路堤填筑时应进行施工监测；

c) 设置反压护道时，反压护道、路堤的地基处理和填筑宜同步进行。

7.13 开裂路段

7.13.1 资料收集与勘测应符合下列要求：

a) 应收集以下资料：

- 1) 原始地形、地质资料；
- 2) 路堤、路面设计与施工情况；
- 3) 裂缝、沉降、侧向位移等监测情况；
- 4) 裂缝出现前后天气和环境变化等情况；
- 5) 运营公路交通状况；
- 6) 工期要求。

b) 缺少地质资料、监测资料时宜补充勘察、监测。

7.13.2 分析与计算应符合下列要求：

a) 应根据收集的资料、现场调查分析路堤开裂原因；

b) 路堤稳定性差导致裂缝时应分析其稳定风险大小，沉降不均匀时应预测差异沉降发展情况；

c) 运营公路应分析地基处理对裂缝的影响程度及可接受性。

7.13.3 路堤稳定性差导致裂缝时，开裂路堤处治设计应符合下列要求：

a) 裂缝严重并持续发展时，应采取卸载或反压等应急措施，并按滑塌路段进行处理；

b) 路堤高度较小、工期允许时，宜卸除部分或全部路堤填土，加强软土地基处理；

c) 路堤高度较大、工期紧张时，或运营公路，可采用复合地基、换填轻质土、反压护道等方案。运营公路宜采用微型桩、支盘桩等，采用管桩、素混凝土桩、搅拌桩时宜利用长螺旋钻机、旋挖钻机、大直径取芯钻机等引孔；

d) 复合地基桩体应穿透最危险滑动面，宜反算地基土抗剪强度并根据稳定分析确定桩间距和单桩承载力；

e) 临近通车设置的反压护道、运营公路设置的反压护道不宜采用排水固结处理。

条文说明

c) 为减少对运营公路的影响，地基处理通常采用地质钻机施工的微型桩。微型桩、管桩、素混凝土桩通常利用桩与路堤的摩擦力承担路堤荷载，有时在桩顶设置筏板，筏板上设置路面。支盘桩上部的支盘可以用作桩帽，因此可采用较大桩间距。对于管桩、素混凝土桩、搅拌桩，引孔直径较大，通常采用长螺旋钻机、旋挖钻机、大直径取芯钻机等引孔。

e) 路堤在两侧地基中产生附加应力，该附加应力导致两侧地基产生沉降和位移。两侧地基未设置竖向排水体时，两侧地基的沉降和位移需要几十年完成。在反压护道下设置竖向排水体时，路堤在两侧地基产生的沉降和位移快速发生，导致路堤位移和沉降快速增大，甚至可能导致路堤开裂。反压护道荷载产生的沉降会进一步带动路堤下沉和开裂。

7.13.4 路堤差异沉降导致裂缝时，开裂路堤处治设计应符合下列要求：

a) 差异沉降继续发展严重时，可对沉降较大的部位采用复合地基、换填轻质土等方案。运营公路宜采用微型桩、支盘桩等。采用管桩、素混凝土桩、搅拌桩时宜利用长螺旋钻机、旋挖钻机、大直径取芯钻机等引孔；

b) 差异沉降发展不严重时，可采取注水泥浆封缝等措施处理；

c) 在建公路可采用超载预压、在路堤中垂直裂缝方向铺设加筋材料或设置钢筋混凝土板等措施。

7.13.5 刚性桩复合地基应采取防止对路面冲顶的措施。

条文说明

由于桩间软土次固结沉降，桩间土沉降总是大于刚性桩沉降；加之刚度差异，既有路堤增设刚性桩时极易对路面产生冲顶效应。为避免刚性桩对路面结构的冲顶，可采取以下措施之一：

1) 引孔中微膨胀混凝土浇筑至路床底面以下 0.5m 处，将 EPS 颗粒与中粗砂装入直径稍小于引孔直径的塑料袋中，将塑料袋放入引孔内，然后继续浇筑微膨胀混凝土至路床底面。

2) 在刚性桩桩顶设置钢筋混凝土板，并按承担全部板上荷载的连续板进行配筋。

3) 通过采用在地基中扩孔的树根桩等刚性桩、在路堤引孔中回填散体材料等措施确保桩顶与路床顶面之间的填土厚度大于 2 倍桩间距，使桩顶路堤形成稳定土拱；基于压缩深度理论，桩顶与路床顶面之间的填土厚度大于 3 倍桩直径时，冲顶效应也较小。

4) 合理选择路堤中刚性桩长度、直径和地基中刚性桩竖向极限承载力，使地基中刚性桩上的荷载大于地基中刚性桩竖向极限承载力，使桩底端发生刺入破坏，从而达到桩土同步沉降的目的。与此同时，路床范围内引孔中应填筑不少于 0.5m 厚的散体材料。

7.13.6 施工应符合下列要求：

a) 潜在滑动区范围应减少荷载，不应堆放水泥、注浆设备和发电机等重物；

b) 路堤、路面的裂缝应封闭；

c) 既有路堤中预制桩施工应符合下列要求：

1) 路堤部分宜采用长螺旋钻机或旋挖桩机等进行引孔；

2) 引孔内应避免积水；

3) 预制桩应跳桩施工；

4) 每个预制桩施工与引孔回填间隔时间不应超过 24h。

d) 既有路堤中灌注桩或注浆类桩应符合下列要求：

1) 钻孔宜采用小型施工机械；

2) 路堤部分应干钻，地基中湿钻时应在路堤中设置套管，并宜设置防止污染路面的

泥浆回收装置；

3) 应跳桩施工；

4) 跑浆严重的桩段可填砂后再注浆。

e) 施工进度、施工顺序、施工参数等应根据监测资料调整和优化；

f) 施工时应进行地表沉降（隆起）、侧向位移和裂缝宽度等监测，处理后监测时间不宜小于 6 个月。

条文说明

c) 引孔施工预制桩时，软土因施工扰动而强度下降，导致路堤稳定性降低，因此要求跳桩施工，并要求尽快回填引孔，以使路堤荷载尽早通过引孔回填料转移到预制桩。

7.14 工后沉降偏大路段

7.14.1 资料收集与勘测应符合下列要求：

a) 应收集以下资料：

1) 原始地形、地质资料；

2) 路堤、路面设计与施工资料；

3) 沉降、侧向位移、孔压等监测资料；

4) 运营公路交通状况；

5) 工期要求。

b) 缺少地质资料、监测资料时宜补充勘察、监测；

c) 无法根据监测资料得到已完成沉降时，可利用钻探等手段确定已完成沉降。

7.14.2 计算分析应符合下列要求：

a) 应根据地基处理设计及施工情况、地质资料、监测资料等分析产生工后沉降的主要土层；

b) 应根据收集的资料、现场调查等分析路堤稳定性；

c) 宜利用监测资料推算工后沉降的主要土层的固结度，无监测资料时可利用土工试验资料计算。

7.14.3 处理方案应符合下列要求:

- a) 宜采用继续预压、复合地基、桥台搭板、换填轻质土、预抛高、过渡路面和养护加铺沥青混凝土等;
- b) 运营公路宜采用微型桩、支盘桩等。采用管桩、素混凝土桩、搅拌桩时宜利用长螺旋钻机、旋挖钻机、大直径取芯钻机等引孔;
- c) 复合地基应穿透产生工后沉降的主要土层,按本文件第 6.7.17 条计算的桩间土附加应力与加固前有效附加应力之差为负值的土层不宜计算工后沉降。
- d) 刚性桩复合地基应采取防止对路面冲顶的措施;
- e) 按本文件式 (6.7.5-1) 或式 (6.7.5-2) 计算换填轻质土厚度时,宜采用产生工后沉降的主要土层的固结度。当监测资料不齐全时,宜重新勘察测定软土层初始孔隙比、厚度和压缩曲线,根据计算剩余沉降确定换填厚度。按式 (7.14.3) 计算换填轻质土后的剩余沉降时, e_{li} 小于 e_{0i} 的土层不宜计算工后沉降;

$$S_r = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{li}}{1 + e_{0i}} \Delta z_i \quad (7.14.3)$$

式中: S_r ——剩余沉降 (m);

e_{0i} ——第 i 层土的初始孔隙比;

e_{li} ——第 i 层土对应换填轻质土后总应力的孔隙比;

Δz_i ——第 i 层土的厚度 (m)。

- f) 预抛高后相邻路段纵坡差宜小于 0.3%,且最大纵坡应满足公路路线规范要求。

7.14.4 施工应符合本文件第 7.13.6 条规定。

7.15 泥炭土地基路段

7.15.1 泥炭土地基路段应收集泥炭土空间分布、密实程度、分解程度、地下水、渗透性、周边环境条件等资料。

7.15.2 地基处理方案应符合下列要求:

- a) 可采用换填法、排水固结法、复合地基法等;
- b) 开挖难度不大时,宜采用换填法;

c) 排水固结法宜超载预压。未腐烂植物多、孔隙大时可不插竖向排水体，且可利用强夯代替超载。必要时可与反压护道联合应用；

d) 复合地基法应根据成桩可行性选择合适的桩型，宜采用预制桩、模袋混凝土桩。

条文说明

d) 工程实践表明，泥炭土地基中施工碎石桩、素混凝土桩时，往往扩孔严重、充盈系数过大，因此推荐采用预制桩、模袋混凝土桩。

7.15.3 施工应符合下列要求：

a) 换填施工宜按本文件第 6.3.3 条规定执行；

b) 软土地基处理施工出现冒水、下陷等现象时，应通知相关单位。

7.15.4 换填质量检验宜按本文件第 6.3.4 条执行。

8 软基路堤监控

8.1 一般规定

8.1.1 软基路堤应进行施工期监控，高速公路和一级公路应进行工后监控。

8.1.2 软基路堤填筑速率、卸载时机等应根据软土地基监控成果确定。

8.1.3 软基路堤监控宜采用自动化监控和预警。

8.1.4 路堤高度大于天然地基极限填土高度的路段宜由第三方监控。

8.1.5 受软基路堤影响的既有路基、桥涵、管线、地铁、房屋等建（构）筑物应进行沉降、位移、倾斜、裂缝等监测，并应符合国家现行标准《建筑变形测量规范》JGJ8、《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497等的规定。

条文说明

当软土地基路堤附近存在房屋、管线、地铁、桥涵等建（构）筑物时，地基处理、路堤填筑、涵洞或换填基坑等可能导致上述建（构）筑物产生沉降、不均匀沉降、水平位移等，并可能导致上述建（构）筑物破坏或影响其使用功能，需对受影响的建（构）筑物进行监控。现行行业标准《建筑变形测量规范》JGJ8、现行国家标准《建筑基坑工程监测技术规范》GB50497等对建（构）筑物监控有相应的规定，因此本文件对软土地基路堤附近的建（构）筑物监控未作规定。

8.2 施工期监控

8.2.1 施工期监控设计应包括监测断面、监测项目、测点布置、监测要求、监测时间、监测频率、路基稳定评估方法、预警标准等。试验段工程、病害路基处治路段应进行专项监控方案设计。

8.2.2 监测断面设置应符合下列要求:

- a) 路堤高度超过天然地基路堤极限填土高度且采用排水固结或复合地基处理的路段, 监控断面间距不宜大于 50m, 且应设置在稳定性差的位置和方向;
- b) 采用排水固结法处理且计算沉降大于 3 倍容许工后沉降的路段, 监控断面间距不宜大于 100m;
- c) 桥头路段监控断面不宜少于 2 个。

条文说明

a) 由于路堤断面多为梯形, 因此天然地基路堤极限填土高度需要采用路基设计断面、天然地基抗剪强度指标通过稳定分析确定。

b) 综合考虑下列因素, 要求监测计算沉降大于 3 倍容许工后沉降的排水固结法路段。

1) 多条高速公路的监控经验表明, 路堤填筑速率受路堤稳定性(施工监控)制约时, 路堤填筑施工期间完成的沉降与总沉降的比值通常大于 2/3; 路堤填筑速率不受路堤稳定性(施工监控)制约时, 路堤填筑施工期间完成的沉降与总沉降之间的比值往往小于 2/3。因此, 当计算沉降大于 3 倍容许工后沉降、路堤稳定性较好时, 路堤快速填筑后直接施工上部结构极可能出现工后沉降超过容许工后沉降的情况。因此, 对这种情况规定进行监控, 以预测工后沉降、指导上部结构施工时间。

2) 由于以下原因, 计算沉降可靠度不高, 需要通过监测进行路堤沉降预测:

(1) 地质勘察难以全面准确地揭示各路段的地层情况, 也难以准确给出反应真实状态的计算指标;

(2) 路堤实际荷载往往与计算取值不一致。

8.2.3 监测项目应符合下列要求:

- a) 高度超过天然地基路堤极限填土高度且采用排水固结的路段, 应监测表面沉降、水平位移、孔隙水压力。真空预压还应监测膜下真空度;
- b) 高度超过天然地基路堤极限填土高度且采用复合地基处理的路段, 应监测桩顶沉降、桩间土沉降、水平位移, 刚性桩宜监测桩顶土压力, 管桩宜监测桩身水平位移;
- c) 采用排水固结法处理且计算沉降大于 3 倍容许工后沉降的路段, 应监测表面沉降, 宜监测孔隙水压力;

d) 下卧层软土厚度大于 3m 的路段宜监测深层沉降。

8.2.4 测点布置应符合下列要求：

a) 沉降监测点宜设置在路堤中线、坡肩附近，路堤顶宽较小时可只设置在路肩附近，拓宽路基可采用横剖管；路面施工时路中线处的沉降监测点宜重设。

b) 路堤横断面软土层厚度变化不大时，分层或深层沉降宜设置在路中线附近。分层或深层沉降测点竖向间距宜为 2m~4m，地基压缩层内土层界面、加固区底面应设置测点；

c) 深层水平位移监测点宜设置在坡脚附近，桩身深层水平位移监测点宜设在在最外侧桩身内；

d) 当用于评估路堤稳定性时，孔压测点宜布置在最危险滑动面附近的软土层中，竖向间距不宜大于 2m；当用于预测工后沉降时，孔压测点应布置在地基压缩层内的软土层中，竖向间距不宜大于 3m；

e) 土压力测点宜设置在坡肩附近的桩顶上；

f) 膜下真空度测点应布置在相邻真空滤管中间。

8.2.5 测点埋设应符合下列要求：

a) 测斜管应进入地基处理深度以下的硬土层不少于 1m 或超过地基压缩层不少于 1m，并使 1 对滑槽处于垂直路堤方向。管桩内设测斜管时，测斜管与管桩之间应填满中粗砂；

b) 桩（帽）顶面的土压力传感器应埋在加筋材料下方；

c) 分层沉降环下限应满足最大沉降量要求，分层沉降管与路堤之间应设隔离管，分层沉降管应具有足够的抗压强度；

d) 深层沉降标测杆外侧应设套管；

e) 真空度测头和真空表之间的软管应预留与差异沉降相适应的长度，穿过密封膜时不应漏气。

8.2.6 抽真空过程中应对真空表进行回零检查，并应不定期采用基准表抽查真空度。其它监测项目的现场监测应符合现行国标《软土地基路基监控标准》GB/T 51275 的规定。

8.2.7 监测时间宜从工作垫层施工后开始，路面施工后结束。

8.2.8 监测频率应符合下列要求:

- 高度超过天然地基极限填土高度的路段,路堤填筑期间监测频率不应低于 1 次/d,填筑后三个月内监测频率宜为 1 次/7d,其后监测频率宜为 1 次/15d;
- 其他路段路堤填筑期间监测频率宜为 1 次/3d,填筑后三个月内监测频率宜为 1 次/7d,其后监测频率宜为 1 次/15d;
- 路堤填筑间歇期可减少监测频率,但每层填土监测不应少于 2 次;
- 接近路堤稳定报警标准时应加密监测。

8.2.9 报警值应符合下列要求:

- 报警值应根据软土厚度与性质、地基处理方法、工程经验等因素综合确定;
- 对天然地基路堤、排水固结法路堤,当加载速率约为 5kPa/d 时,可按表 8.2.9-1 确定水平位移速率报警值,可按表 8.2.9-2 确定沉降速率报警值;

表 8.2.9-1 水平位移速率报警值 (mm/d)

C_u B_e	10~20	20~35
≤ 15	5	4
15~30	6	5

注: C_u 为软土不排水抗剪强度 (kPa), B_e 为路堤底宽与顶宽的平均值的一半 (m)。

表 8.2.9-2 沉降速率报警值 (mm/d)

C_u z_s	10~20	20~35
≤ 10	10	6
10~20	15	10

注: z_s 为软土厚度与 $2B_e$ 的小者 (m)。

- 对天然地基、排水固结法路堤,孔隙水压力系数报警值可取 0.7~1.0;
- 对散体材料桩复合地基路堤,报警值宜取 $\frac{n}{1-m_p+m_p n}$ 与天然地基、排水固结法路堤报警值之积;
- 对柔性桩复合地基、刚性桩复合地基路堤,桩间沉降报警值宜取路堤极限填土高度对应的天然地基沉降,可取 $2B_e$ 内软土层厚度的 1.0%;
- 边坡范围刚性桩曲率半径预警值为

$$\rho_a = 1000 \frac{E_p I}{M_u} \quad (8.2.9)$$

式中： ρ_a ——曲率半径预警标准（m）；

E_p ——桩身弹性模量（MPa）；

I ——桩身横截面面积惯性矩（m⁴）；

M_u ——桩身极限抗弯承载力（kNm）。

条文说明

b) 工程实践中常用的路堤稳定性报警值为：沉降速率 10mm/d，位移速率 5mm/d。但是不少路堤沉降速率或位移速率大于上述报警值时仍稳定，部分路堤沉降速率或位移速率小于上述报警值时却失稳。除了未区分地基处理方法外，未考虑加载速率、软土性质和厚度、路堤宽度等因素的影响也是导致这种现象的重要原因。在研究了大量公路软土地基路堤监控资料及多个滑塌工程的基础上，以工程经验为主，推荐了沉降速率报警值、水平位移速率报警值。

e) 软土地基失稳的实质和表现形式是沉降和位移过大。胶结桩刺入破坏、受弯断裂、倾斜等破坏导致的路堤失稳均最终表现为桩间土失稳，因此胶结桩复合地基路堤失稳时桩间沉降和位移应接近天然地基在极限荷载下产生的沉降和位移，因此，建议将桩间沉降作为路堤监控稳定评估指标，将天然地基滑塌前的沉降作为桩间沉降的稳定报警值。理论和多项工程实例证实水平位移导致的胶结桩复合地基路堤滑塌前的沉降约为软土厚度的 1.0%~2.0%。由于实际沉降中包含部分固结沉降，该标准稍偏保守。

f) 坡脚附近的桩开裂甚至断裂虽然不代表路堤滑塌，但是说明复合地基水平位移较大，可以作为路堤稳定性的预警。

8.2.10 当路堤荷载增加时，路堤稳定性评估宜采用表观法、报警值法、拐点法等；当路堤荷载不增加时，路堤稳定性评估宜采用表观法、趋势法等。

8.2.11 采用表观法评估路堤稳定性应符合下列要求：

a) 当根据裂缝、隆起等现象评估路堤稳定性时，应分析裂缝、隆起等现象的性质和原因；

b) 可根据裂缝的位置、数量、间距、走向、宽度和长度等分析裂缝的性质和原因；

c) 当因路堤稳定性差导致路堤开裂、隆起时，应对路堤稳定性进行危险报警。

8.2.12 采用报警值法评估路堤稳定性应符合下列要求：

a) 对排水固结法路堤、散体材料桩复合地基路堤，报警值法宜采用沉降速率、水平位移速率、孔隙水压力系数等指标；柔性桩复合地基路堤、刚性桩复合地基路堤宜采用桩间土沉降。当监测结果大于报警值时，应进行危险报警；

b) 路堤停止加载后变形速率收敛不明显，当连续 2d 的沉降速率或水平位移速率大于报警值的 60%或连续 3d 的沉降速率或水平位移速率大于报警值的 40%时，应进行危险报警；

c) 当沉降速率、水平位移速率接近报警值时，宜利用其它监测项目和方法综合分析，评估路堤稳定性；

d) 边坡范围刚性桩根据水平位移~深度曲线的拟合方程按式（8.2.12）计算的最小曲率半径不大于式（8.2.9）计算值时宜报警。

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \quad (8.2.12)$$

式中： ρ ——桩身曲率半径（m）；

v ——桩身位移（m）；

z ——深度（m）。

8.2.13 采用拐点法评估路堤稳定性应符合下列要求：

a) 拐点法宜利用路堤荷载-瞬时沉降关系曲线、路堤荷载-水平位移关系曲线、路堤荷载-桩顶土压力曲线，当拐点不明显时可采用双对数曲线等。出现明显拐点时应进行危险报警；

b) 路堤荷载应包括路堤沉降土方荷载；

c) 瞬时沉降可由路堤填筑当天的沉降速率累加得到；

d) 深层水平位移宜采用最大位移；

e) 对排水固结法路堤，极限填土高度后的路堤荷载-瞬时沉降曲线或路堤荷载-位移曲线出现拐点，且拐点后斜率大于拐点前斜率的 2 倍时，应进行危险报警。

条文说明

a) 离心试验表明，路堤濒临滑塌时刚性桩往往由于桩底刺入破坏、桩身倾斜或弯断等原因导致桩顶压力减小、桩间土压力增大，因此可通过桩土压力变化评估路堤稳定性。大量

刚性桩复合地基路堤实测结果表明，预压阶段由于桩间土沉降等原因，桩顶荷载、桩土应力比可能会出现一定程度的下降，但是下降幅度不大。这是正常现象，不能以此现象评估路堤稳定性。

数值分析表明，水泥土桩、刚性桩滑塌前路堤荷载～沉降曲线出现陡降现象，工程实例也证实了该现象，因此可以利用路堤荷载～沉降曲线是否出现拐点判读路堤稳定性。

8.2.14 采用趋势法评估路堤稳定性应符合下列要求：

- a) 当路堤荷载、周边条件不变，沉降、水平位移、孔隙水压力等与时间的关系曲线出现拐点，且拐点后斜率大于拐点前斜率的 2 倍时，宜进行危险报警；
- b) 当路堤荷载、周边条件不变，沉降速率、水平位移速率、孔隙水压力等连续 3 次增大时，宜进行危险报警。

8.2.15 路堤稳定性评估应利用监测断面上所有监测点的有效监测资料，并应根据各监测点的评估结果综合判断路堤稳定性。

8.2.16 工后沉降预测应符合下列要求：

- a) 工后沉降预测前应复测路堤顶面高程，并按式（8.2.16-1）计算沉降完成后的路堤高度；

$$H_p = H_t - S_p + S_t \quad (8.2.16-1)$$

式中： H_p ——沉降完成后的路堤高度（m）；

H_t —— t 时的路堤高度（m）；

S_p ——预压荷载对应的最终沉降（m）；

S_t —— t 时的沉降（m）。

- b) 预压荷载对应的最终沉降宜采用双曲线法预测；
- c) 当竖向排水体打穿软土层时，工后沉降宜按式（8.2.16-2）计算；

$$S_{rT} = \frac{S_d - S_t}{1 - \frac{S_p}{H_p}} \quad (8.2.16-2)$$

$$S_d = S_p \frac{H_d}{H_p} \quad (8.2.16-3)$$

式中： S_{rT} ——工后沉降（m）；

S_d ——设计荷载对应的沉降（m）；

H_d ——将路面等效为填土的路堤设计高度（m）。

- d) 对软土厚度超过 15m 或下卧层软土厚度大于 3m 的路堤，宜结合分层或深层沉降监测资料预测工后沉降，并宜考虑次固结沉降。

8.3 工后监控

8.3.1 工后监控方案设计应包括监测断面、监测项目、测点布置、监测要求、监测时间、监测频率、预警标准等。

8.3.2 工后监控断面应根据施工期监控成果、现场条件变化等因素确定，并符合下列要求：

- a) 路堤存在稳定性风险的路段，监测断面间距不宜大于 50m；
- b) 预测工后沉降超标的路段，监测断面间距不宜大于 100m；
- c) 路堤附近进行开挖、堆载等作业的路段，监测断面间距不宜大于 50m。

8.3.3 监测项目选择应符合下列要求：

- a) 路堤存在稳定性风险的路段应监测路堤沉降和水平位移；
- b) 预测工后沉降超标的路段应监测路堤沉降，桥头路段尚应监测桥台位移；
- c) 路堤附近进行开挖、堆载等作业的路段应监测路堤沉降和水平位移；
- d) 开裂路段尚应检测裂缝宽度、长度等。

8.3.4 测点设置应符合下列要求：

- a) 沉降测点宜设置在路肩附近；
- b) 水平位移测点应设置在路堤存在稳定性风险的路段、靠近开挖或堆载作业一侧的坡脚附近；
- c) 裂缝宽度测点宜设置在裂缝最宽处。

8.3.5 监测时间应符合下列要求：

- a) 路堤存在稳定性风险的路段宜监测至路堤判定为稳定为止；
- b) 路堤工后沉降超标的路段宜监测至剩余工后沉降小于容许工后沉降为止；

- c) 路堤附近进行开挖、堆载等作业的路段应监测至路堤判定为稳定且变形稳定为止。

8.3.6 监测频率应符合下列要求：

- a) 路堤存在稳定性风险的路段，监测频率应根据稳定状态确定，出现报警条件时每天监测次数不应少于一次；
- b) 路堤工后沉降超标的路段，通车初期宜每月监测一次，半年后宜每个季度监测一次；
- c) 路堤附近进行开挖作业时每天监测次数不应少于二次，其他时间宜 1~3d 监测一次；
- d) 路堤附近进行堆载作业时每天监测次数不应少于一次，其他时间宜 2~7d 监测一次。

8.3.7 出现下列情况之一应稳定性报警：

- a) 路堤出现纵向裂缝；
- b) 路堤外侧出现隆起现象；
- c) 沉降或水平位移加速发展。

附录 A 路堤边坡刚性桩弯矩计算简易方法

(规范性附录)

A.0.1 坡脚刚性桩受力和位移可简化为图 A.0.1， δ 宜取 0.3， β 宜取 0.0~0.3， v_m 可按式 (A.0.1) 计算。

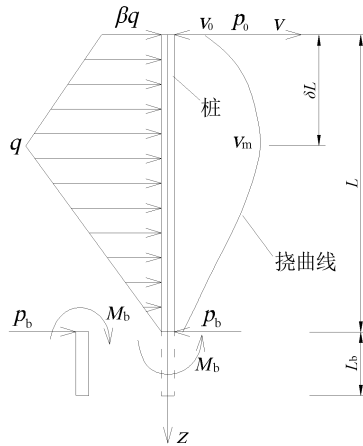


图 A.0.1 桩的受力和挠度

$$v_m = \frac{4S_{cs}(\psi_s - 1)W_b}{3L} \quad (\text{A.0.1})$$

式中： v_m ——地基最大水平位移 (mm)；

S_{cs} ——软土层底面以上地基固结沉降 (mm)；

ψ_s ——沉降修正系数；

W_b ——路堤底面宽度 (m)；

L ——软土层底面以上桩长 (m)。

A.0.2 桩身最大水平荷载集度和软土层底面桩身弯矩可采用式 (A.0.2-1) 和式 (A.0.2-2) 计算。

$$q = \frac{b_2 v_m}{a_1 b_2 - a_2 b_1} \quad (\text{A.0.2-1})$$

$$M_b = \frac{a_2 v_m}{a_2 b_1 - a_1 b_2} \quad (\text{A.0.2-2})$$

$$\text{式中： } a_1 = \frac{L^4(-7 + 15\delta + 10\delta^2 - 10\beta\delta^2 - 50\delta^3 + 40\beta\delta^3 + 45\delta^4 - 60\beta\delta^4 - 13\delta^5 + 40\beta\delta^5 - 10\beta\delta^6)}{360E_p I(1 - \delta)} + \frac{L(1 + \delta + \beta\delta^2)}{6} [\delta_{vp} + \delta_{\theta p} L(1 - \delta)];$$

$$\begin{aligned}
b_1 &= \frac{L^2(2-3\delta+\delta^3)}{6E_p I} + \frac{\delta_{vP} + \delta_{vM}L + \delta_{\theta P}L(1-\delta) + \delta_{\theta M}L^2(1-\delta)}{L}; \\
a_2 &= \frac{L^3(1-6\delta^2+2\beta\delta^2+8\delta^3-6\beta\delta^3-3\delta^4+6\beta\delta^4-2\beta\delta^5)}{24E_p I(1-\delta)} - \delta_{\theta P} \frac{L(1+\delta+\beta\delta^2)}{6}; \\
b_2 &= \frac{L(\delta^2-1)}{2E_p I} - \frac{\delta_{\theta P} + \delta_{\theta M}L}{L}; \\
\delta_{vP} &= \frac{1}{\alpha^3 E_p I} \frac{[B_3(L_b)D_4(L_b) - B_4(L_b)D_3(L_b)] + K_h[B_2(L_b)D_4(L_b) - B_4(L_b)D_2(L_b)]}{[A_3(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_3(L_b)] + K_h[A_2(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_2(L_b)]}; \\
\delta_{\theta P} = \delta_{vM} &= \frac{1}{\alpha^2 E_p I} \frac{[A_3(L_b)D_4(L_b) - A_4(L_b)D_3(L_b)] + K_h[A_2(L_b)D_4(L_b) - A_4(L_b)D_2(L_b)]}{[A_3(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_3(L_b)] + K_h[A_2(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_2(L_b)]}; \\
\delta_{\theta M} &= \frac{1}{\alpha E_p I} \frac{[A_3(L_b)C_4(L_b) - A_4(L_b)C_3(L_b)] + K_h[A_2(L_b)C_4(L_b) - A_4(L_b)C_2(L_b)]}{[A_3(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_3(L_b)] + K_h[A_2(L_b)B_4(L_b) - A_4(L_b)B_2(L_b)]}; \\
A_2(z) &= \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-4)}{(5i-1)!} (\alpha z)^{5i-1}; \\
B_2(z) &= 1 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-3)}{(5i)!} (\alpha z)^{5i}; \\
C_2(z) &= \alpha z + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-2)}{(5i+1)!} (\alpha z)^{5i+1}; \\
D_2(z) &= \frac{1}{2!} (\alpha z)^2 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-1)}{(5i+2)!} (\alpha z)^{5i+2}; \\
A_3(z) &= \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-4)}{(5i-2)!} (\alpha z)^{5i-2}; \\
B_3(z) &= \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-3)}{(5i-1)!} (\alpha z)^{5i-1}; \\
C_3(z) &= 1 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-2)}{(5i)!} (\alpha z)^{5i}; \\
D_3(z) &= \alpha z + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-1)}{(5i+1)!} (\alpha z)^{5i+1}; \\
A_4(z) &= \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-4)}{(5i-3)!} (\alpha z)^{5i-3};
\end{aligned}$$

$$B_4(z) = \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-3)}{(5i-2)!} (\alpha z)^{5i-2};$$

$$C_4(z) = \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-4)}{(5i-1)!} (\alpha z)^{5i-1};$$

$$D_4(z) = 1 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{i \prod_{j=1}^i (5j-1)}{(5i)!} (\alpha z)^{5i};$$

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{m_b b_0}{E_p I}};$$

b_0 ——桩的计算宽度 (m), $b_0 = 0.9(1.5d + 0.5)$;

d ——桩径 (m);

E_p ——桩身材料弹性模量 (kPa);

I ——桩身横截面惯性矩 (m⁴);

$$K_h = \frac{m_b(L + L_b)}{\alpha E};$$

m_b ——刚性桩所在硬土层水平地基系数的加权平均比例系数 (kPa/m²)。

A.0.3 桩顶集中力和软土层底面桩身剪力可采用式 (A.0.3-1) 和式 (A.0.3-2) 计算。

$$P_0 = \frac{qL(2 - \delta + 3\beta\delta - \beta\delta^2)}{6} - \frac{M_b}{L} \quad (\text{A.0.3-1})$$

$$P_h = \frac{qL(1 + \delta + \beta\delta^2)}{6} + \frac{M_b}{L} \quad (\text{A.0.3-2})$$

式中: P_0 ——桩间土对桩顶端附近的阻力的简化集中力 (kN);

P_h ——软土层底面以下桩段对上部桩段的水平力 (kN)。

A.0.4 桩身弯矩采用式 (A.0.4-1) ~ 式 (A.0.4-3) 计算。

$z \leq \delta L$ 时, 沿桩长的弯矩为

$$M = P_0 z - \frac{1}{2} \beta q z^2 - \frac{1}{6\delta L} (1 - \beta) q z^3 \quad (\text{A.0.4-1})$$

$z \geq \delta L$ 时, 沿桩长的弯矩为

$$M = P_0 z - \frac{1}{2} \beta q \delta^2 L^2 - \frac{1}{6} (1 - \beta) q \delta^2 L^2 - \frac{1}{2} (1 + \beta) q \delta L (z - \delta L) - \frac{1}{2} q (z - \delta L)^2 + \frac{q(z - \delta L)^3}{6(L - \delta L)} \quad (\text{A.0.4-2})$$

硬土层中弯矩为

$$M = \alpha^2 E_p I \nu_b A_3(z - L) + \alpha E_p I \theta_b B_3(z - L) + M_b C_3(z - L) + \frac{P_h}{\alpha} D_3(z - L) \quad (\text{A.0.4-3})$$

式中： $A_1(z) = 1 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-4)}{(5i)!} (\alpha z)^{5i} ;$

$$B_1(z) = \alpha z + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-3)}{(5i+1)!} (\alpha z)^{5i+1} ;$$

$$C_1(z) = \frac{1}{2!} (\alpha z)^2 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-2)}{(5i+2)!} (\alpha z)^{5i+2} ;$$

$$D_1(z) = \frac{1}{3!} (\alpha z)^3 + \sum_{i=1}^{\infty} (-1)^i \frac{\prod_{j=1}^i (5j-1)}{(5i+3)!} (\alpha z)^{5i+3} .$$

本文件用词说明

1 为便于在执行本文件条文时区别对待，对于要求严格程度不同的词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”；

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 规定中指明应按其他有关文件、规范执行的写法为：“应按.....执行”或“应符合.....的规定或要求”。