

第一篇

《公路工程技术标准(JTG
B01 - 2003)》与路基设计、
施工

第一章 路基技术标准及配套规范

公路路基施工技术规范

JTJ 033—95

(主编单位:交能部第一公路工程总公司 批准部门:中华人民共和国交通部
施行日期:1996年10月1日)

1 总 则

1.0.1 为适应我国公路交通发展的需要,确保公路路基的施工质量,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于各级公路路基工程新建和改建的施工,其他道路路基工程,可参照执行。

1.0.3 公路路基是公路工程的重要组成部分,应具有足够的稳定性和耐久性,应能承受行车的反复荷载作用和抗御各种自然因素的影响。公路路基工程必须精心施工,确保工程质量。

1.0.4 路基工程应推行机械化施工。只有在条件极其困难的三、四级公路,方可采用人工施工,但路基压实,必须采用碾压机械。

1.0.5 路基应按照设计要求施工,在确保工程质量的原则下,应因地制宜,合理利用当地材料和工业废料。

1.0.6 路基施工,应在符合工艺要求和质量标准的条件下积极采用经过鉴定的新材料、新技术、新机具和新的检验方法。

1.0.7 路基施工必须遵守国家有关土地管理法规,应节约用地,保护耕地和农田水利设施。

1.0.8 公路路基施工应保护生态环境,尽量少破坏原有植被地貌。清除的杂物,必须分别情况,予以妥善处理,不得倾弃于河流水域中。

1.0.9 公路路基施工,必须贯彻安全生产的方针,制定技术安全措施,加强安全教育,严格执行安全操作规程,确保安全生产。

1.0.10 公路路基工程施工除应按本规范执行外,尚应遵守国家及部颁的有关规范和标准。

1.0.11 公路路基施工必须按批准的设计文件进行。如需变更设计或改变原定施工方案,或采用特殊施工方法时,应按施工管理程序,报请业主或监理工程师审批。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 路床

路床是路面的基础,承受由路面传来的荷载。它指的是路面结构层底面以下 80cm 范围内的路基部分。路床在结构上分为上路床 0~30cm 和上路床 30~80cm。

2.1.2 填石路堤

路基施工中利用石料(包括大卵石)填筑的路堤称为填石路堤。

2.1.3 水沉积法

在填石路堤施工中,采用灌水的办法,使砂和细粒料充满石块之间的空隙,从而保证填石路堤的强度和稳定。

2.1.4 土石路堤

利用卵石土、块石土等天然土石混合材料修筑的路堤称为土石路堤。

2.1.5 冻结沟

寒冷地区为了使地下水迅速冻结而开挖的沟槽。

2.1.6 保温沟

在寒冷地区的排水沟槽顶部设置一定厚度的保温覆盖物,使水流在正温下流动的沟槽。

2.1.7 湿陷性黄土

受水浸湿后土的结构迅速破坏而发生显著附加下沉的黄土称为湿陷性黄土,与之对应的称为非湿陷性黄土。

2.1.8 微差爆破

在排炮起爆时间上预先设定一个较短的时间差,让它们依次起爆的爆破方式称为微差爆破。

2.2 符号

E_0 ——土基回弹模量(MPa)

l_0 ——土基顶面实测代表弯沉值($\frac{1}{100}$ mm)

n ——导线测量时的测站数

ω ——土的压实最佳含水量(%)

W ——石方爆破的最小抵抗线(m)

ω_0 ——土的天然含水量(%)

ω_L ——土的液限含水量(%)

ω_p ——土的塑限含水量(%)

ω_c ——土的天然稠度(%)

3 施工前的准备

3.1 施工准备

3.1.1 路基开工前,施工单位应在全面熟悉设计文件 and 设计交底的基础上,进行现场核对和施工调查,发现问题应及时根据有关程序提出修改意见报请变更设计。

3.1.2 根据现场收集到的情况、核实的工程数量,按工期要求、施工难易程度和人员、设备、材料准备情况,编制实施性的施工组织设计,报现场监理工程师或业主批准并及时提出开工报告。重要项目,应编路基施工网络计划。

3.1.3 修建生活和工程用房,解决好通讯、电力和水的供应,修建供工程使用的临时便道、便桥,确保施工设备、材料、生活用品的供应;设立必要的安全标志。

3.2 施工测量

3.2.1 路基开工前应做好施工测量工作,其内容包括导线、中线、水准点复测,横断面检查与补测,增设水准点等。施工测量的精度应符合交通部颁布实施的《公路路线勘测规程》的要求。

3.2.2 导线复测

3.2.2.1 当原测的中线主要控制桩由导线控制时,施工单位必须根据设计资料认真搞好导线复测工作。

3.2.2.2 导线复测应采用红外线测距仪或其它满足测量精度的仪器。仪器使用前应进行检验、校正。

3.2.2.3 原有导线点不能满足施工要求时,应进行加密,保证在道路施工的全过程中,相邻导线点间能互相通视。

3.2.2.4 导线起讫点应与设计单位测定结果比较,测量精度应满足设计要求。当设计未规定时,应满足以下要求:

角度闭合差(α)为 $\pm 16''$ n 是测点数;坐标相对闭合差为 $\pm \frac{1}{10000}$ 。

3.2.2.5 复测导线时,必须和相邻施工段的导线闭合。

3.2.2.6 对有碍施工的导线点,施工前应加以固定,固定方法可采用交点法(图 3.2.2.6)或其它的固定方法。所设护桩应牢固可靠,桩位应便于架设测量仪器,并设在施工范围以外。其它控制点也可参考此法固定。

3.2.3 中线复测

3.2.3.1 路基开工前应全面恢复中线并固定路线主要控制桩,如交点、转点、圆曲线和缓和曲线的起讫点等。对于高速公路、一级公路应采用坐标法恢复主要控制桩。

3.2.3.2 恢复中线时应注意与结构物中心、相邻施工段的中线闭合,发现问题应及时查明原因,并报现场监理工程师或业主。

3.2.3.3 如发现原设计中线长度丈量错误或需局部改线时,应作断链处理,相应调整纵坡,并在设计图表的相应部位注明断链距离和桩号。

3.2.4 校对及增设水准基点

3.2.4.1 使用设计单位设置的水准点之前应仔细校核,并与国家水准点闭合,超

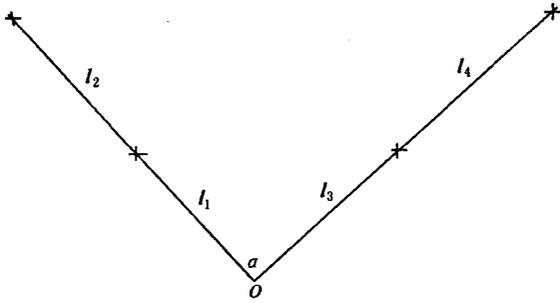


图 3.2.2.6 导线点固定法示意

注 $l_2 > l_1 > 15\text{m}$ $l_4 > l_3 > 15\text{m}$ α 在 90° 左右 o 点为导线点

出允许误差范围时,应查明原因并及时报告有关部门。大桥附近的水准点闭合差应按《公路桥涵施工技术规范》的规定办理,高速公路和一级公路的水准点闭合差为 $20\sqrt{L_{\text{mm}}}$,二级以下公路水准点闭合差为 $\pm 30\sqrt{L_{\text{mm}}}$, L 为水准路线长度,以 km 计。

3.2.4.2 水准点间距不宜大于 1km,在人工结构物附近、高填深挖地段、工程量集中及地形复杂地段宜增设临时水准点。临时水准点必须符合精度要求,并与相邻路段水准点闭合。

3.2.4.3 如发现个别水准点受施工影响时,应将其移出影响范围之外;其标高应与原水准点闭合。

3.2.4.4 增设的水准点应设在便于观测的坚硬基岩上或永久性建筑物的牢固处,也可设在埋入土中至少 1m 深的混凝土桩上。

3.2.5 路基施工前,应详细检查、核对纵横断面图,发现问题时应进行复测。若设计单位未提供横断面图,应全部补测。

3.2.6 路基放样

3.2.6.1 路基施工前,应根据恢复的路线中桩、设计图表、施工工艺和有关规定钉出路基用地界桩和路堤坡脚、路堑堑顶、边沟、取土坑、护坡道、弃土堆等的具体位置桩。在距路中心一定安全距离处设立控制桩,其间隔不宜大于 50m。桩上标明桩号与路中心填招高,用(+)表示填方,用(-)表示挖方。

3.2.6.2 在放完边桩后,应进行边坡放样,对深挖高填地段,每挖填 5m 应复测中线桩,测定其标高及宽度,以控制边坡的大小。

3.2.6.3 路基施工期间每半年至少应复测一次水准点,季节冻融地区,在冻融以后也应进行复测。

3.2.6.4 机械施工中,应在边桩处设立明显的填挖标志,高速公路和一级公路在施工中,宜在不大于 200m 的段落内,距中心桩一定距离处设能控制标高的控制桩,进行施工控制。发现桩被碰倒或丢失时应及时补上。

3.2.6.5 取土坑放样时,应在坑的边缘设立明显标志,注明土场供应里程桩号及挖掘深度,作为排水用的取土坑,当挖至距坑底 0.2~0.3m 时,应按设计修整坑底纵坡。

3.2.6.6 边沟、截水沟和排水沟放样时,宜先做成样板架检查,也可每隔 10~20m

在沟内外边缘钉木桩并注明里程及挖深。

3.2.6.7 施工过程中,应保护所有标志,特别是一些原始控制点。

3.3 施工前的复查和试验

3.3.1 路基施工前,施工人员应对路基工程范围内的地质、水文情况进行详细调查,通过取样、试验确定其性质和范围,并了解附近既有建筑物对特殊土的处理方法。

3.3.2 施工人员应根据设计文件提供的资料,对取自挖方、借土场、料场的路堤填料进行复查和取样试验。如设计文件提供的料场填料不足时,应自行勘查寻找。

3.3.3 挖方、借土场和料场用作填料的土应进行下列试验项目,其试验方法按《公路土工试验规程》办理。

- a. 液限、塑限、塑性指数、天然稠度或液性指数;
- b. 颗粒大小分析试验;
- c. 含水量试验;
- d. 密度试验;
- e. 相对密度试验;
- f. 土的击实试验;
- g. 土的强度试验(CBR值);
- h. 一级公路、高速公路应作有机质含量试验及易溶盐含量试验。

对特殊土,除进行以上试验外,还应结合对各种土定名的需要,辅以相应的专门鉴别试验,以确定其种类及处治方法。

3.3.4 使用新材料(如工业废渣等)填筑路堤时,除应按相关规范作有关试验外,还应作对环卫有害成份的试验,同时提出报告,经批准后方可使用。

3.4 场地清理

3.4.1 施工前应按设计要求进行公路用地放样,由业主办理征用土地手续。施工单位可根据施工需要提出增加临时用地计划,并对增加部分进行公路用地测量,绘制用地平面图及用地划界表,送交有关单位办理拆迁及临时占用土地手续。

3.4.2 路基用地范围内的既有房屋、道路、河沟、通讯、电力设施、上下水道、坟墓及其它建筑物,均应协助有关部门事先拆迁或改造,对于路基附近的危险建筑应予以适当加固,对文物古迹应妥善保护。

3.4.3 路基用地范围内的树木、灌木丛等均应在施工前砍伐或移植清理,砍伐的树木应移置于路基用地之外,进行妥善处理。高速公路、一级公路和填方高度小于1m的其它公路应将路基范围内的树根全部挖除并将坑穴填平夯实,填方高度大于1m的其它公路允许保留树根但根部露出地面不得超过20cm。取土坑范围内的树根也应全部挖除。

3.4.4 在填方和借方地段的原地面应进行表面清理,清理深度应根据种植土厚度决定,清出的种植土应集中堆放。填方地段在清理完地表面后,应整平压实到规定要求,才可进行填方作业。

3.5 试验路段

3.5.1 高速公路、一级公路以及在特殊地区或采用新技术、新工艺、新材料进行路基施工时,应采用不同的施工方案做试验路段,从中选出路基施工的最佳方案指导全线施工。

3.5.2 试验路段位置应选择在地质条件、断面型式均具有代表性的地段,路段长度不宜小于100m。

3.5.3 试验所用的材料和机具应当与将来全线施工所用的材料和机具相同。通过试验来确定不同机具压实不同填料的最佳含水量、适宜的松铺厚度和相应的碾压遍数、最佳的机械配套和施工组织。对于高速公路、一级公路应按松铺厚度30cm进行试验,以确保压实层的匀质性。

3.5.4 试验路段施工中及完成以后,应加强对有关指标的检测;完工后,应及时写出试验报告。如发现路基设计有缺陷时,应提出变更设计意见报审。

4 路基施工的一般规定

4.1 基本要求

4.1.1 路基施工应满足设计和使用要求,并把试验检测作为主要技术手段,指导施工。

4.1.2 特殊地区的路基施工,应按第9章的有关规定执行。

4.1.3 石质挖方路基的施工,不宜采用大爆破方法,必须采用时,应作出专门设计,并按大爆破规定执行。

4.1.4 路基施工宜以挖作填,减少土地占用和环境污染。

4.2 路基施工排水

4.2.1 路基施工中,各施工层表面不应有积水,填方路堤应根据土质情况和施工时气候状况,做成2%~4%的排水横坡。挖方施工中路基各层顶面的纵、横坡,应根据路堑横断面形状,路线纵坡的大小,路堑施工断面长度和施工方法等因素确定,确保在施工过程中,能及时使雨水排走。

4.2.2 雨季施工或因故中断施工时,必须将施工层表面及时修理平整并压实。

4.2.3 当地下水位较高而设计未做出具体方案时,应采取疏导、堵截、隔离等工程措施。

4.2.4 施工过程中,当路堑或边坡内发生地下水渗流时,应根据渗流水的位置及流量大小采取设置排水沟、集水井、渗沟等设施降低地下水位或将地下水排走。

4.2.5 路基施工前应先做好截水沟、排水沟等排水及防渗设施,特别是多雨地区和雨季施工更应加强这方面的工作。排水沟的出口应通至桥涵进出口处,排、截水沟挖出的废土应堆置在沟与路堑边坡顶一侧,并予以夯实。

4.3 路基施工取土和弃土

4.3.1 路线两侧的取土坑,应按设计规定的位置设置。取土深度可根据用土量和取土坑面积确定。取土坑应有规则的形状,坑底应设置纵、横向坡度和完整的排水系

统。取土时不得使作业面积水。

4.3.2 取土坑原地面的草皮、腐殖土或其他不宜用作填料的土均应废弃、处理。如系耕地种植土,宜先挖出堆置一边备用。

4.3.3 当设计未规定取土坑位置或规定的取土坑的贮土量不能满足要求须另寻土源时,应按照下列规定办理:

4.3.3.1 线外设置集中取土坑取土时,其土质应符合填筑路基的技术要求,同时考虑土方运输经济合理和利用沿线荒山、高地取土的可能性,力求少占农田和改地造田。

4.3.3.2 沿线两侧或单侧设置取土坑时,应全线统一规划,合理布局。当地面横坡陡于1:10时,路侧取土坑应设在路基上侧。

在桥头两侧不宜设置取土坑。特殊情况下,可在下游一侧设置,但应留有宽度不小于4.0m的护坡道。

河滩上取土坑的位置应与调治构造物的位置相适应,取土坑排出的水,不得影响调治构造物的稳定。

4.3.3.3 取土坑的边坡,内侧宜为1:1.5,外侧不宜小于1:1。

沿线取土坑的坑底纵坡不宜小于0.2%,沿河地段的坑底纵坡可减小至0.1%。坑底除特别规定外,宜高出附近水域的常年水位或附近桥涵进水口处标高,并与路基排水系统相衔接。

取土坑坑底横坡可做成向路线外侧倾斜的单向坡,坡度为2%~3%,当取土坑坑底宽度大于6m时,可做成向中间倾斜的双向横坡,并在中部设置底宽0.4m的纵向排水沟。当坑底纵坡大于0.5%时,可以不设排水沟。

4.3.4 护坡道应严格按设计规定施工,设计无规定时,路基边缘与取土坑底之高差大于2m时,对于一般公路,应设置1~2m的护坡道;对于高速公路、一级公路,应设置宽度不小于3m的护坡道。护坡道应平整密实,并做成1%~2%向外倾斜的横坡。

4.3.5 弃土堆应少占耕地,除设计图规定位置外,可设于就近的低地和路堑山脚的一侧。当地面横坡缓于1:5时,可设于路堑的两侧。

4.3.6 当沿河弃土时,不得阻塞河流、挤压桥孔和造成河岸冲刷。

4.4 土方机械化施工

4.4.1 土方机械化施工,应按下列规定进行施工管理:

4.4.1.1 制订机械使用与管理制度和油料供应制度。

4.4.1.2 规定土方机械调运的措施。

4.4.1.3 编制机械施工组织技术方案和综合机械流水作业程序,按不同的工程内容,指导机械施工。

4.4.1.4 制订机械的日常保养、定期检修和机械保修的制度,保证机械的正常运转,充分发挥机械的作用。

4.4.1.5 设置临时机修厂房和机械修理场地,安装安全防护设施,并按机械的数量和完好程度,恰当配备检修人员。

4.4.2 综合机械化修筑路基的机械配备,应根据实施性的施工组织计划按就地取

土填筑、短距离运土填筑、远距离运土填筑及就地弃土及短距离弃土等原则予以配置。

(1)就地取土填筑。如果工程不大,取土和平整工序可由平地机完成,压实和土的润湿工作,可分别由压路机和洒水车完成。机械配备数量,宜视须完成的工程量、工期和设备的能力而定。

(2)短距离取土填筑路基,宜划段分层以推土机和铲运机担任运土工作,平地机和压路机分别担任整平和压实工作。机械的配备数量,宜最大限度地满足机械产量的要求,充分发挥机械效率。

(3)远距离取土填筑的土一般来源于取土场或路堑。宜以推土机完成挖土工序,装载机或挖掘机完成装土工序(当土质不坚时,亦可不用推土机,而直接用装土设备装土),以自卸汽车完成运土的工序。汽车数量应按装车设备能力和运距的长短而定,其余各工序可按(1)和(2)的规定办理。

(4)就地弃土或短距离弃土可用推土机或铲运机完成。

5 填方路堤的施工

5.1 一般规定

5.1.1 填方路堤施工前的原地面,应按照3.4节有关规定进行清理。对其基底,还应按下列规定办理:

5.1.1.1 应做好原地面临时排水设施,并与永久排水设施相结合。排定的雨水,不得流入农田、耕地,亦不得引起水沟淤积和路基冲刷。

5.1.1.2 路堤修筑范围内,原地面的坑、洞、墓穴等,应用原地的土或砂性土回填,并按规定进行压实。

5.1.1.3 路堤基底为耕地或松土时,应先清除有机土、种植土,平整后按规定要求压实。在深耕地段,必要时,应将松土翻挖,土块打碎,然后回填、整平、压实。

5.1.1.4 路堤基底原状土的强度不符合要求时,应进行换填,换填深度,应不小于30cm,并予以分层压实,压实度应符合7.2的规定。

5.1.2 加宽旧路堤时,应遵守下列规定:

5.1.2.1 所用填土宜与旧路相同或选用透水性较好的土。

5.1.2.2 清除地基上的杂草,并沿旧路边坡挖成向内倾斜的台阶,台阶宽度应不小于1m。

5.1.3 当路堤稳定受到地下水位影响时,应在路堤底部填以水稳性优良、不易风化的砂、砂砾、碎石等材料或采用无机结合料(生石灰粉、水泥等固化材料)进行加固处理,使基底形成水稳性好、厚约30cm的稳定层,或按8.3节设置隔离层。

5.1.4 路堤填料应符合下列规定:

5.1.4.1 路堤填料,不得使用淤泥、沼泽土、冻土、有机土、含草皮土、生活垃圾、树根和含有腐朽物质的土。采用盐渍土、黄土、膨胀土填筑路堤时,应遵照9.4节、9.6节及9.13节的规定。

5.1.4.2 液限大于50、塑性指数大于26的土,以及含水量超过规定的土,不得直接作为路堤填料。需要应用时,必须采取满足设计要求的措施,经检查合格后方可

使用。

5.1.4.3 钢渣、粉煤灰等材料,可用作路堤填料,其他工业废渣在使用前应进行有害物质的含量试验,避免有害物质超标,污染环境。

5.1.4.4 捣碎后的种植土,可用于路堤边坡表层。

5.1.5 路基填方材料,应有一定的强度。高速公路及一级公路的路基填方材料,应经野外取土试验,符合表 5.1.5 的规定时,方可使用;二级及二级以下的公路路基填方材料,亦应按表 5.1.5 的规定选用。

表 5.1.5 路基填方材料最小强度和最大粒径表

项目分类(路面底面以下深度)		填料最小强度(CBR)%		填料最大粒径(cm)	
		高速公路及一级公路	二级及二级以下公路		
路堤	上路床 (0~30cm)	8.0	6.0	10	
	下路床 (30~80cm)	5.0	4.0	10	
	上路堤 (80~150cm)	4.0	3.0	15	
	下路堤 (>150cm)	3.0	2.0	15	
零填及路堑路床 (0~30cm)		8.0	6.0	10	

注:①二级及二级以下公路作高级路面时,应按高速公路及一级公路的规定;

②表列强度按《公路土工试验规程》对试样浸水 96h 的 CBR 试验方法测定;

③黄土、膨胀土及盐渍土的填料强度,分别按各章的规定处理。

5.2 土方路堤的填筑

5.2.1 土方路堤应分层填筑压实,用透水性不良的土填筑路堤时,应控制其含水量在最佳压实含水量 $\pm 2\%$ 之内。

5.2.2 土方路堤,必须根据设计断面,分层填筑、分层压实。采用机械压实时,分层的最大松铺厚度,高速公路和一级公路不应超过 30cm;其他公路,按土质类别、压实机具功能、碾压遍数等,经过试验确定。但最大松铺厚度,不宜超过 50cm。填筑至路床顶面最后一层的最小压实厚度,不应小于 8cm。

5.2.3 路堤填土宽度每侧应宽于填层设计宽度,压实宽度不得小于设计宽度,最后削坡。

5.2.4 填筑路堤宜采用水平分层填筑法施工。即按照横断面全宽分成水平层次

逐层向上填筑。如原地面不平,应由最低处分层填起,每填一层,经过压实符合规定要求之后,再填上一层。

5.2.5 原地面纵坡大于12%的地段,可采用纵向分层法施工,沿纵坡分层,逐层填压密实。

5.2.6 山坡路堤,地面横坡不陡于1:5且基底符合5.1节规定要求时,路堤可直接修筑在天然的土基上。地面横坡陡于1:5时,原地面应挖成台阶(台阶宽度不小于1m),并用小型夯实机加以夯实。填筑应由最低一层台阶填起,并分层夯实,然后逐台向上填筑,分层夯实,所有台阶填完之后,即可按一般填土进行。

高速公路和一级公路,横坡陡峻地段的半填半挖路基,必须要在山坡上从填方坡脚向上挖成向内倾斜的台阶,台阶宽度不应小于1m。其中挖方一侧,在行车范围之内的宽度不足一个行车道宽度时,则应挖够一个行车道宽度,其上路床深度范围内的原地面土应予以挖除换填,并按上路床填方的要求施工。

5.2.7 若填方分几个作业段施工,两段交接处,不在同一时间填筑,则先填地段,应按1:1坡度分层留台阶。若两个地段同时填,则应分层相互交叠衔接,其搭接长度,不得小于2m。

5.2.8 对于陡峻山坡半挖半填路基,设计边坡外面的松散弃土应在路基竣工后全部清除。

5.2.9 不同土质混合填筑路堤时,应符合下列规定:

5.2.9.1 以透水性较小的土填筑于路堤下层时,应做成4%的双向横坡,如用于填筑上层时,除干旱地区外,不应覆盖在由透水性较好的土所填筑的路堤边坡上。

5.2.9.2 不同性质的土应分别填筑,不得混填。每种填料层累计总厚不宜小于0.5m。

5.2.9.3 凡不因潮湿或冻融影响而变更其体积的优良土应填在上层,强度较小的土应填在下层。

5.2.10 河滩路堤填土,应连同护道在内,一并分层填筑。可能受水浸淹部分的填料,应选用水稳性好的土料。河槽加宽、加深工程应在修筑路堤前完成。调治构造物应提前修建。

5.2.11 机械作业时,应根据工地地形、路基横断面形状和土方调配图等,合理地规定机械运行路线。土方集中工点,应有全面、详细的机械运行作业图据以施工。

5.2.12 两侧取土,填高在3m以内的路堤,可用推土机从两侧分层推填,并配合平地机分层整平。土的含水量不够时,用洒水车洒水,并用压路机分层碾压。

5.2.13 填方集中地区路堤的施工,可按以下方法进行:

5.2.13.1 取土场运距在1km范围内时,可用铲运机运送,辅以推土机开道,翻松硬土,平整取土段,清除障碍和助推等。

5.2.13.2 取土场运距超过1km范围时,可用松土机械翻松,用挖掘机或装载机配合自卸汽车运输,用平地机平整填土,配合洒水车压路机碾压。

5.2.13.3 挖掘机、装载机与自卸车配合运输时,要合理布置取土场地的汽车运输路线并设置必要的标志。汽车配备数量,应根据运距的远近和车型确定,其原则是满足

挖装设备能力的需要。

5.2.14 土石方运输应视当地条件、运距设备等情况,采用不同的运输机具,如推土机、铲运机、皮带运输机、自卸汽车、卷扬机牵引的索道等。当卸装范围内有一定高差,汽车等运输方式受到地形和其他条件限制时,可采用空中索道运输。

5.2.15 土方路堤施工的质量标准,见表 13.4.5。

5.3 桥涵及其他构造物处的填筑

5.3.1 回填土工作必须在隐蔽工程验收合格后进行。

5.3.2 桥涵及其他构造物处的填料,除设计文件另有规定外,应采用砂类土或渗水性土。

5.2.9 条所列各种土均不得使用。当采用非透水性土时,应在土中增加外掺剂如石灰、水泥等。

5.3.3 桥涵及其他构造物处的填土,应适时分层回填压实。回填土时对桥涵圬工的强度等要求应按照《公路桥涵施工技术规范》有关规定办理。

5.3.4 桥涵填土的范围:台背填土顺路线方向长度,顶部为距翼墙尾端不小于台高加 2m;底部距基础内缘不小于 2m;拱桥台背填土长度不应小于台高的 3~4 倍;涵洞填土长度每侧不应小于 2 倍孔径长度。

5.3.5 桥台背后填土宜与锥坡填土同时进行。

5.3.6 涵洞缺口填土,应在两侧对称均匀分层回填压实。如使用机械回填,则涵台胸腔部分及检查井周围应先用小型压实机械压实填好后,方可用机械进行大面积回填。

5.3.7 涵顶面填土压实厚度大于 50cm 时,方可通过重型机械和汽车。

5.3.8 挡墙填料宜选用砾石土或砂类土。墙趾部分的基坑,应及时回填压实,并做成向外倾斜的横坡。填土过程中,应防止水的浸害。回填结束后,顶部应及时封闭。

5.3.9 回填土应分层填筑并严格控制含水量,分层松铺厚度宜小于 20cm。当采用小型夯具时,一级以上的公路松铺厚度不宜大于 15cm,并应充分压(夯)实,压实标准见 7.6.3 条。

5.4 填石路堤

5.4.1 填石路堤的基底处理同填土路堤。

5.4.2 填石路堤的石料强度不应小于 15MPa(用于护坡的不应小于 20MPa)。填石路堤石料最大粒径不宜超过层厚的 2/3。填石路堤的压实度检验按 7.1.5 条规定执行。

5.4.3 高速公路、一级公路和铺设高级路面的其他等级公路的填石路堤均应分层填筑,分层压实。二级及二级以下且铺设低级路面的公路在陡峻山坡段施工特殊困难或大量爆破以挖作填时,可采用倾填方式将石料填筑于路堤下部,但倾填路堤在路床底面下不小于 1.0m 范围内仍应分层填筑压实。

5.4.4 分层松铺厚度:高速公路及一级公路不宜大于 0.5m,其他公路不宜大于 1.0m。

5.4.5 填石路堤倾填前,路堤边坡坡脚应用粒径大于 30cm 的硬质石料码砌。当

设计无规定时,填石路堤高度小于或等于6m时,其码砌厚度不应小于1m;当高度大于6m时,码砌厚度不应小于2m。

5.4.6 逐层填筑时,应安排好石料运输路线,专人指挥,按水平分层,先低后高、先两侧后中央卸料,并用大型推土机摊平。个别不平处应配合人工用细石块、石屑找平。

5.4.7 当石块级配较差、粒径较大、填层较厚、石块间的空隙较大时,可于每层表面的空隙里扫入石渣、石屑、中、粗砂,再以压力水将砂冲入下部,反复数次,使空隙填满。

5.4.8 人工铺填粒径25cm以上石料时,应先铺填大块石料,大面向下,小面向上,摆平放稳,再用小石块找平,石屑塞缝,最后压实。人工铺填块径25cm以下石料时,可直接分层摊铺,分层碾压。

5.4.9 填石路堤的填料如其岩性相差较大,则应将不同岩性的填料分层或分段填筑。如路堑或隧道基岩为不同岩种互层,允许使用挖出的混合石料填筑路堤,但石料强度、粒径应符合5.4.2条的规定。

5.4.10 用强风化石料或软质岩石填筑路堤时,应按土质路堤施工规定先检验其CBR值是否符合要求,CBR值不符合要求时不得使用,符合使用要求时应按土质筑堤的技术要求施工。

5.4.11 高速公路及一级公路填石路堤路床顶面以下50cm范围内应填筑符合路床要求的土并分层压实,填料最大粒径不得大于10cm。其他公路填石路堤路床顶面以下30cm范围内宜填筑符合路床要求的土并压实,填料最大粒径不应大于15cm。

5.5 土石路堤

5.5.1 土石路堤的基底处理同填石路堤。

5.5.2 天然土石混合材料中所含石料强度大于20MPa时,石块的最大粒度不得超过压实层厚的2/3,超过的应清除;当所含石料为软质岩(强度小于15MPa)时,石料最大粒径不得超过压实层厚,超过的应打碎。

5.5.3 土石路堤不得采用倾填方法,均应分层填筑,分层压实。每层铺填厚度应根据压实机械类型和规格确定,不宜超过40cm。

5.5.4 压实后渗水性差异较大的土石混合填料应分层或分段填筑,不宜纵向分幅填筑。如确需纵向分幅填筑,应将压实后渗水良好的土石混合料填筑于路堤两侧。

5.5.5 当土石混合填料来自不同路段,其岩性或土石混合比相差较大时,应分层或分段填筑。如不能分层或分段填筑,应将含硬质石块的混合料铺于填筑层的下面,且石块不得过分集中或重叠,上面再铺含软质石料混合料,然后整平碾压。

5.5.6 土石混合填料中,当石料含量超过70%时,应先铺填大块石料,且大面向下,放置平稳,再铺小块石料、石渣或石屑嵌缝找平,然后碾压;当石料含量小于70%时,土石可混合铺填,但应避免硬质石块(特别是尺寸大的硬质石块)集中。

5.5.7 高速公路及一级公路土石路堤的路床顶面以下30~50cm范围内应填筑符合路床要求的土并分层压实,填料最大粒径不大于10cm。其他公路填筑砂类土厚度应为30cm,最大粒径不大于15cm。

5.6 高填方路堤

5.6.1 水稻田或长年积水地带,用细粒土填筑路堤高度在6m以上,其他地带填土或填石路堤高度在20m以上时,可按本节要求施工。

5.6.2 按3.4节规定进行原地面清理后,如地基土的强度不符合设计要求,应按第9章有关规定进行处理或加固。

5.6.3 高填方路堤,应严格按设计边坡填筑,不得缺填。

5.6.4 高填方路堤,每层填筑厚度,根据所采用的填料,按5.2节、5.4节和5.5节有关规定执行。

如填料来源不同,其性质相差较大时,应分层填筑,不应分段或纵向分幅填筑。

5.6.5 高填方路堤受水浸淹部分,应采用水稳性高及渗水性好的填料,其边坡比不宜小于1:2。

5.6.6 半挖半填的一侧高填方基底为斜坡时,应按规定挖好横向台阶,并应在填方路堤完成后,对设计边坡外的松散弃土进行清理。

6 挖方路基的施工

6.1 一般规定

6.1.1 挖方路基施工前应作好下列准备工作:

6.1.1.1 复查施工组织设计,核实(或编制)调整土方调运图表。

6.1.1.2 施工现场按3.4节的有关规定进行清理。

6.1.1.3 开挖前应按3.2.6.1款的规定,以桩志标明轮廓。

6.1.2 路基在开挖前应对沿线土质按3.4节规定,进行检测试验。

6.1.3 路堑的排水设施,应按下列规定办理:

6.1.3.1 在路堑开挖前作好截水沟,并视土质情况作好防渗工作。土方工程施工期间应修建临时排水设施。

6.1.3.2 临时排水设施应与永久性排水设施相结合,流水不得排入农田、耕地,污染自然水源,也不得引起淤积和冲刷。

6.1.4 根据施工组织设计成套配齐各种必要的施工机械,并作好保修准备。

6.2 土方路堑的开挖

6.2.1 土方开挖应遵照下列要求:

6.2.1.1 已开挖的适用于种植草皮和其他用途的表土,应储存于指定地点。

6.2.1.2 根据3.3节试验结果,对开挖出的适用材料,应用于路基填筑。各类材料不应混杂。不适用的材料应按6.2.9条的规定办理。

6.2.1.3 土方开挖不论开挖工程量和开挖深度大小,均应自上而下进行,不得乱挖超挖。严禁掏洞取土。在不影响边坡稳定的情况下采用爆破施工时,应经过设计审批。

6.2.1.4 路堑开挖中,如遇土质变化需修改施工方案及边坡坡度时,应及时报批。

6.2.2 因受冬季或雨季影响,使挖出的土方不能及时用于填筑路堤时,应按第10章有关规定办理。

6.2.3 路堑路床的表层下为有机土、难以晾干压实的土、CBR 值小于表 5.1.4 规定的土或不宜作路床的土,均应清除换填符合 5.1 节规定的土。

6.2.4 路基开挖如遇特殊土质时,应按第 9 章有关规定办理。

6.2.5 挖方路基施工标高,应考虑因压实的下沉量,其值应由试验确定。

6.2.6 土方路堑开挖,根据路堑深度和纵向长度,可按下列方式进行:

6.2.6.1 横挖法:以路堑整个横断面的宽度和深度,从一端或两端逐渐向前开挖的方式称为横挖法,如图 6.2.6.1 所示。本法适用于短而深的路堑。

(1)用人力按横挖法挖路堑时,可在不同高度分几个台阶开挖,其深度视工作与安全而定,一般宜为 1.5~2.0m。无论自两端一次横挖到路基标高或分台阶横挖,均应设单独的运土通道及临时排水沟。

(2)用机械按横挖法挖路堑且弃土(或以挖作填)运距较远时,宜用挖掘机配合自卸汽车进行。每层台阶高度可增加到 3~4m,其余要求与人力开挖路堑相同。

(3)路堑横挖法也可用推土机进行。若弃土或以挖作填运距超过推土机的经济运距时,可用推土机推土堆积,再用装载机配合自卸汽车运土。

(4)机械开挖路堑时,边坡应配以平地机或人工分层修刮平整。

6.2.6.2 纵挖法:沿路堑全宽以深度不大的纵向分层挖掘前进时称为分层纵挖法,如图 6.2.6.2 之 a)。本法适用于较长的路堑开挖。

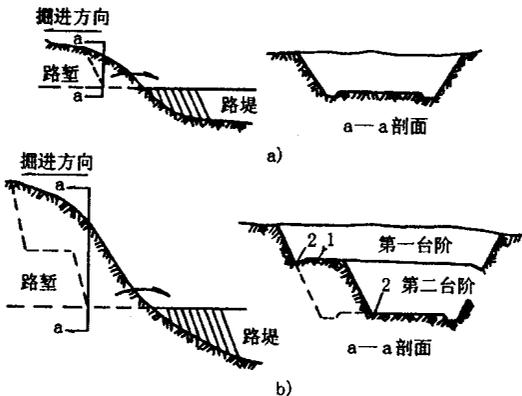


图 6.2.6.1 横向全宽挖掘法

a) 一层横向全宽挖掘法 b) 多层横向全宽挖掘法

1- 第一台阶运土道 2- 临时排水沟

先沿路堑纵向挖掘一通道,然后将通道向两侧拓宽,如图 6.2.6.2 之 b),上层通道拓宽至路堑边坡后,再开挖下层通道,如此向纵深开挖至路基标高称为通道纵挖法。本法适用于路堑较长、较深,两端地面纵坡较小之路堑开挖。

沿路堑纵向选择一个或几个适宜处,将较薄一侧堑壁横向挖穿,使路堑分成两段或数段,各段再纵向开挖称为分段纵挖法,如图 6.2.6.2 之 c)。本法适用于路堑过长,弃土运距过远的傍山路堑,其一侧堑壁不厚的路堑开挖。

(1)当采用分层纵挖法挖掘的路堑长度较短(不超过 100m),开挖深度不大于 3m,

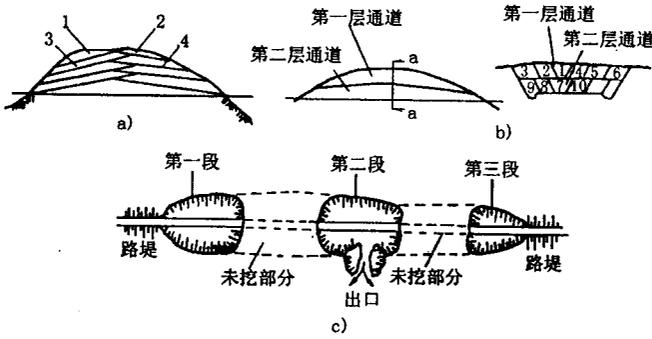


图 6.2.6.2 纵向挖掘法

a) 分层纵挖法(图中数字为挖掘顺序) b) 通道纵挖法
(图中数字为拓宽顺序) c) 分段纵挖法

地面坡度较陡时,宜采用推土机作业。

(2) 推土机作业时每一铲挖地段的长度应能满足一次铲切达到满载的要求,一般为 5~10m,铲挖宜在下坡时进行;对普通土下坡坡度宜为 10%~18%,不得大于 30%;对于松土下坡坡度不宜小于 10%,不得大于 15%;傍山卸土的运行道应设有向内稍低的横坡,但应同时留有向外排水的通道。

(3) 当采用分层纵挖法挖掘的路堑长度较长(超过 100m)时,宜采用铲运机作业。

(4) 对于拖式铲运机和铲运推土机,其铲斗容积为 4~8m³ 的适宜运距为 100~400m,容积为 9~12m³ 的适宜运距为 100~700m。自行式铲运机适宜运距可照上述运距加倍。铲运机在路基上的作业距离不宜小于 100m。

有条件时宜配备一台推土机(或使用铲运推土机)配合铲运机作业。

(5) 铲运机运土道,单道宽度不应小于 4m,双道宽度不应小于 8m;重载上坡纵坡不宜大于 8%,空驶上坡,纵坡不得大于 50%;弯道应尽可能平缓,避免急弯;路面表层应在回驶时刮平,重载弯道处路面应保持平整。

(6) 铲运机作业面的长度和宽度应能使铲斗易于达到满载。

在地形起伏的工地,应充分利用下坡铲装;取土应沿其工作面有计划地均匀进行,不得局部过度取土而造成坑洼积水。

(7) 铲运机卸土场的大小应满足分层铺卸的需要,并留有回转余地。填方卸土应边走边卸,防止成堆;行走路线外侧边缘至填方边缘的距离不宜小于 20cm。

6.2.6.3 当路线纵向长度和挖深都很大时,宜采用混合式开挖法,即将横挖法与通道纵挖法混合使用。先沿路堑纵向挖通道,然后沿横向坡面挖掘,以增加开挖坡面,如图 6.2.6.3 所示。每一坡面应设一个施工小组或一台机械作业。

6.2.6.4 开挖边沟、修筑路拱、刷刮边坡、整平路基面时,宜采用平地机配合其它土方机械作业。

6.2.7 边沟与截水天沟的开挖应符合下列要求:

6.2.7.1 重边沟、截水沟及其他引、截排水设施的位置、断面尺寸及有关要求,应严格按照设计图纸的规定施工。应先做好这类排水设施,其出口应通至桥涵进、出水口

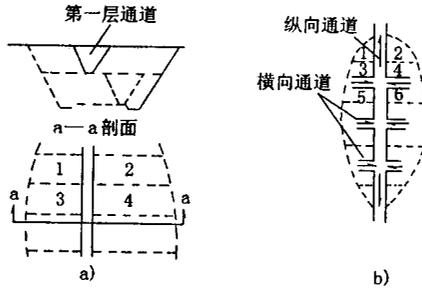


图 6.2.6.3 混合挖掘法

a) 横面和平面 b) 平面纵横通道示意图中, 箭头表示运土与排水方向, 数字表示工作面号数

处。截水沟不应在地面坑凹处通过, 必须通过时, 应按路堤填筑要求将凹处填平压实, 然后开挖, 并防止不均匀沉陷和变形。

6.2.7.2 平曲线外边沟沟底纵坡, 应与曲线前后的沟底相衔接。曲线内侧不得有积水或水外溢现象发生。

6.2.7.3 路堑和路堤交接处的边沟应徐缓引向路堤两侧的天然沟或排水沟, 不得冲刷路堤。路基坡脚附近不得积水。

6.2.7.4 所有排水沟渠应从下游出口向上游开挖。

6.2.7.5 所有排截水设施应满足下列要求:

- (1) 沟基稳固, 严禁将排水沟挖筑在未加处理的弃土上;
- (2) 沟形整齐, 沟坡、沟底平顺, 沟内无浮土杂物;
- (3) 沟水排泄不得对路基产生危害;

(4) 截水沟的弃土应用于路堑与截水沟间筑土台, 并分层压实(夯实)。台顶设 2% 倾向截水沟的横坡, 土台边缘坡脚距路堑顶的距离不应小于设计规定, 当设计无规定时, 可按照 6.2.9 条的规定办理。

6.2.8 路堑施工遇到地下水时应按下列规定处理:

6.2.8.1 挖方地段遇有地下含水层时应根据 4.2.5 条的原则规定, 结合现场实际按 8.3 节有关规定执行。

6.2.8.2 当路堑路床顶部以下位于含水量较多的土层时, 应换填透水性良好的材料, 换填深度应满足设计要求, 并整平凹槽底面, 设置渗沟, 将地下水引出路外, 再分层回填压实。

6.2.9 弃土处理除按第四章有关的规定办理外, 还应符合下列规定:

6.2.9.1 在开挖路堑弃土地段前, 应提出弃土的施工方案报有关单位批准后实施(该方案包括弃土方式、调运方案、弃土位置、弃土形式、坡脚加固处理方案、排水系统的布置及计划安排等)。方案改变时, 应报批准单位复查。

6.2.9.2 弃土堆的边坡不应陡于 1:1.5, 顶面向外应设不小于 2% 的横坡, 其高度不宜大于 3m。路堑旁的弃土堆, 其内侧坡脚与路堑顶之间的距离, 对于干燥硬土不应

小于 3m,对于软湿土,不应小于路堑深度加 5m。

6.2.9.3 在山坡上侧的弃土堆应连续而不中断,并在弃土前设截水沟;山坡下侧的弃土堆应每隔 50~100m 设不小于 1m 的缺口排水,弃土堆坡脚应进行防护加固。

6.2.9.4 严禁在岩溶漏斗处、暗河口处、贴近桥墩台处弃土。

6.3 石方的开挖

6.3.1 开挖石方应根据岩石的类别、风化程度和节理发育程度等确定开挖方式。对于软石和强风化岩石,能用机械直接开挖的均采用机械开挖,也可人工开挖。凡不能使用机械或人工直接开挖的石方,则应采用爆破法开挖。

6.3.2 石方需用爆破法开挖的路段,如空中有缆线,应查明其平面位置和高度,还应调查地下有无管线,如果有管线,应查明其平面位置和埋设深度;同时应调查开挖边界线外的建筑物结构类型、完好程度、距开挖界距离,然后制定爆破方案。任何爆破方案的制定,必须确保空中缆线、地下管线和施工区边界处建筑物的安全。

6.3.3 进行爆破作业时必须由经过专业培训并取得爆破证书的专业人员施爆。

6.3.4 根据确定的爆破方案,进行炮位、炮孔深度和用药量设计,其设计图纸和资料应报送有关部门审批。

6.3.5 根据设计的炮位和孔深打眼,当工程量小,工期允许时,可采用人工打眼;当工程量较大时,应采用机械钻孔。钻孔机械可采用风钻或潜孔钻。

6.3.6 爆破法开挖石方应按以下程序进行:施爆区管线调查→炮位设计与设计审批→配备专业施爆人员→用机械或人工清除施爆区覆盖层和强风化岩石→钻孔→爆破器材检查与试验→炮孔(或坑道、药室)检查与废碴清除→装药并安装引爆器材→布置安全岗和施爆区安全员→炮孔堵塞→撤离施爆区和飞石、强地震波影响区内的人、畜→起爆→清除瞎炮→解除警戒→测定爆破效果(包括飞石、地震波对施爆区内外构造物造成的损伤及造成的损失)。

6.3.7 公路石方开挖,应充分重视挖方边坡稳定,宜选用中小炮爆破;开挖风化较严重、节理发育或岩层产状对边坡稳定不利的石方,宜用小型排炮微差爆破,小型排炮药室距设计边坡线的水平距离,不应小于炮孔间距的 1/2。

6.3.8 当岩层走向与路线走向基本一致,倾角大于 15° ,且倾向公路或者开挖边界线外有建筑物,施爆可能对建筑物地基造成影响时,应在开挖层边界,沿设计坡面打预裂孔,孔深同炮孔深度,孔内不装炸药和其他爆破材料,孔的距离不宜大于炮孔纵向间距的 1/2。

6.3.9 开挖层靠边坡的两列炮孔,特别是靠顺层边坡的一列炮孔,宜采用减弱松动爆破。

6.3.10 开挖边坡外有必须保证安全的重要建筑物,即使采用减弱松动爆破都无法保证建筑物安全时,可采用人工开凿、化学爆破或控制爆破。

6.3.11 在石方开挖区应注意施工排水,在纵向和横向形成坡面开挖面,其坡度应满足排水要求,以确保爆破出的石料不受积水浸泡。

6.3.12 炮眼位置选择应注意以下几点:

(1)炮位设计应充分考虑岩石的产状、类别、节理发育程度、溶蚀情况等,炮孔药室

宜避开溶洞和大的裂隙。

(2)避免在两种岩石硬度相差很大的交界面处设置炮孔药室。

(3)非群炮的单炮或数炮施爆,炮孔宜选在抵抗线最小、临空面较多,且与各临空面大致距离相等的位置,同时应为下次布设炮孔创造更多的临空面。

(4)群炮炮眼间距宜根据地形、岩石类别、炮型等确定,并根据炮眼间距、岩石类别、地形、炮眼深度计算确定每个炮眼的装药量和炸药种类。对于群炮,宜分排或分段采用微差爆破。

(5)非群炮的单炮或数炮施爆,炮眼方向宜与岩石临空面大致平行,一般按岩石外形、节理、裂隙等情况,分别选择正炮眼、斜炮眼、平炮眼或吊眼等。

6.3.13 中小型爆破:

6.3.13.1 裸露药包法是将药包置于被炸物体表面或经清理的石缝中,药包表面用草皮或稀泥覆盖,然后进行的爆破,这种方法限于破碎孤石或大块岩石的二次爆破。

6.3.13.2 炮眼法

(1)炮眼深度。根据岩石的坚硬程度而决定炮眼深度,可按下式计算:

$$L = C \cdot H \quad (6.3.13.2 - 1)$$

式中: L ——炮眼深度(m)

H ——爆破岩石的厚度,阶梯高度(m);

C ——系数,坚石为1.0~1.15,次坚石为0.85~0.95,软石为0.7~0.9。

(2)炮眼间距。用排炮爆破时,同排炮眼的间距,视岩石的类别、节理发育程度,参照下式计算确定:

$$a = b \cdot W \quad (6.3.13.2 - 2)$$

式中: a ——炮眼间距(m);

W ——最小抵抗线(m);

b ——系数,采用火雷管起爆为1.2~2.0,采用电雷管起爆为0.8~2.3。

当使用多排排炮爆破时,炮眼应按梅花形布置,炮排距约为同排炮孔距的0.86倍。

(3)装药量。炮眼的装药高度一般为炮孔深度的 $1/3 \sim 1/2$,特殊情况下也不得超过 $2/3$ 。对于松动爆破或减弱松动爆破,装药高度可降到炮孔深度的 $1/3 \sim 1/4$ 。

(4)提高爆破效果的措施。为提高爆破效果,可选用空心炮(炮眼底部设一段不装药的空心炮孔)、石子炮(底部或中部装一部分石子)或木棍炮(用直径为炮孔直径 $1/3$,长 $6 \sim 10\text{cm}$ 的木棍装在炮眼底部或中部)进行爆破。

6.3.13.3 药壶法(葫芦炮)药壶炮是将炮眼底部扩大成葫芦形,以便将炸药基本集中于炮眼底部的扩大部分,以提高爆破效果的一种炮型。葫芦炮炮眼较深,它适用于均匀致密粘土(硬土)、次坚石、坚石。对于炮眼深度小于 2.5m ,节理发育的软石,地下水较发育或雨季施工时,不宜采用。

(1)葫芦炮炮眼深度一般为 $5 \sim 7\text{m}$,不宜靠近设计边坡布设,药室距设计边坡线的水平距离不宜小于最小抵抗线。

(2)葫芦炮的用药量按下式计算:

$$Q = KW_3 \quad (6.3.13.3 - 1)$$

式中: Q ——炸药质量(kg);

W ——最小抵抗线(m),一般为阶梯高度0.5~0.8倍;

K ——单位岩石的硝酸炸药消耗量(kg/m³)。软石为0.26~0.28,次坚石为0.28~0.34,坚石为0.34~0.35。

(3)单排群炮用电雷管起爆,每排药炮间距:

$$a = (0.8 \sim 1.0)W \quad (6.3.13.3 - 2)$$

式中: a ——每排内炮眼间距(m);

W ——相邻两炮之间最小抵抗线的平均值(m)。

(4)多排群炮,各排之间的药包间距:

$$b = 1.5W \quad (6.3.13.3 - 3)$$

当炮眼布置成三角形时,上下层药包间距:

$$a = 2W_{\text{下}} \quad (6.3.13.3 - 4)$$

式中: $W_{\text{下}}$ ——下层最小抵抗线(m)。

6.3.13.4 猫洞炮 猫洞炮是将集中药包直接放入直径为0.2~0.5m、炮眼深2~6m的水平或略有倾斜的炮洞中的一种炮型。它适用于硬土、胶结良好的古河床、冰渍层、软石和节理发育的次坚石,坚石可利用裂隙修成导洞或药室,这种炮型对大孤石、独岩包等爆破效果更佳。

(1)炮眼深度应与阶梯高度自然地面横坡相配合,遇高阶梯时要布置多层药包。烘膛应根据岩石类别,分别采用浅眼烘膛、深眼烘膛和内部扩眼等方法。

(2)用药量计算

当被炸松的岩体能坍塌出路基时:

$$Q = KW^3 \cdot f(a)d \quad (6.3.13.4 - 1)$$

式中: Q ——用药量(kg);

W ——最小抵抗线(m);

K ——形成标准抛掷漏斗的单位耗药量(kg),一般不宜用抛掷爆破,而是用松动爆破或减弱松动爆破,用药量为抛掷爆破的1/2~1/3;

$f(a)$ ——抛坍系数, $f(a) = 26/a$;

a ——地面横坡度;

d ——堵塞系数,可近似用 $d = 3/h$ 计算,其中 h 为眼深。

当被炸松的岩体不能坍塌出路基时:

$$Q = 0.35KW^3d \quad (6.3.13.4 - 2)$$

式中符号同前,其中0.35系数相当于式中 $a = 70^\circ \sim 75^\circ$ 时的情况。

(3)炮孔间距

$$a = (1.0 \sim 1.3)W \quad (6.3.13.4 - 3)$$

式中 W 为相邻两药包计算抵抗线的平均值(m);1.0~1.3系数,可根据岩石硬度、

节理发育程度及地面坡度(α)的大小而定,宜采用1.0~1.2,当 $\alpha > 70^\circ$ 时,可采用1.2~1.3,但须注意,间距过大会使爆破物块度过大,增加二次爆破数量

6.3.14 大爆破:

6.3.14.1 大爆破施工,是采用导洞和药室装药,用药量在1000kg以上的爆破。公路石方开挖一般不宜采用。只有当路线穿过孤独山丘,开挖后边坡不高于6m,且根据岩石产状和风化程度,确认开挖后,边坡稳定,方可考虑大爆破方案,但须作好技术设计,有详细技术经济论证和边坡稳定性分析,并报主管部门审批。

6.3.14.2 大爆破的技术设计文件包括:

- (1)工程名称、概述、工程概况、爆破地点(桩号)、工程数量、地形特征、预计爆破范围、要求或预测爆破效果、工期;
- (2)自然条件及工程地质、水文地质资料;
- (3)爆破方案及类型说明;
- (4)药室位置的布置图,包括平面图和导洞药室剖面图、用药量和爆破网路的主要计算资料;
- (5)施工方案和施爆步骤;
- (6)爆破危险区预计;
- (7)安全措施;
- (8)劳力、机械、材料费用与经济指标;
- (9)大爆破施工的总平面布置图,纵横剖面图,药室位置图。平面图比例1:200~1:500,在平面及纵横剖面上应示出爆破范围、药室位置、用于爆破工程的电缆、电线网路,以及安全警戒位置等。

6.3.14.3 施工前的准备工作:根据批准的设计方案进行现场核对,编制导洞、药室施工组织设计,施工进场道路。导洞、药室的实地放样。根据施工组织设计,组织人力、机械和材料。在导洞药室施工前,应先修好进场道路。

6.3.14.4 竖井、导洞和药室开挖

(1)当遇松软岩石或岩石为强风化十分破碎时,平洞和深度大于3.0m的竖井应设临时支撑,在回填堵塞时,这些临时支撑材料可由里至外或由下至上逐步拆除回收。

(2)药室应按设计断面开挖,药室宜做成近似立方体,室底标高与设计标高之差不应大于10cm,导洞与药室用横洞连接,横洞与导洞垂直,药室中心距导洞中心不宜小于2.5m。

(3)导洞分竖井和平洞两种,竖井深度不宜大于16m,如超过16m或有地下水时,最好用平洞,平洞长度以30m左右为宜,竖井或平洞的选用,应考虑施工进度和爆破效果。平洞采用梯形断面,断面尺寸为 $1.8\text{m} \times (0.8 + 1.2)\text{m}$,断面最小尺寸不应小于 $1.4\text{m} \times 0.8\text{m}$ 的长方形。竖井断面尺寸与竖井深度有关,当深度 $H > 15\text{m}$ 时,断面最小尺寸不应小于 $1.4\text{m} \times 1.2\text{m}$ 。土质竖井可采用直径不小于1.0m的圆形断面或边长不小于1m的长方形断面。

竖井开挖深度大于6m时,应采取通风措施。

(4)导洞和药室开挖,可用风钻或掏槽眼,炮眼深度不应大于工作面最小边长的

0.6~0.8倍,如岩石节理发育,导洞和药室应考虑临时支撑。

6.3.14.5 爆破前的准备工作

1. 导洞和药室验收

检查导洞、药室的几何尺寸应符合设计要求,清除危石和残存石碴,引流裂隙水,清除未炸雷管及瞎炮。

2. 装药

装药时间应尽可能短,避免炸药受潮,装药自下而上,自里向外逐层码砌平稳、密实。起爆体应平稳安放在设计位置,药包要坚固牢靠,下部药包要能承受上部药包压力,装药不得在雨雪、大风、雷电、浓雾天气及黑夜进行,起爆体装入药室后,应拆除洞内及洞口一切电源电线,改用绝缘电筒或其他安全照明。

3. 导洞和竖井堵塞

堵塞前应对装药质量进行检查,并用木槽、竹筒或其他材料保护电爆缆线。在药室外侧砌一道石墙,然后填土捣实,石墙外2~3m一段,或洞身至药室拐弯一段,应用粘土填塞夯实,其余部分可用土石分层填塞紧密。堵塞长度按照设计要求,洞口部分除设计另有规定外,应再砌一道石墙,并用粘土封紧。

竖井和平洞的堵塞料可就地取材,分层回填至原地面,平洞堵塞长度不应小于最小抵抗线。

堵塞过程中,对电爆线路应注意保护,并派专人经常检查、维护,不得损坏。

4. 起爆线路的敷设

敷设线路前,非接线人员和设备应撤离至安全地点,并在爆破影响区外设警戒,禁止人畜进入影响区,截断场内一切设备的电源。然后从药室开始,逐渐向主线和电源方向联接,禁止先接电源和供电设备,并禁止在雷雨天和黑夜进行。接线前,应仔细检查每一个导洞的线路电阻,如发现误差超过10%或不能通电,应查明原因排除故障,对可疑线路和起爆体应更换。为了安全起爆,可设置必要的复线作起爆线路。接线时所有接头要求清洁,接触良好,并用绝缘胶布包好扎牢,以保证电阻稳定,电流正常。

6.3.14.6 爆破

施爆前,应规定醒目清晰的爆破信号,并发布通告,及时疏散危险区内的人员、牲畜、设备及车辆等,对不能撤离的建筑物应采取保护、加固措施。并在危险区周围设警戒。起爆前15min,由总指挥发布起爆准备命令,爆破站作最后一次验收检查和安全检查。如无新情况发生,在接到指挥长起爆命令后立即合闸施爆。起爆后应迅速拉闸断电。起爆后15min,由指定爆破作业人员进入爆破区内进行安全检查,确认无拒爆现象和其他问题后,方能解除警戒。

6.3.15 瞎炮处理

爆破后如有瞎炮,应由原施工人员参加处理,采取安全措施排除。对于大爆破,应找出线头接上电源重新起爆,或者沿导洞小心掏取堵塞物,取出起爆体,用水灌浸药室使炸药失效,然后清除。对中小型炮,可在距瞎炮的最近距离不小于0.6m处,另行打眼爆破,当炮眼不深时,也可用裸露药包爆破。

6.3.16 大爆破后,应及时清理危石和壅内土石方,测定爆破效果。

6.3.17 石质路堑边坡清刷及路床检验 应符合下列要求：

6.3.17.1 石质挖方边坡应顺直、圆滑、大面平整。边坡上不得有松石、危石。凸出于设计边坡线的石块，其凸出尺寸不应大于 20cm，超爆凹进部分尺寸也不应大于 20cm。对于软质岩石，凸出及凹进尺寸均不应大于 10cm，否则应进行处理。

6.3.17.2 挖方边坡应从开挖面往下分级清刷边坡，下挖 2~3m 时，应对新开挖边坡刷坡，对于软质岩石边坡可用人工或机械清刷，对于坚石和次坚石，可使用炮眼法、裸露药包法爆破清刷边坡，同时清除危石、松石。清刷后的石质路堑边坡不应陡于设计规定。

6.3.17.3 石质路堑边坡如因过量超挖而影响上部边坡岩体稳定时，应用浆砌片石补砌超挖的坑槽。

6.3.17.4 石质路堑路床底高应符合设计要求，开挖后的路床基岩面标高与设计标高之差应符合 13.4 的要求，如过高，应凿平；过低，应用开挖的石屑或灰土碎石填平并碾压密实。

6.3.17.5 石质路堑路床顶面宜使用密集小型排炮施工，炮眼底标高宜低于设计标高 10~15cm，装药时宜在孔底留 5~10cm 空眼，装药量按松动爆破计算。

6.3.17.6 石质路床超挖大于 10cm 的坑洼当有隙水时，应采用渗沟连通，渗沟宽不宜小于 10cm，渗沟底略低于坑洼底，坡度不宜小于 6‰，使可能出现的裂隙水或地表渗水由浅坑洼渗入深坑洼，并与边沟连接。如渗沟底低于边沟底则应在路肩下设纵向渗沟，沟底应低于深坑洼底至少 10cm，宽不宜小于 60cm，纵向渗沟由填方路段引出。渗沟应填碎石，并与路床同时碾压到规定的要求。

6.3.18 开挖石方的清运与二次爆破：

6.3.18.1 开挖石方如横向调运或小于 100m 的纵向调运用作填方时，可用推土机推运，但调运的石块必须符合填料粒径要求；对大块石料，可集中于挖方区进行二次爆破。

6.3.18.2 开挖石方如为废弃方，如装运受装载运输机械的限制，可对个别大石块进行二次爆破。

6.3.18.3 石方开挖区可分幅或分段进行爆破，石方清除和打炮眼可轮流作业。

6.4 深挖路堑的施工

6.4.1 路堑边坡高度等于或大于 20m 时称为深挖路堑。深挖路堑的准备工作，根据土石类别，应按 6.1 节、6.2 节及 6.3 节办理。

6.4.2 施工前应详细复查设计文件所确定的深挖路堑地段的工程地质资料及路堑边坡，并收集了解土石界限、工程等级、岩层风化厚度及破碎程度、岩层工程特征；路堑为砂类土时应了解其颗粒级配、密实程度和稳定角；路堑为细粒土时应了解含水量和物理力学性质，以及不良地质情况、地下水及其存在形式等。应根据详细了解的工程地质情况、工程量的大小和工期编制施工组织设计，并据以配备适当的机械设备、数量和劳动力。

6.4.3 若设计文件中的工程地质资料缺乏或严重不足，不能据以编制施工组织设计时，宜进行工程地质补探工作；对于高速公路、一级公路补做工程地质勘探时应以钻

探为主。

根据补做钻探所得工程地质资料而确定的技术方案,应报请审批后实施。

6.4.4 深挖路堑的边坡应严格按照设计坡度施工。若边坡实际土质与设计勘探的地质资料不符,特别是土质较设计的松散时,应向有关方面提出修改设计的意见,批准后实施。

6.4.5 施工土质边坡时,宜每隔6~10m高度设置平台,平台宽度对于人工施工的不宜小于2m,对于机械施工的不宜小于3m。平台表面横向坡度应向内倾斜,坡度约为0.5%~1%,纵向坡度宜与路线纵坡平行。平台上的排水设施应与排水系统连通。

6.4.6 施工过程中如修建平台后边坡仍然不能稳定或大雨后立即坍塌时,应考虑修建石砌护坡,在边坡上植草皮或做挡土墙。

6.4.7 施工过程中边坡上渗出地下水时,应根据地下水渗出的位置、流量按照8.3节的有关规定,修建地下水排除设施。

6.4.8 土质单边坡深挖路堑的施工方法可采用6.2节中的多层横向全宽挖掘法。

6.4.9 土质双边坡深挖路堑的施工方法宜采用6.2中的分层纵挖法和通道纵挖法。若路堑纵向长度较大,一侧边坡的土壁厚度和高度不大时,可采用分段纵挖法。施工机械可采用推土机或推土机配合铲运机。当弃土运距较远超过铲运机的经济运距时,可采用挖掘机配合自卸汽车作业或采用推土机、装载机配合自卸汽车作业。

6.4.10 土质深挖路堑无论是单边坡或双边坡,均应按照6.2.1.3款的规定开挖,靠近边坡3m以内禁止采用爆破法炸土施工。在距边坡3m以外准备采用爆破法施工时,应进行缜密设计,防止炸药量过多,并报请批准。

6.4.11 石质深挖路堑当地形和石质情况不符合6.3.14条的规定时,禁止使用大爆破施工方案。

6.4.12 单边坡石质深挖路堑的施工宜采用深粗炮眼、分层、多排、多药量、群炮、光面、微差爆破方法。

6.4.13 双边坡石质深挖路堑的施工可采用纵向挖掘法,应分层在横断面中部开挖出每层通道,然后横断面两侧按照6.4.12条的方法作业。

7 路基压实

7.1 一般规定

7.1.1 路堤、路堑和路堤基底均应进行压实。土质路堤(含土石路堤)的压实度应不低于表7.1.1的标准。

7.1.2 路基土的压实最佳含水量及最大干密度以及其他指标应在路基修筑半个月前,在取土地点取具有代表性的土样进行击实试验确定。击实试验操作方法按现行部颁《公路土工试验规程》进行。每一种土至少应取一组土样试验。施工中如发现土质有变化,应及时补做全部土工试验。

7.1.3 土质路基的压实度试验方法可采用灌砂法、环刀法、蜡封法、灌水法(水袋法)或核子密度湿度仪(简称核子仪)法。采用核子仪法时,应先进行标定和对比试验。

表 7.1.1 土质路堤压实度标准

填挖类型		路面底面计起 深度范围(cm)	压实度(%)	
			高速公路、一级公路	其他公路
路堤	上路床	0 ~ 30	≥ 95	≥ 93
	下路床	30 ~ 80	≥ 95	≥ 93
	上路堤	80 ~ 150	≥ 93	90
	下路堤	> 150	≥ 90	≥ 90
零填及路堑路床		0 ~ 30	≥ 95	≥ 93

注 ①表列压实度以部颁《公路土工试验规程》重型击实试验法为准；

②对于铺筑中级或低级路面的三、四级公路路基,允许采用表 9.7.4.1 轻型击实试验法求得的路基压实标准；

③其他等级公路,修建高级路面时,其压实标准,应采用高速公路、一级公路的规定值；

④特殊干旱地区的压实度标准可降 2% ~ 3%；

⑤多雨潮湿地区的粘性土,其压实度标准按 9.7 节规定执行；

⑥用灌砂法、灌水(水袋)法检查压实度时,取土样的底面位置为每一压实层底部,用环刀法试验时,环刀中部处于压实层厚的 1/2 深度,用核子仪试验时,应根据其类型,按说明书要求办理。

7.1.4 每一压实层均应检验压实度,合格后方可填筑其上一层。否则应查明原因,采取措施进行补压。检验频率每 2000m² 检验 8 点,不足 200m² 时,至少应检验两点,检验标准,必须每点都符合表 7.1.1 的规定。必要时可根据需要增加检验点。

7.1.5 填石路堤(包括分层填筑岩块及倾填爆破石块)的紧密程度在规定深度范围内,以通过 12t 以上振动压路机进行压实试验,当压实层顶面稳定,不再下沉(无轮迹)时,可判为密实状态。

7.1.6 土质路床顶面压实完成后应进行弯沉检验。检验汽车的轮重(或轴重)及弯沉允许值按照设计规定执行。检验频率应为每一幅双车道每 50m 四点,左、右两轮隙下各一点。路床顶面的检测弯沉值在考虑季节影响之后应符合设计要求。当设计提供为路基回弹模量时,则应采用设计规范规定的换算公式,计算设计要求的弯沉值 I_0 。

7.1.7 对填石及土石路堤如设计规定需在路床顶面进行强度试验时,应按照设计规定办理。

7.1.8 土质路床顶面检验的压实度和弯沉值均应满足要求。如仅有一项满足要求时,应找出原因,予以处理。

7.2 填方地段基底的压实

7.2.1 路堤基底应在填筑前进行压实。高速公路、一级公路和二级公路路堤基底的压实度不应小于 85%,当路堤填土高度小于路床厚度(80cm)时,基底的压实度不宜小于路床的压实度标准。

7.3 压实机械的要求与选择

7.3.1 路基工程应采用机械压实。压实机械的选择应根据工程规模、场地大小、填料种类、压实度要求、气候条件、压实机械效率等因素综合考虑确定。

7.3.2 各种土质适宜的碾压机械参见表 7.3.2。

表 7.3.2 各种土质适宜的碾压机械

机械名称	土的类别				备注
	细粒土	砂类土	砾石土	巨粒土	
6~8t 两轮光轮压路机	A	A	A	A	用于预压整平
12~18t 三轮光轮压路机	A	A	A	B	最常使用
25~50t 轮胎压路机	A	A	A	A	最常使用
羊足碾	A	C 或 B	C	C	粉、粘土质砂可用
振动压路机	B	A	A	A	最常使用
凸块式振动压路机	A	A		A	最宜使用于含水量较高的细粒土
手扶式振动压路机	B	A	A	C	用于狭窄地点
振动平板夯	B	A	A	B 或 C	用于狭窄地点,机械质量 800kg 的可用于巨粒土
手扶式振动夯	A	A	A	B	用狭窄地点
夯锤(板)	A	A	A	A	夯击影响深度最大
推土机、铲运机	A	A	A	A	仅用于摊平土层和预压

注 ①表中符号 :A 代表适用 ,B 代表无适当的机械时可用 ,C 代表不适用。

②土的类别按《公路土工试验规程》的规定划分。

③对特殊土和黄土(CLY)、膨胀土(CHE)、盐渍土等的压实机械选择可按细粒土考虑。

④自行式压路机宜用于一般路堤路堑基底的换填等的压实,宜采用直线式进退运行;

⑤羊足碾(包括凸块式碾、条式碾)应有光轮压路机配合使用。

7.4 填方路堤的压实

7.4.1 细粒土、砂类土和砾石土不论采用何种压实机械,均应在该种土的最佳含水量 $\pm 20\%$ 以内压实。当土的实际含水量不位于上述范围内时,应均匀加水或将土摊开、晾干,使达到上述要求后方可进行压实。运输上路的土在摊平后,其含水量若接近于压实最佳含水量时,应迅速压实。

7.4.2 当需要对土采用人工加水时,达到压实最佳含量所需要的加水量可按式(7.4.2)估算:

$$m = (\omega - \omega_0) \frac{Q}{1 + \omega_0}$$

式中： m ——所需加水量(kg)；

W_0 ——土原来的含水量(以小数计)；

W ——土的压实最佳含水量(以小数计)；

Q ——需要加水的土的质量(kg)

需要加的水宜在取土的前一天浇洒在取土坑内的表面，使其均匀渗透入土中，也可将土运至路堤上后，用水车均匀、适量地浇洒在土中，并用拌和设备拌和均匀。

7.4.3 各种压实机具碾压不同土类的适宜厚度和所需压实遍数与填土的实际含水量(在7.4.1条规定的范围内)及所要求的压实度大小有关，应根据要求的压实度按照3.5节所作试验路段的试验结果确定。

7.4.4 用铲运机、推土机和自卸汽车推运土料填筑路堤时，应平整每层填土，且自中线向两边设置2%~4%的横向坡度，及时碾压，雨季施工时更应注意。

7.4.5 压路机碾压路基时应按下列规定进行：

7.4.5.1 碾压前应对填土层的松铺厚度、平整度和含水量进行检查，符合要求后方可进行碾压。

7.4.5.2 压实应根据现场压实试验提供的松铺厚度和控制压实遍数进行。若控制压实遍数超过10遍，应考虑减少填土层厚。经压实度检验合格后方可转入下道工序。不合格处应进行补压后再做检验，一直达到合格为止。

7.4.5.3 高速公路和一级公路路基填土压实宜采用振动压路机或35~50t轮胎压路机进行。采用振动压路机碾压时，第一遍应不振静压，然后先慢后快，由弱振至强振。

7.4.5.4 各种压路机的碾压行驶速度开始时宜用慢速，最大速度不宜超过4km/h，碾压时直线段由两边向中间，小半径曲线段由内侧向外侧，纵向进退式进行；横向接头对振动压路机一般重叠0.4~0.5m。对三轮压路机一般重叠后轮宽的1/2，前后相邻两区段(碾压区段之前的平整预压区段与其后的检验区段)宜纵向重叠1.0~0.5m。应达到无漏压、无死角，确保碾压均匀。

使用夯锤压实时，首遍各夯位宜紧靠，如有间隙，则不得大于15cm，次遍夯位应压在首遍夯位的缝隙上，如此连续夯实直至达到规定的压实度。

7.5 路堑路基的压实

7.5.1 零填及路堑路床的压实，应符合表7.1.1的规定。换填超过30cm时，按表列数值90%的标准执行。

7.6 桥涵及其他构造物处填土的压实

7.6.1 桥台背后、涵洞两侧与顶部、锥坡与挡土墙等构造物背后的填土均应分层压实，分层检查，检查频率每50m²检验1点，不足50m²时至少检验1点，每点都应合格，每一压实层松铺厚度不宜超过20cm。

涵洞两侧的填土与压实和桥台背后与锥坡的填土与压实应对称或同时进行。

7.6.2 各种填土的压实尽量采用小型的手扶振动夯或手扶振动压路机，但涵顶填土50cm内应采用轻型静载压路机压实，以达到规定的压实度为准。

7.6.3 高速公路和一级公路的桥台、涵身背后和涵洞顶部的填土压实度标准,从填方基底或涵洞顶部至路床顶面均为95%,其他公路为93%。

7.7 填石路堤的压实

7.7.1 填石路堤在压实之前,应用大型推土机摊铺平整,个别不平处,应用人工配合以细石屑找平。

7.7.2 填石路堤均应压实并宜选用工作质量12t以上的重型振动压路机、工作质量2.5t以上的夯锤或25t以上的轮胎压路机压(夯)实。当缺乏上述的压实机具时,可采用重型静载光轮压路机压实并减少每层填筑厚度和减小石料粒径,其适宜的压实厚度应根据试验确定,但不得大于50cm。采用重型振动压路机或夯锤压实填石路堤时,可加厚至1.0m。

填石路堤压实时的操作要求,应先夯两侧(即靠路肩部分)后压中间,压实路线对于轮碾应纵向互相平行,反复碾压。对夯锤应成弧形,当夯实密实程度达到要求后,再向后移动一夯锤位置。行与行之间应重叠40~50cm;前后相邻区段应重叠100~150cm。其余注意事项应按照7.4.5.3款和7.4.5.4款的规定办理。

7.7.3 填石路堤压实到所要求的紧密程度所需的碾压或夯压的遍数应经过试验确定。

采用重锤夯实时,可按重锤下落时不下沉而发生弹跳现象(即可按7.1.5条的规定)进行压实度检验。

7.7.4 填石路堤使用各种压实机具压实时的注意事项与压实填土路基相同。

7.7.5 填石路堤顶面至路床顶面下30~50cm(高速公路及一级公路为50cm,其他公路30cm)范围内应填筑符合路床要求的土(表5.1.5的规定),并按7.1、7.3和7.4节的有关规定予以压实。

7.8 土石路堤的压实

7.8.1 土石路堤的压实方法与技术要求,应根据混合料中巨粒土的含量多少,分别按照7.4节或7.7.1条和7.7.2条的规定办理。

7.8.2 土石路堤的压实度可采用灌砂法或水袋法检测。其标准干容重应根据每一种填料的不同含石量的最大干容重作出标准干密度曲线,然后根据试坑挖取试样的含石量,从标准干容重曲线上查出对应的标准干密度。

当采用灌砂法或水袋法检验有困难时,可按7.1.5条的规定进行检验。

如几种填料混合填筑,则应从试坑挖取的试样中计算各种填料的比例,利用混合填料中几种填料的标准干容重曲线查得对应的标准干容重,用加权平均的计算方法,计算所挖试坑的标准干容重。

7.8.3 土石路堤的压实度标准,可采用灌砂法或水袋法检验并应符合7.1.1的规定。当按7.1.5条的规定方法检验时,应按该条的规定判定压实度是否合格。

7.9 高填方路堤的压实

7.9.1 高填方路堤的基底应按照3.4节的规定进行场地清理,并按按照设计要求的基底承压强度进行压实,设计无要求时,基底的压实度宜不小于90%。当地基松软

仅依靠对原土压实不能满足设计要求的承压强度时,应进行地基改善加固处理,以达到设计要求。

7.9.2 高填方路堤的基底处于陡峻山坡上或谷底时,应按照 5.2 节的规定进行挖台阶处理,并严格分层填筑分层压实。当场地狭窄时,压实工作宜采用小型的手扶式振动压路机或振动夯进行。当场地较宽广时宜采用自行式自重是 12t 以上的振动压路机碾压。

7.9.3 高填方路堤分层压实松铺厚度与一般公路填方相同,应根据填筑材料类别和压实机具性能按照 7.4 节的规定确定。

7.9.4 高填方路堤的压实度必须满足 7.1.1 的规定。

7.9.5 高填方路堤的压实度检验方法应根据填料类别,按照 7.1 节有关的规定办理。

8 路基排水

8.1 一般规定

8.1.1 路基排水除应按照第 4 章的规定施工外,还应按下列规定执行。

8.1.1.1 为了保持路基能经常处于干燥、坚固和稳定状态,必须将影响路基稳定的地面水予以拦截,并排除到路基范围之外,防止漫流、聚积和下渗。对于影响路基稳定的地下水,应予以截断,疏干,降低水位,并引导到路基范围以外。

8.1.1.2 路基施工中应校核全线排水系统的设计是否完备和妥善,必要时予以补充和修改。使全线的沟渠、管道、桥涵构成完整的排水体系。

8.1.1.3 路基排水设施应有合适的泄水断面和纵坡。高速公路和一级公路的边沟不应作为农业排灌渠道,其他公路不得已时可和排灌渠道结合,但应适当加大泄水断面,并采取加固措施,以防水流危害路基。

排水设施的进出水口,应视当地土质、水文、地形条件及筑路材料等情况,适当加固。

8.1.1.4 路基施工中,必须按设计要求首先做好排水工程以及施工场地附近的临时排水设施,然后再做主体工程。在无条件时,排水工程可与路基同步施工,并使其施工进度逐步成型。

8.1.2 在路基施工期时,不得任意破坏地表植被或堵塞水路;各类排水设施应及时维修和清理,保持其完好状态,使水流畅通不产生冲刷和淤塞;临时性排水设施应尽量与永久性排水设施结合起来。

8.1.3 路基排水设施的施工质量应符合下列要求:

8.1.3.1 各类排水设施的位置、断面、尺寸、坡度、标高及使用材料应符合设计图纸要求。

8.1.3.2 沟渠边坡必须平整、稳定,严禁贴坡。

8.1.3.3 排水设施要求纵坡顺适,沟底平整,排水畅通,无冲刷和无阻水现象。

8.1.3.4 边沟要求线形美观,直线线形顺直,曲线线形圆滑。

8.1.3.5 各类防渗加固设施要求坚实稳定,表面平整美观。浆砌片石工程砂浆配

合比必须符合试验规定,砌体咬扣紧密,嵌缝饱满、密实,勾缝平顺无脱落,缝宽大体一致。干砌片石工程要求咬扣紧密、错缝,禁止叠砌、贴砌和浮塞。

8.2 地面水的排除

8.2.1 边沟施工应符合下列规定:

8.2.1.1 挖方地段和填土高度小于边沟深度的填方地段均应设置边沟。路堤靠山一侧的坡脚应设置不渗水的边沟。

8.2.1.2 为了防止边沟漫溢或冲刷,在平原区和重丘山岭区,边沟应分段设置出水口,多雨地区梯形边沟每段长度不宜超过 300m,三角形边沟不宜超过 200m。

8.2.1.3 平曲线处边沟施工时,沟底纵坡应与曲线前后沟底纵坡平顺衔接,不允许曲线内侧有积水或外溢现象发生。曲线外侧边沟应适当加深,其增加值等于超高值。

8.2.1.4 边沟的加固:土质地段当沟底纵坡大于 3%时应采取加固措施,采用干砌片石对边沟进行铺砌时,应选用有平整面的片石,各砌缝要用小石子嵌紧,采用浆砌片石铺砌时,砌缝砂浆应饱满,沟身不漏水,若沟底采用抹面时,抹面应平整压光。

8.2.2 截水沟的施工应符合下列规定:

8.2.2.1 截水沟的位置:在无弃土堆的情况下,截水沟的边缘离开挖方路基坡顶的距离视土质而定,以不影响边坡稳定为原则。如系一般土质至少应离开 5m,对黄土地区不应小于 10m 并应进行防渗加固。截水沟挖出的土,可在路堑与截水沟之间修成土台并进行夯实,台顶应筑成 2% 倾向截水沟的横坡。

路基上方有弃土堆时,截水沟应离开弃土堆坡脚 1~5m,弃土堆坡脚离开路基挖方坡顶不应小于 10m,弃土堆顶部应设 2% 倾向截水沟的横坡。

8.2.2.2 山坡上路堤的截水沟离开路堤坡脚至少 2.0m,并用挖截水沟的土填在路堤与截水沟之间,修筑向沟倾斜坡度为 2% 的护坡道或土台,使路堤内侧地面水流入截水沟排出,如图 8.2.2.2 所示:

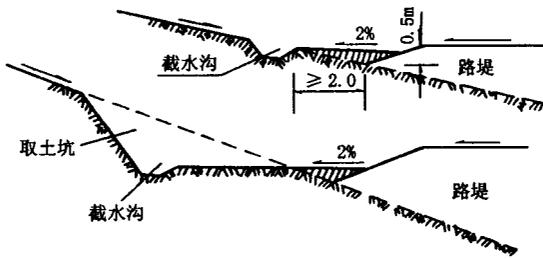


图 8.2.2.2 山坡路堤上方截水沟(尺寸单位:m)

8.2.2.3 截水沟长度超过 500m 时应选择适当地点设出水口,将水引至山坡侧的自然沟中或桥涵进水口,截水沟必须有牢靠的出水口,必要时须设置排水沟、跌水或急流槽。截水沟的出水口必须与其他排水设施平顺衔接。

8.2.2.4 为防止水流下渗和冲刷,截水沟应进行严密的防渗和加固,地质不良地段和土质松软、透水性较大或裂隙较多的岩石路段,对沟底纵坡较大的土质截水沟及截水沟的出水口,均应采用加固措施防止渗漏和冲刷沟底及沟壁。

8.2.3 排水沟的施工应符合下列规定：

8.2.3.1 排水沟的线形要求平顺，尽可能采用直线形，转弯处宜做成弧线，其半径不宜小于10m，排水沟长度根据实际需要而定，通常不宜超过500m。

8.2.3.2 排水沟沿路线布设时，应离路基尽可能远一些，距路基坡脚不宜小于3~4m。

8.2.3.3 当排水沟、截水沟、边沟因纵坡过大产生水流速度大于沟底、沟壁土的容许冲刷流速时，应采取边沟表面加固措施。

8.2.4 跌水与急流槽的施工应符合下列规定：

8.2.4.1 跌水与急流槽必须用浆砌圬工结构，跌水的台阶高度可根据地形、地质等条件决定，多级台阶的各级高度可以不同，其高度与长度之比应与原地面坡度相适应。

8.2.4.2 急流槽的纵坡不宜超过1:1.5，同时应与天然地面坡度相配合。当急流槽较长时，槽底可用几个纵坡，一般是上段较陡，向下逐渐放缓。

8.2.4.3 当急流槽很长时，应分段砌筑，每段不宜超过10cm，接头用防水材料堵塞，密实无空隙。

8.2.4.4 急流槽的砌筑应使自然水流与涵洞进、出口之间形成一个过渡段，基础应嵌入地面以下，基底要求砌筑抗滑平台并设置端护墙。

路堤边坡急流槽的修筑，应能为水流入排水沟提供一个顺畅通道，路缘石开口及流水进入路堤边坡急流槽的过渡段应连接圆顺。

8.2.5 拦水缘石的施工应符合下列规定：

8.2.5.1 为避免高路堤边坡被路面水冲毁可在路肩上设拦水缘石，将水流拦截至挖方边沟或在适当地点设急流槽引离路基。与高路堤急流槽连接处应设喇叭口。

8.2.5.2 拦水缘石必须按设计安置就位。

8.2.5.3 设拦水缘石路段的路肩宜适当加固。

8.2.6 蒸发池的施工应符合下列规定：

8.2.6.1 用取土坑作蒸发池时与路基坡脚间的距离不应小于5~10m。面积较大的蒸发池至路堤坡脚的距离不得小于20m，坑内水面应低于路基边缘至少0.6m。

坑底部应做成两侧边缘向中部倾斜0.5%的横坡。取土坑出入口应与所连接的排水沟或排水通道平顺连接。当出口为天然沟谷时，应妥善导人沟谷内，不得形成漫流，必要时予以加固。

8.2.6.2 蒸发池的容量不宜超过200~300m³，蓄水深度不应大于1.5~2.0m。池周围可用土埂围护，防止其他水流入池中。

蒸发池的设置不应使附近地区泥沼化及影响当地环境卫生。

8.3 地下水的排除

8.3.1 排水沟和暗沟施工应符合下列规定：

8.3.1.1 当地下水位较高，潜水层埋藏不深时，可采用排水沟或暗沟截流地下水及降低地下水位，沟底宜埋入不透水层内。沟壁最下一排渗水孔（或裂缝）的底部宜高出沟底不小于0.2m。排水沟或暗沟设在路基旁侧时，宜沿路线方向布置，设在低洼地

带或天然沟谷处时,宜顺山坡的沟谷走向布置。

排水沟可兼排地表水,在寒冷地区不宜用于排除地下水。

8.3.1.2 排水沟或暗沟采用混凝土浇筑或浆砌片石砌筑时,应在沟壁与含水地层接触面的高度处,设置一排或多排向沟中倾斜的渗水孔。沟壁外侧应填以粗粒透水材料或土工合成材料作反滤层。沿沟槽每隔10~15m或当沟槽通过软硬岩层分界处时应设置伸缩缝或沉降缝。

8.3.2 渗沟的施工应符合下列规定:

8.3.2.1 渗沟有填石渗沟、管式渗沟和洞式渗沟三种形式,三种渗沟均应设置排水层(或管、洞)反滤层和封闭层。

8.3.2.2 填石渗沟的施工要求

(1)填石渗沟通常为矩形或梯形,在渗沟的底部和中间用较大碎石或卵石(粒径3~5cm)填筑,在碎石或卵石的两侧和上部,按一定比例分层(层厚约15cm)填较细颗粒的料(中砂、粗砂、砾石),作成反滤层,逐层的粒径比例,大致按4:1递减。砂石料颗粒小于0.15mm的含量不应大于5%。用土工合成材料包裹有孔的硬塑管时,管四周填以大于塑管孔径的等粒径碎、砾石,组成渗沟。顶部作封闭层,用双层反铺草皮或其他材料(如土工合成的防渗材料)铺成,并在其上夯填厚度不小于0.5m的粘土防水层。

(2)填石渗沟的埋置深度,应满足渗水材料的顶部(封闭层以下)不得低于原有地下水位的的要求。当排除层间水时,渗沟底部应埋于最下面的不透水层上。在冰冻地区,渗沟埋深不得小于当地最小冻结深度。

(3)填石渗沟只宜用于渗流不长的地段,且纵坡不能小于1%,宜采用5%。出水口底面标高,应高出沟外最高水位0.2m。

8.3.2.3 管式渗沟适用于地下水引水较长、流量较大的地区。当管式渗沟长度100m~300m时,其末端宜设横向泄水管分段排除地下水。

管式渗沟的泄水管可用陶瓷管、混凝土、石棉、水泥或塑料等材料制成,管壁应设泄水孔,交错布置,间距不宜大于20cm。渗沟的高度应使填料的顶面高于原地下水位。沟底垫枕材料一般采用干砌片石,如沟底深入到不透水层时宜采用浆砌片石、混凝土或土工合成的防水材料。

8.3.2.4 洞式渗沟适用于地下水流量较大的地段,洞壁宜采用浆砌片石砌筑,洞顶应用盖板覆盖,盖板之间应留有空隙,使地下水流入洞内,洞式渗沟的高度要求同管式渗沟。

8.3.2.5 渗沟的平面布置,除路基边沟下(或边沟旁)的渗沟应按路线方向布置外,用于截断地下水的渗沟的轴线均宜布置成与渗流方向垂直。用作引水的渗沟应布置成条形或树枝形。

8.3.2.6 渗沟沟内用作排水和渗水的填充料常用的有碎石、卵石和粗砂等,使用前须经筛选和清洗。

8.3.2.7 渗沟的出水口宜设置端墙,端墙下部留出与渗沟排水通道大小一致的排水沟,端墙排水孔底面距排水沟沟底的高度不宜小于0.2m,在寒冷地区不宜小于0.5m。端墙出口的排水沟应进行加固,防止冲刷。

8.3.2.8 渗沟顶部应设置封闭层,封闭层通常采用浆砌片石、干砌片石水泥砂浆勾缝,用粘土夯实,厚约50cm,下面铺双层反铺草皮或铺土工布。寒冷地区沟顶填土高小于冰冻深度时,应设置保温层,并加大出水口附近纵坡。保温层可采用炉渣、砂砾、碎石或草皮铺筑。

8.3.2.9 渗沟排水层(或管、洞)与沟壁之间应设置反滤层。反滤层应选用颗粒大小均匀的砂、石材料分层埋填,相邻两层的颗粒直径比例不宜小于1:4。

8.3.2.10 渗沟基底应埋入不透水层,渗沟沟壁的一侧应设反滤层汇集水流,另一侧用粘土夯实或浆砌片石拦截水流。如含水层很厚,沟底不能深入不透水层时,两侧沟壁均应设置反滤层。

8.3.2.11 渗沟的开挖宜自下游向上游进行,并应随挖随即支撑和迅速回填,不可暴露太久,以免造成坍塌。支撑渗沟应间隔开挖。

8.3.2.12 当渗沟开挖深度超过6m时,须选用框架式支撑,在开挖时自上而下随挖随加支撑,施工回填时应自下而上逐步拆除支撑。

8.3.2.13 为检查维修渗沟,每隔30~50m或在平面转折和坡度由陡变缓处宜设置检查井。检查井一般采用圆形,内径不小于1.0m,在井壁处的渗沟底应高出井底0.3~0.4m,井底铺一层厚0.1~0.2m的混凝土。井基如遇不良土质,应采取换填、夯实等措施。兼起渗井作用的检查井的井壁,应在含水层范围设置渗水孔和反滤层。深度大于20m的检查井,除设置检查梯外,还应设置安全设备。井口顶部应高出附近地面约0.3~0.5m,并设井盖。

8.3.3 排水渗井施工应符合下列规定:

8.3.3.1 当路基附近的地面水或浅层地下水无法排除,影响路基稳定时,可设置渗井,将地面水或地下水经渗井通过不透水层中的钻孔流入下层透水层中排除。

8.3.3.2 渗井直径50~60cm,井内填充材料按层次在下层透水范围内填碎石或卵石,上层不透水层范围内填砂或砾石,填充料应采用筛洗过的不同粒径的材料,应层次分明,不得粗细材料混杂填塞,井壁和填充料之间应设反滤层。

8.3.3.3 渗井离路堤坡脚不应小于10m,渗水井顶部四周(进口部分除外)用粘土筑堤围护,井顶应加筑混凝土盖,严防渗井淤塞。

8.3.4 渗池与暗管的施工应符合下列规定:

8.3.4.1 渗池与暗管通常是由渗池汇集山坡地下水,再由暗管配合排出。这种形式适用于一般寒冷地区和严寒地区,并要求渗池与暗管埋设于当地冰冻线以下的土层中。

8.3.4.2 渗池多采用矩形,其中间填片石或块石,四周填粗砂、砾石作反滤层,池底及与水源不接触的壁面采用草皮、粘土做成隔水层,渗池顶面应高于含水层顶面20cm,暗管底面应低于含水层底面。

8.3.4.3 暗管可用陶瓷管、瓦管、混凝土管或塑料管制成,暗管纵坡不得小于0.5%,管底应用碎(砾)石及粗砂垫平,管四周的填土应夯实。

8.3.5 土工织物用于排除地下水工程时应符合下列规定:

8.3.5.1 排水隔离层,在承压地下水或地下水很多的地方修筑路基时可用土工织

物在原地面与路基交界处设排水隔离层,也可以在路基内部设排水隔离层,把地下水引入边沟,把从路面浸透来的水隔离,见图 8.3.5.1。

用于排水的隔离层应符合以下技术要求:

(1)隔离层的合成纤维土工织物,其最小抗拉强度不应小于 50Pa。

(2)土工织物铺在地面上,用木桩或石块固定就位,其搭接长度纵向和横向宜为 100cm。

(3)在土工织物上的铺筑材料要求选用矿渣、碎石或砾石,其最大粒径为 30cm,通过 20mm 筛孔的材料不得大于 10%,通过 0.074mm 筛孔的材料其塑性指数不得超过 6%。铺筑材料采用重型机械压实,其最小厚度为 50cm。

(4)排水隔离层顶面须高出地下水位 30cm 以上,隔离层的施工方法应使下层土扰动最小。

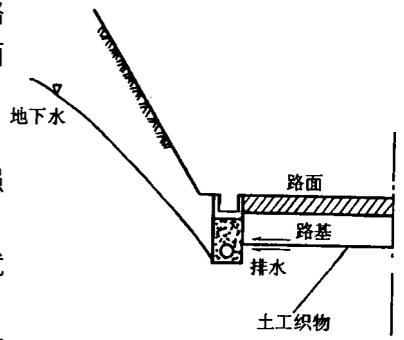


图 8.3.5.1 排水隔离层

8.3.5.2 为了改善渗沟的排水功能并提高其耐久性,管式渗沟可用土工织物包裹带渗水孔的渗管。洞式渗沟可用土工织物铺在盖板上,以阻止砂土流入渗沟。

8.3.5.3 渗沟或渗沟的排水层、反滤层填充料可用土工织物包裹起来与沟外砂土隔离,使其增加使用年限和增强排水效果。

8.3.6 一般地区和寒冷地区承压水的排除(包括冻结沟、保温沟等设施)宜按下列规定进行:

8.3.6.1 对于一般地区,埋深较浅的承压水可采用在承压水出口处抛填片石或用混凝土预制块扣压等消能措施,使其变为无压水流后再采用排水沟、或渗沟排除,也可采用排水隔离层把承压水引入排水沟。

8.3.6.2 埋藏于两个隔水层之间的含水层中的重力水,在一般地区可根据不同的含水情况和压力情况采用渗沟、排水渗井及渗池和暗管等方法排除。

8.3.6.3 在寒冷地区埋藏于冻土层以下的承压水可采用 8.3.6.2 款的方法排除,但如果因地形或其他条件所限,排水设施未能埋设于当地冰冻深度以下时,上层填土应按 8.3.2.8 款规定采取保温措施。与排水设施出水口相连接的沟槽应作成保温沟。

8.3.6.4 保温沟是在沟槽顶部设保温覆盖层,其布设范围应在排水设施的出口向外延伸 2~5m,必要时应加大出水口排水沟纵坡,使出口水流速度较快不致冻结。

8.3.6.5 在山坡较平缓,含水层和覆盖层都较浅,而且涌水量、动水压力都不大的情况下,可在覆盖层中挖掘冻结沟,使含水层袒露于负气温下冻结,使水源封冻于路基以外。

8.3.7 特殊气候地区积聚水的排除应符合下列规定:

8.3.7.1 埋深较浅的积聚水,可采用渗沟、排水渗井及砂桩等方法排除。对于深层积聚水如对路基造成危害可采用深埋(深度大于 6.0m)渗沟法排除。

8.3.7.2 砂桩由钻孔填砂而成,其直径一般为 15~20cm,砂桩的深度必须穿过不透水层而深达透水层,在寒冷冰冻地区砂桩底部应在冰冻线以下 30cm,砂桩平面应按

梅花形布置,其间距为0.5~2.0m。

8.4 高速公路、一级公路的路基排水

8.4.1 中央分隔带排水:高速公路和一级公路路面汇水面积大,特别是在弯道段,降雨时中央分隔带附近聚水较多,路基施工应严格按设计要求,认真做好这一部分临时或永久性的排水沟渠管线,确保水流迅速排出路基以外。

8.4.2 立交区和下穿通道桥的排水:立交区和下穿通道是雨季容易积水成塘和冬季容易形成冰湖的两个区域,对路基的强度和稳定性影响较大,排除地面水和地下水的各种设施要严格按设计位置、标高和断面尺寸认真施工,同时应按设计规定设置集水井,在雨季宜采用集中抽水的措施。

8.4.3 高速公路和一级公路宜在紧贴硬路肩部分设立拦水缘石,在适当长度内设置簸箕配合急流槽将路表水排于路基之外。当边坡有加固设施或者该地区年降雨量小且无暴雨径流产生时,在确保边坡稳定的情况下,也可以让路面水散排于路基之外。

8.4.4 高速公路、一级公路的填方路基坡脚处,宜设置坡脚排水沟,排水沟距路基坡脚不宜小于2m。

9 特殊地区的路基施工

9.1 水稻田地区路基施工

9.1.1 水稻田排水疏干。

施工前应沿公路用地两侧筑埂,在埂内挖纵、横向排水沟,沟底应保持不小于0.5%的坡度并接通出水口,沟深应保证能及时排除地面水以疏干表土。

9.1.2 原地面处理。

地表疏干后,地基土含水量接近最佳含水量时,应清除表层不良土层,经碾压密实后在上面填筑路堤。当地面不能疏干,含水量过大无法压实时,应挖去湿土,换填好土或砂砾然后压实。也可以在湿土中掺石灰或粉煤灰以吸收多余水分以便碾压密实。原地面为淤泥时,二级以下公路可抛填砂砾、碎石、片石等压、挤淤,经碾压稳定后再填路堤。

9.1.3 水稻田地区的路堤边坡,宜作护墙或浆砌护坡。当土质和气候适宜时,填方边坡也可采用种植草皮、灌木等植物防护。

9.1.4 跨越水田的路基应不影响农田排灌,当设计农用排灌涵洞位置不当、数量不足时,应及时按程序提出变更设计,经有关部门批准后执行。

9.1.5 修建高速公路、一级公路时,除按9.1.1条规定筑埂排水疏干外,还应对原地面进行清理,如为软土,则应按9.3节的规定处理。

9.1.6 修建高速公路、一级公路,挖方地段应在边坡顶5m外筑埂并挖截水沟,以防地面水流入路堑冲刷边坡。对于土质、风化岩石的挖方边坡应浆砌护墙或护坡以保持稳定。挖方路堑地段应加大边沟尺寸并加以浆砌。填方坡脚护坡道外,也应设置浆砌的加大边沟。挖方和填方地段的边沟应互相衔接并通向出水口。

9.1.7 其他挖填方施工的技术要求可按第5和第6章有关规定办理。

9.2 河、塘、湖、海地区路基施工

9.2.1 河、塘、湖、海地区路堤施工应符合以下要求

9.2.1.1 河、塘、湖、海地区路基施工,应事先查明洪水情况和路基基底有无泥沼软土地层,浸水路堤边坡防护高度应考虑设计水位和壅水高,水面宽阔河滩、海滩还应考虑浪袭和余高,软土地基应采取基底稳定措施。

9.2.1.2 常水位以下路堤,宜用水稳性好、塑性指数不大于6且压缩性小、不易风化的透水性土填筑。如采用天然级配的砂砾、卵石、矿渣、石质坚硬而不易风化的片、块、碎石等,边坡不得陡于1:2,必要时可在一侧或两侧设置护道和边坡防护。

9.2.1.3 路堤跨越洪水淹没地段,其两旁不应设置取土坑。特殊情况下的三、四级公路,如需设置取土坑,应留有宽度不小于4m的护坡道,并在路堤下游20m以远设置。

9.2.1.4 路基防护可分别情况采用植物防护、石砌护坡、混凝土板护坡、石笼、抛石、挡土墙等措施。

9.2.1.5 在施工两侧水位差较大的河滩路堤时,为防止管涌现象,除放缓下游一侧边坡外,还宜设滤水趾和反滤层。若渗流通过基底,则应在基底设隔渗墙或隔渗层。

9.2.1.6 施工期间应注意防洪,防洪工程宜在洪水期前完成。

9.2.2 山区沿河路基施工应符合下列要求:

9.2.2.1 山区沿河路基施工,除注意洪水影响外,穿越地质不良陡峻沟谷时,还应查清有无泥石流影响,并相应采取排导、拦截措施。

9.2.2.2 山区沿河高填路段的半填半挖及旧路加宽段,施工时必须确保路基稳定,峡谷地段宜采用石质填料或挡土墙,沿河半填及加宽段,接触面应挖成向内反坡2%~4%的台阶,台阶每级宽度,采用小型压实设备时,不得小于1m。

9.2.2.3 路基废方应妥善处理,有条件可利用弃方筑坝,以保护沿河村舍农田安全,或适当放缓填方边坡,但不宜弃于沿河一侧。

9.2.2.4 山区沿河路基,应针对水流冲刷情况,进行加固和防护。

9.2.2.5 路基边坡有潜水或渗水层时,必须按照第8章有关规定设置渗沟排水设施,将其引出路基范围之外。

9.2.3 水库路堤的施工应遵照以下规定:

9.2.3.1 利用水库路堤作路基时,应查明库堤稳定程度是否符合路基使用要求,并考虑日后改造发展规划,若原库堤宽度不足,应在外侧加宽,如属新建水库,应争取路堤在蓄水前竣工。

9.2.3.2 路堤基底如在施工时已被库水浸泡,或蓄水引起地下水位升高而造成基底松软者,填筑前应按软土地基先对基底加以处理。

9.2.3.3 路堤浸水部分加宽时,宜采用水稳性良好的土填筑。如确有困难,必须用一般粘性土填筑时,应经稳定验算,确定水下边坡坡度,高度低于20m时,边坡可采用1:2~1:3。

9.2.3.4 水库路基及防护,除按有关条文执行外,对深水浸泡或急浪冲击的高路堤,宜在防护设施顶面设置宽度不少于2m的护道。

9.2.3.5 水库库岸有可能发生崩塌、滑坡、松软等现象危及路基者,必须进行防护加固。

9.2.3.6 水库路堤上游地段有冲刷作用时,基础防护要考虑冲刷深度。

9.2.4 河、塘、湖、海地区的高速公路和一级公路路基施工应符合以下规定:

9.2.4.1 必须事先详细查清洪水影响、山坡地质、路基基底、水文条件等情况,并采取相应措施。

9.2.4.2 填料与取土宜设置集中取土场。常水位以下路堤的施工材料,应选用矿渣、块石、砾石等水稳性良好的材料,其粒径不宜大于30cm。

受水位涨落影响的部分,也宜选用水稳性好的材料,如具有天然级配的砂砾、卵石、粗(中)砂,石质坚硬不易风化的片、碎石等。

9.2.4.3 必须根据水流对路基破坏作用的性质、程度进行防护和加固,加固防护方式同9.2.1.4,可根据情况综合采用两种或两种以上的措施。

护坡宜采用带护脚的浆砌或干砌片石,浆砌片石护坡每长约10m应设置一道伸缩缝,用沥青麻絮或其他土工合成材料填塞,下部间隔5m留一个排水孔,反滤层可用砂、砾、碎、卵石等材料。

9.3 软土、沼泽地区路基施工

9.3.1 软土、沼泽地区路基施工,应注意解决可能出现的路基盆形沉降、失稳和路桥沉降差等问题。

9.3.2 软土、沼泽地区路基施工前,应做好施工设计,并报送有关部门批准后开工。

9.3.3 软基施工应根据需要修筑地基处理试验路段。

9.3.4 路堤填筑前,应排除地表水,保持基底干燥。淹水部位填土应由路中心向两侧填筑,高出水面后,按要求分层填筑并压实。

9.3.5 软土、沼泽地基应根据软土、淤泥的物理力学性质、埋层深度、路堤高度、材料条件、公路等级等因素分别采取置换土、抛石挤淤、超载预压、反压护道、渗水及灰土垫层、土工织物、塑料排水板、碎石桩、轻质路堤、深层加固等措施。为加强效果,各项措施可配合使用。

9.3.6 软土、沼泽地区下层路堤,应采用渗水材料填筑,路堤沉陷到软土泥沼中部分,不得采用不渗水材料填筑,其中用于砂砾垫层的最大粒径不应大于5cm,含泥量不大于5%。

9.3.7 填筑路堤用土宜设置集中取土场,必须在两侧取土时,取土坑内缘距坡脚距离,填高2m以内的路堤,不得小于20m,填高5m以上的路堤,宜大于40m。

9.3.8 路桥衔接部位,路基与锥坡填土应同步填筑,碾压不易到位的边角处,宜用小型夯压机械按要求夯压密实,填料宜采用渗水性土,分层碾压厚度控制为15cm。

9.3.9 软基填筑路堤,分层及接茬宜做成错台形状,台宽不宜少于2m。

9.3.10 软土地段路基应安排提前施工。路堤完工后应留有沉降期,如设计未规定,则不应少于6个月,沉降期内不应在路堤上进行任何后续工程。

9.3.11 修筑路面结构之前,路基沉降应基本趋于稳定,地基固结度应达到设计规

定值。

9.3.12 软土段填筑路堤要做好必要的沉降和稳定监测,并严格控制施工填料和加载速度。

监测沉降板应安装在路中心线,纵向间距宜为 200m,对于桥头引道路堤,应安装在路中心线和两侧路肩边缘线上,第一块沉降板距桥台背 10m 处开始,其余宜以 50m 间隔设置。

路堤填筑过程中每填一层应进行一次监测,路基加载速度应控制水平位移量每昼夜不宜超过 0.5cm,沉降量不大于 1.5m,超过时即应暂停填筑,待沉降及位移量小于规定值后再继续施工。

9.3.13 各种软土处理方法的运用范围与施工规定及各种处治方法的质量检验方法与要求应遵照《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》执行。

9.4 盐渍土地区路基施工

9.4.1 在盐渍土地区施工时,路堤填料应符合下列要求:

9.4.1.1 路堤填料的含盐量不得超出规定允许值,不得夹有盐块和其他杂物。其容许含盐量见表 9.4.1.1。

表 9.4.1.1 盐渍土地区路基填料容许含盐量

路面等级	填料容许含盐量(以质量百分数计)		
	氯盐渍土及亚氯盐渍土	硫酸盐渍土及亚硫酸盐渍土	碳酸盐渍土
次高级路面	≤8	≤2	≤0.5
高级路面	≤5	≤1	≤0.5

9.4.1.2 对填料的含盐量及其均匀性应加强施工控制检测,路床以下每 1000m³ 填料、路床部分每 500m³ 填料应至少作一组测试,每组取 3 个土样,取土不足上列数量时,亦应做一组试件。

9.4.1.3 在内陆盆地干旱地区,如当地无其他适用的填料,需用易溶盐含量超过规定值的土、砾等作填料时,应根据当地气候、水文地质等条件,通过试验决定填筑措施。

9.4.1.4 用石膏土作填料时,应先破坏其蜂窝状结构。石膏含量一般不予限制,但应控制压实度。

9.4.2 盐渍土路堤应分层铺填分层压实,每层松铺厚度不大于 20cm,砂类土松铺厚度不大于 30cm。碾压时应严格控制含水量,不应大于最佳含水量 1 个百分点。雨天不得施工。

9.4.3 盐土地区路堤施工前应测定其基底(包括护坡道)表土的含盐量和含水量及地下水位,根据测得的结果,分别按设计规定进行处理。

9.4.3.1 如表土含盐量超过表 9.4.1.1 时,应在填筑路堤前予以挖除,如路堤高度小于 1.0m 时,除将基底含盐量较重的表土挖除外,应换填渗水性土,其厚度对高速公

路、一级公路不应小于 1.0m ,其他公路不应小于 0.8m。

9.4.3.2 原基底土的含水量如超过液限的土层厚度在 1m 以内时 ,必须全部换填渗水性土 ;如含水量介于液限和塑限之间时 ,应铺 10 ~ 30cm 的渗水性土后再填粘性土 ;如含水量在塑限以下时 ,可直接填筑粘性土。

9.4.3.3 当清除软弱土体达到地下水位以下时 ,则应铺填渗水性强的粗粒土 ,并应高出地下水位 30cm 以上 ,再填粘性土。

9.4.3.4 在内陆盆地干旱地区设计为高级或次高级路面地段 ,路床的填料应符合 5.1.4 条的规定。土层应设法洒水压实到 7.1.1 条的要求 ,同时还应在路堤下部设置封闭性隔水层 (采用不透水材料如沥青砂、防渗薄膜、聚丙烯薄膜编织布等) ,隔水层铺设前应清除植物根茎 ,将基底做成 2% 的横坡 ,整平压实 ,沿横坡均匀铺平。

9.4.4 在地表为过盐渍土的细粒土地区或有盐结皮和松散土层时 ,应将其铲除。铲除的深度 ,应通过试验确定。如地表过盐渍土过厚 ,亦可铲除一部分 ,并设置封闭隔水层。隔水层设置深度宜在路床顶以下 80cm 深度处。若有盐胀问题存在 ,隔水层应设在产生盐胀的深度以下。当采用土工合成材料做隔水层时 ,为防止合成材料被压挤破 ,宜在隔水层上、下分别铺一层 10 ~ 15cm 厚的砂或粘土保护层。

9.4.5 排水 :

9.4.5.1 施工中应及时合理地布置好排水系统 ,不应使路基及其附近有积水现象。

9.4.5.2 路基一侧或两侧有取土坑时 ,取土坑底部距离地下水位不应小于 15 ~ 20cm ,底部应向路堤外有 2% ~ 3% 排水横坡和不少于 0.2% 的纵坡。

9.4.5.3 在排水困难地段或取土坑有被水淹没可能时 ,应在路基一侧或两侧取土坑外设置高 0.4 ~ 0.5m、顶宽 1m 的纵向护堤。

9.4.5.4 在地下水位较高地段 ,除挡导表面水外 ,应加深两侧边沟或排水沟 ,以降低路基下的地下水位。

9.4.5.5 盐渍土地区的地下排水管与地面排水沟渠 ,必须采取防渗措施。盐土地区不宜采用渗沟。

9.4.6 高速公路、一级公路的盐渍土路基的路肩及坡面 ,应采用防护措施或加宽路基措施。其他等级公路 ,亦宜采用防护措施。

9.4.7 盐渍土路基的施工 ,应从基底清除开始 ,连续施工。即从基底到路床表面应分段一次完成 ,不可间断 ,在设置隔水层的地段 ,至少一次做到隔水层的顶部。

9.4.8 施工季节 ,在地下水位高的粘性土盐土地区 ,以夏季施工为宜 ;砂性土盐土地区 ,以春季和夏初施工为宜 ;强盐渍土地区 ,在表层含盐量较低的春季施工为宜。

9.5 风沙地区路基施工

9.5.1 风沙地区路基宜在少风、风速较小或有雨季节分段集中施工 ,并在大风来临前配套完成。若当地风力较强或需在风季施工时 ,应采取临时防护措施 ;对设计的永久防护工程 ,若材料运输有困难 ,需待通车后施工时 ,可采取临时防护过渡。填筑路堤当日不能完工地段 ,对坡面和路肩应加以覆盖 ;开挖路堑 ,应从一开始就随挖随用平铺式栅栏或草席、芦苇等将坡面、路肩护好 ,周围用小木桩固定或用大石块或混凝土预制

块压住。

9.5.2 风沙地区路基施工应采取措施保护线路两侧的地表原有植被和地表硬壳。施工前应准备充分的防护材料。对因施工作业使两侧地表受损部分应按设计要求在新出露的沙面上及时填筑砾卵石土防护层。施工的路基应集中力量完成一段 防护一段。

9.5.3 填方取土要根据当地风信情况选择取土坑位置。在单一风向地区,取土坑宜设在路堤下风一侧路路堤坡脚至少 5m;在有反向风交替作用的地区,取土坑可设在路堤两侧,施工完后应将其边坡修成缓坡,使其断面成为浅槽形。

应尽量利用挖方材料,如需废弃,应弃于背风坡一侧的低地或距路堑坡顶不小于 10m 处,并应摊平。

9.5.4 路基压实

9.5.4.1 对风沙地区用粉砂或细砂填筑路堤时,仍应分层压实。根据现场自然条件、沙的特性及水源分布等情况确定压实机械和压实方法,宜采取机械振动压实为主,结合蓄水、快成型、快防护的施工方法。当完成压实后的路基不能稳定通车时,可按 9.5.8 条办理。

9.5.4.2 对缺土、缺水,压实确有困难的风积沙路基,可采用土工合成材料(编织布、编织袋)对路基进行加固。

9.5.5 在地形开阔的风沙流地段,应将路基两侧 20~50m 范围内的小沙滩、弃土堆、小土丘等凡可引起积沙的障碍物予以清除、摊平。

9.5.6 植物固沙是防治沙害的根本措施,在有条件的地方采用植物固沙法施工时,要严格按照设计要求的树苗或灌木种类和设计规定的种植间隔尺寸及布置形式进行栽种。

在五条件采用植物固沙的地区及采用植物固沙的初期,为防止沙害并为植物固沙创造条件应采用工程防沙措施。在林带前缘,为防止积沙,亦应适当设置工程防沙设施。

工程防沙有固、阻、输、导四种类型,应根据设计并结合路基施工情况及时配套完成。

9.5.7 格状沙障施工应做到稳固、牢实、风吹不走。有水源条件的,可在草方格内播撒适于沙漠生长的植物种籽,使方格内生长沙生植物。路线如通过牧区,还应在路基两侧设置铁丝隔离栅,防止人畜进入破坏草方格。

设置草方格沙障时,在迎风侧应先设主带(垂直主风向),后设副带(平行主风向);在背风侧应先设副带,后设主带,施工时均应先远后近,自上而下。有新月形沙丘,应从迎风坡脚开始设置。

埋设防风栅栏(立式沙障)应整平两侧地面,插铺草束,压沙插实,埋设稳固,防止栅栏底部被风吹掏空。

9.5.8 沙质路基主体应按设计要求进行全面防护。在路基顶面、边坡面及坡脚外 5~10m 地面范围内,用粘性土、盐盖、砾(卵)石、乳化沥青等材料进行平铺覆盖或处理。

粘性土封闭防护是风沙地区路基常用的一种经济而有效的防护措施。采用粘性土时,应通过试验测定其塑性指数,符合设计要求的方可使用。

9.5.9 风沙地区筑路时,路线主要控制桩、护桩、水准基点桩、路基边桩等均应设置明显的标志,并妥善保护,以防被沙埋没。

9.6 黄土地区路基施工

9.6.1 在黄土地区填筑路堤时,路基基底处理应按设计要求进行施工并应符合以下要求:

9.6.1.1 若基底为非湿陷性黄土,且无地下水活动时,可按一般粘性土地基进行基底处理,同时做好两侧的施工排水、防水措施。

9.6.1.2 若地基为湿陷性黄土,应采取拦截、排除地表水的措施,防止地表水下渗,减少地基地层湿陷性下沉。其地下排水构造物与地面排水沟渠必须采取防渗措施。

9.6.1.3 若地基土层具有强湿陷性或较高的压缩性,且容许承载力低于路堤自重压力时,应考虑地基在路堤自重和活载作用下所产生的压缩下沉。除采取防止地表水下渗的措施外,可考虑采用重锤夯实,石灰桩挤密加固,换填土等措施。

9.6.2 用黄土填筑路堤应符合下列要求:

9.6.2.1 新、老黄土均为路堤适用填料。老黄土透水性差,干湿难以调节,大块土料不易粉碎,使用前应通过试验决定措施。路床填料不得使用老黄土。新黄土为良好填料,可用于填筑路床。黄土路堤应分层填筑,分层压实,大于10cm的块料,必须打碎,并应在接近土的压实最佳含水量时碾压密实。

9.6.2.2 黄土路堤施工时,应做好填挖界面的结合(纵向),清除坡面杂草,挖好向内倾斜的台阶。如结合面陡立,无法挖成台阶时,可采用土工钉加强结合。

9.6.2.2 黄土路堤的边坡应刷顺,整平拍实,并应及时予以防护,防止路表水冲刷。

9.6.2.4 不应使用黄土填筑浸水路堤。必须使用时,应采取措施,并报请审批。

9.6.3 黄土路堤的压实要求与一般粘性土相同,应按7章有关规定执行,并应符合下列要求:

9.6.3.1 黄土含水量过小,应均匀加水再行碾压;如含水量过大,可翻松晾晒至需要含水量再进行碾压,也可掺入适量石灰处理,降低含水量。掺灰后应将土、灰拌匀,其最大干密度应通过击实试验确定。

9.6.3.2 路堤的填筑应按5.2.1~5.2.8条的规定办理。

9.6.3.3 黄土地区路床的土基强度应符合设计要求,当不能满足要求时,应对原土进行技术处治。

9.6.4 高路堤路基施工期间,应在两侧或一侧(超高段)设临时阻水、拦水设施,以防雨水冲毁边坡。路堤填至设计高程后,应根据设计及时修筑外侧边缘的拦水、截水沟构造物和急流槽,将水引至坡脚以外。对高度大于20m的路堤,应按设计预留竣工后路堤自重压密固结产生的压缩下沉量。

9.6.5 黄土路堑边坡,应严格按设计坡度开挖,如设计为陡坡时(如1:0.1),施工中不得放缓,以免引起边坡冲刷。

路堑施工,当挖到接近设计标高时,应对上路床部分的土基整体强度和压实度进行检测。

如路堑路床土质不符合设计规定,则应将其挖除,另行取土分层摊铺、碾压至规定的压实度。挖除厚度根据道路等级对路床的要求而定,高速公路及一级公路宜挖除50cm,其他公路可挖除30cm。

如路堑路床的密实度不足,土质符合设计规定,则视其含水量情况,经洒水或经翻松晾晒至要求含水量再行整平碾压至规定压实度。

9.6.6 黄土地区应特别注意路基排水,对地表水应采取拦截、分散、防冲、防渗、远接远送的原则,根据设计及时做好综合排水设施,将水迅速引离路基。在填挖交界处引出边沟水时,应做好出水口的加固。

9.6.6.1 湿陷性黄土路基的地下排水管道与地面排水设施,应根据设计进行加固和采取防渗措施。

9.6.6.2 黄土路基水沟的加固类型,宜用浆砌片石或混凝土板。如用预制混凝土板拼砌时,其接缝处应牢固无渗漏。

9.6.7 黄土陷穴应进行处理。处理时,首先要查清陷穴的供给来源、水量、发展方向及对路基可能造成的危害,视具体情况采取以下相应的处理方法:

9.6.7.1 在路堑顶部及路堤的靠山侧做好排水工程,将地表水、地下水引入有防渗层的水沟内排走。

9.6.7.2 对通过路基路床的陷穴,要向上游追踪至发源地。在发源地把陷穴进口封填好,并引排周围地表水,使其不再向陷穴进口流入。

9.6.7.3 对现有的陷穴、暗穴,可以采用灌砂、灌浆、开挖回填等措施,开挖的方法可以采用导洞、竖井和明挖等。

(1)灌砂法:本法适用小而直的陷穴,以干砂灌实整个洞穴。

(2)灌浆法:本法适用于洞身不大,但洞壁起伏曲折较大,并离路基中线较远的小陷穴。施工时先将陷穴出口用草袋装土堵塞,再在陷穴顶部每隔4~5m打钻孔作为灌浆孔,待灌好的土浆凝固收缩后,再在各孔作补充灌浆,一般需重复2~3次,有时为了封闭水道也可灌水泥砂浆。

(3)开挖回填夯实:本法适用于各种形状的陷穴,填料一般用就地黄土分层夯实。

(4)导洞和竖井:本法适用较大、较深的洞穴。由洞内向外逐步回填夯实,在回填前,应将穴内虚土和杂物彻底清除干净。当接近地面0.5m时,应用老黄土或新黄土加10%的石灰拌匀回填夯实。

9.6.7.4 处理好的陷穴,其土层表面均应用石灰与土比例为三比七的石灰土填筑夯实或铺填老黄土等不透水材料加以改善。石灰土厚度应按设计严格执行。如原设计未要求时,其厚度不宜小于30cm。并将流向陷穴的附近地面水引离,防止形成地表积水或水流集中产生冲刷。

9.6.8 黄土陷穴的处理范围,应视具体情况而定,宜在路基填方或挖方边坡外,上侧50m,下侧1020m。若陷穴倾向路基,虽在50m以外,仍应作适当处理。对串珠状陷穴应彻底进行处治。

9.7 多雨潮湿地区路基施工

9.7.1 多雨潮湿地区进行路基施工时,应特别注意排水。机具停放地、库房、生活

区域,都必须选在地势较高不易被水淹的地点,并有可靠的排水防洪设施,预防洪水造成危害。

9.7.2 开工前场地准备工作应特别注意排除地面水。低洼地带沿用地两边应挖大断面的纵向排水沟并引向出水口。在纵向排水沟之间应挖掘横向排水沟并互相贯通疏干地表,以达到地面不积水。

9.7.3 多雨潮湿地区,原地面多为含水量过大的过湿土,应按下列方法处理:

9.7.3.1 含水量过大的潮湿土深度在2m以内时,可挖去湿土,换填适用的干土或挖方石渣、天然砂砾等,并分层压实达到标准。

9.7.3.2 挖去淤泥后将上层湿土翻松耙碎掺5%~10%的生石灰粉压实,其层厚以能达到规定压实度为准,使之成为稳定土加固层。

9.7.3.3 当有非风化大块岩石可利用时,在挖去软湿土后铺筑厚50cm左右石块层,嵌填石渣后,用重型压路机碾压成型,再于其上填筑路堤。二级以下公路可采用抛填片石挤淤,整理碾压成型后填筑路堤。

9.7.3.4 当软湿土深度大于2m时,应按9.3节的规定处理。

9.7.4 利用潮湿土填筑路堤时,应按下列压实标准和方法进行。

9.7.4.1 当天然稠度小于1.1、液限大于40、塑性指数大于18的粘质土用作高速公路、一级公路和二级公路上路床的填料时,应采用各种措施达到表7.1.1中规定的压实度;上述土用作下路床及上、下路堤的填料时,当进行处治或采用重型压实度确有困难时,可采用轻型压实标准。填料经翻拌晾晒分层压实后,压实度应符合表9.7.4.1所列标准。

表9.7.4.1 路基压实标准(轻型)

填挖类型		路面底面计起的 深度范围(cm)	压实度(%)	
			高速公路、一级公路	二级及二级以下公路
路堤	上路床	0~30	-	≥95
	下路床	30~80	≥98	≥95
	上路堤	80~150	≥95	≥90
	下路堤	>150	≥90	≥90
路堑路床		0~30	-	≥95

注:①表列压实度见部颁《公路土工试验规程》轻型击实试验法为准;

②高速公路、一级公路路床土质强度,应按5.1.5条的标准执行,其他公路可参考该条规定执行。

9.7.4.2 碾压潮湿土填筑的路堤适宜的压路机型式、规格、填层的适宜厚度、所需碾压遍数和压实度,应通过试验确定。

9.7.4.3 碾压完成后的路段,若不立即铺筑路面,且不需维持通车时,应在路床顶面铺盖一层碾压紧密的防水粘土层或沥青封闭层。

9.7.4.4 填料的天然稠度为 0.9~1.0 时,宜将土摊开翻拌晾晒,当含水量接近最佳含水量时即可碾压压实。

9.7.4.5 填料的天然稠度在 0.5~0.9 时,宜在土中掺入生石灰等外掺剂拌和均匀后,分层填筑压实。

潮湿粘性土经添加外掺剂处理后,其压实度要求应按 7.1.1 条的规定办理。

9.7.5 多雨潮湿地区,土的含水量大,地下水位高,容易影响路基稳定。填方边坡宜用浆砌护坡防护。二级以下公路也宜采取相应的防护措施。

9.7.6 路堤填筑每层表面宜做成 2%~4% 的横坡以利排水。当天的填土,必须当日完成压实。

9.7.7 路堤坡脚护坡道外,应设置加大断面的石砌边沟,以降低地下水位。

9.8 季节性冻融翻浆地区路基施工

9.8.1 冻融翻浆地区施工,必须贯彻以防为主,防治结合的原则。

9.8.2 翻浆地区路基,首先应搞好路基排水,保证路基填土高度和对压实的要求。高速公路、一级公路除考虑强度因素外,还需考虑冻胀对路基、路面的影响。

9.8.3 施工前应对冻融翻浆地区进行详细的现场调查,按各段水文地质情况,做好场地排水、填料选择、料场规划等工作,并根据地区特点、翻浆类型、严重程度,按照因地制宜、就地取材和路基路面综合处理的原则提出处治方案。

9.8.4 翻浆防治可根据公路等级、冻融程度、地带类型、当地料源采用下述措施:

9.8.4.1 换填土法:采用水稳性、冻稳性好、强度高的粗粒土换填路基上部;换填选料原则,冻胀时路面不致产生有害变形,冻融时路床承载力不致下降,换填厚度应控制在最大冻深的 70%~100%。

9.8.4.2 隔离层法:深度应设在聚冰层以下和地下水以上适当处,隔离层宜高出地表水位 25cm,有效厚度一般为 20cm。为防淤塞,上下面宜设防淤层,亦可在上下面反铺草皮或土工织物防淤。隔离层材料可用碎石、砾石、粗砂、土工布等,上下面宜设 3%~4% 拱度。采用何种防淤层,应视道路等级而定。

不透水隔离层可选 3cm 厚含沥青 8%~10% 的沥青土或 6%~8% 的沥青砂,或沥青油毡、塑料膜等。

9.8.4.3 隔温层法:设置在路基上部或路面底基层处,以延缓和减小负气温的强度,材料可选择炉渣、矿渣、碎砖,厚度一般为 20~50cm。

9.8.4.4 降低水位法:在低于现有地下水位的两侧边沟底部位置设置管沟或渗沟。

9.8.4.5 土工布排水法:将过滤型土工布(也可用塑编布)直接铺在土基上,上面铺填 30~40cm 砂砾层。

9.8.4.6 改善路面结构法:如设置石灰底基层、二灰砂砾基层、水泥稳定基层、砂砾垫层等,厚度可根据计算确定。

上述各法可根据具体情况采用一种或两种以上。

9.8.5 不论路堤或路堑,在修筑路面结构层前,应用不小于 20t 的压路机或等效碾压机械对路基进行检验(2 至 3 遍),发现软弹现象时应进行处理。

9.8.6 涎流冰地区在涎流冰融解期,能渗浸路基,降低强度,导致翻浆,融雪洪流

通过受阻时还易引起路基水毁,应采取排、挡、截等措施防治。

当采用暗管、渗沟等疏排方法时,管沟等结构应埋在冰冻线以下,并不低于路面以下2m。上口通过封闭式渗池与含水层衔接,下口于路基下侧边坡坡面以外排出(图9.8.6),并做好出口处的保温和加固设施。

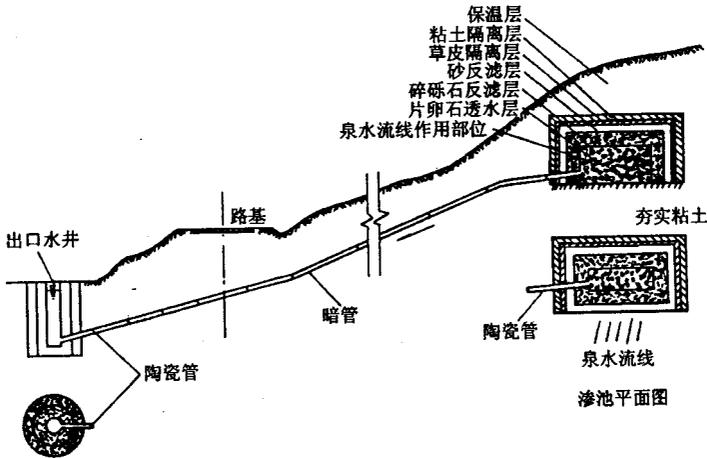


图 9.8.6 渗池、暗管中线纵断面图

暗管适用于不产砂石的地区。

9.8.7 季节性冻融翻浆地区路基施工时应符合以下规定：

9.8.7.1 排水：

施工前应认真了解地形及水文地质情况,凡是可能危害路基强度和稳定性的地面水和地下水,均应采取有效的临时性或永久性措施,使水能迅速排出路基之外;路床面应保持有良好的排水状态;从路堑到路堤必须修建过渡边沟并无阻塞现象;各层填土应有路拱,使表面无积水;施工后,各式沟、管、井、涵等能形成完整有效的排水系统。

9.8.7.2 路堤：

(1)原地面处理:水文地质不良和湿软地段,可视情况在地表铺填厚度不小于30cm的砂砾,或作局部挖除换填处理。

当路堤高度低于20cm时(包括挖方土质路段)应翻松30~50cm并分层整形压实,其压实度为93%~95%,高速公路、一级公路取高限,其他公路取低限。

(2)填料:宜选用水稳性良好的土填筑路基,路基上部受冰冻影响部位,应选用水稳性和冻稳性均较好的粗粒土;冻土、非渗水性过湿土、腐殖土禁止用于填筑各层路堤;压实时的含水量应控制在最佳含水量 ± 2 个百分点范围内。

(3)取土场:宜设置集中取土场,排水困难地段更宜集中取土。

(4)碾压:各层表面碾压前应用平地机进行整平和修整路拱,切实控制松铺厚度以及填料的均匀性。压实后各层表面的平整度,用三米尺丈量,其间隙高度不宜大于20mm;成型后路床顶面强度按7.1.6条、7.1.7条规定进行检查或用不小于20t的压路机碾压检验有无“软弹”现象。

(5)路堤高度:应满足路基能全年处于干燥或中湿状态;修低路堤时,应根据具体情况采取相应技术措施。

(6)为使路基强度和稳定性满足设计要求,施工中各类冻融翻浆防治方法可综合选用。

9.8.7.3 路堑:

(1)石方段超挖回填部位应选用符合要求的石渣,压实度不得低于95%;禁止使用劣质开山料或覆盖土回填或找平,超挖部分不规则或不超过8cm时,可用混凝土修补找平,整平层宜采用级配碎石或水泥稳定碎石、二灰稳定碎石类等半刚性材料。

(2)土质路堑或遇水崩解软化的风化泥质页岩等类路堑的路床压实度如不符合7.5.1条的规定时,应翻松压实或根据土质情况,换填符合路床强度并满足压实度要求的足够厚度的好土,并予以压实,然后加强排水措施,如封闭路肩、浆砌边沟等。

(3)有裂隙水、层间水、潜水层、泉眼等路段,应按第8章规定分别采取切断、拦截、降低等措施,如加深边沟,设置渗沟、渗管、渗井等。

9.9 多年冻土地区路基施工

9.9.1 施工前应核查沿线冻土分布、类型、冻土上下限、冰层上限、地面水、地下水以及有无其它如热融(湖、塘)、冰丘、冰椎等不良地质路基地段情况。

9.9.2 施工必须严格遵循保护冻土的原则,使路基施工后仍处于热学稳定状态。路基原则上均应采取路堤型式,尤其在厚冰发育地段,并尽可能避免零填或浅挖断面,以免造成严重热融沉降等病害,弱融沉或不融沉的多年冻土地区,路基施工可按融化原则进行。

9.9.3 路基排水与加固除满足水力和土力条件外,还应考虑由于施工因素如排水系统修筑等引起的热力变化,不导致多年冻层上限的下降。

9.9.4 填方路基的施工应符合以下要求:

9.9.4.1 排水:当路基位于永久冻土的富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层地段时,必须保持路基及周围的冻土处于冻结状态,排水系统与路基坡脚应保持足够距离,高含冰量冻土集中路段,严禁坡脚滞水、路侧积水,边坡应及时铺填草皮。

在少冰与多冰冻土地段,也应避免施工时破坏土基热流平衡。排水沟与坡脚距离不应小于2m;沼泽湿地地段不应小于8m;饱冰冻土及含土冰层地段,应避免修建排水沟和截水沟,宜修建挡水坎(堰),距坡脚不应小于6m,若修建排水沟则不应小于10m。

9.9.4.2 基底处理:填方基底为含冰过多的细粒土,且地下冰层不厚,可挖除并用渗水性土回填压实,再填路基。

当基底为排水困难的低洼沼泽地段时,其底部应设置毛细水隔离层,其厚度宜在路堤沉落后至少高出水面0.5m,并在其上铺设反滤层,泥沼地段路堤基底生长塔头草时,可利用其做隔温层。上述地段路堤应预加沉降度,并在修筑路面结构之前,路基沉降基本趋于稳定。

9.9.4.3 路基高度:应达到防止翻浆与不超过路基冻胀值要求的最小填土高度;按保持冻结原则施工的路段,应同时满足冻土上限不下降的要求。

9.9.4.4 取土:宜设置集中取土场,富冰冻土、饱冰冻土及含土冰层路段,确需就

近解决部分土源时,应在路基坡脚10m以外取土。斜坡地表路堤,取土坑应设在上坡一侧。取土坑深度均不得超过当地多年冻土上限以上土层厚度的80%,坑底应有坡度,积水应有出口,水能及时排出,同时取土坑的外露面,亦宜用草皮铺填。

9.9.4.5 填料:应选用保温隔水性能均较好的细粒土。采用粘性土或透水性不良土填筑路堤时,要控制土的湿度,碾压时含水量不能超过最佳含水量的 ± 2 个百分点。不得用冻土块或草皮层及沼泽地含草根的湿土填筑路基。通过热融湖(塘)路堤,水下部分必须用渗水良好的土填筑,并应高出最高水位0.5m。

9.9.4.6 压实:压实检查应采用重型击实标准。成型后路床强度应符合设计要求,用不小于20t的压路机或等效碾压机械进行碾压检验2~3遍,无轮迹和软弹现象。

9.9.4.7 侧向保护:靠近基底部位有饱冰冻土层且有可能融化时,宜设保温护道和护脚。保温材料宜就地取材。用草皮时,草根应向上一层一层叠铺,最外一层应带泥,以便拍实形成保护层;沿线两侧20m内植被和原生地貌应严加保护。

9.9.5 挖方路基施工应符合以下要求:

9.9.5.1 排水:地下水发育地段,路基边沟均应有防渗措施。路堑坡顶避免设置截水沟或排水沟,宜修挡水埝并与坡顶距离不小于6m。若必须修排水沟或截水沟,距挡水埝外距离不应小于4m。

9.9.5.2 土质边坡加固铺砌厚度均应满足保温层要求。如用草皮铺砌,应水平叠砌,错缝嵌紧,缝隙用粘土或草皮填塞严密,连成整体。草皮要及时铺填。

9.9.5.3 饱冰冻土、含土冰层地段路堑,为防止开挖后基底冻胀翻浆,可根据需要换填足够厚度的渗水性土。

9.9.6 路基处于其它不良地质地段时,应按下列规定施工:

冰椎、冰丘地段采用冻结、拦截、截水墙、保温渗沟排水等方法处理;热融湖(塘)地段的路堤水下部分应用渗水性土;松软基底两侧宜设反压护道;沼泽冻土地段路堤下部应设置隔离层和隔温层,并保护好两侧地表植被;冰鼓丘较重路段,可在上游主流处设地下渗沟或将水引到一定距离外的地面积冰场。

9.10 岩溶地区路基施工

9.10.1 影响路基稳定的溶洞,不论采用何种方法处理,在施工中均不应堵塞溶洞水路。

9.10.2 路基基底的岩溶泉或冒水,不论用何种方法排出,均应保证路床范围的土石方不受浸润;当修建高级或次高级路面时,应保证不因温差作用而使水汽上升,聚集在路面基层下。

9.10.3 对路基上方岩溶泉或冒水,可采用排水沟将水引离路基,不宜堵塞;对路基基底的岩溶泉或冒水,宜设涵(管)将水排除;流量较大的暗洞及消水洞,可用桥涵跨越通过。

9.10.4 路堑边坡上危及路基稳定的干溶洞,可用干砌片石或浆砌片石堵塞。

9.10.5 路基基底的溶洞,应采用桥涵通过;当为干溶洞且又不大时,可采用砂砾石、碎石、干、浆砌片石等回填密实。

9.10.6 路基基底干溶洞的顶板太薄或顶板较破碎时,可采用加固或将顶板炸除

之后,以桥涵跨越。

9.10.7 路基基底干溶洞的顶板较为完整,有较大厚度时,可按路基设计规范给出的路基基底溶洞顶板安全厚度的公式,予以验算,并根据验算结果,确定处治方案。

9.10.8 当路基溶洞位于边沟附近,而且较深时,可采用钢筋混凝土板封闭,并应防止边沟水渗漏到溶洞内。

9.10.9 为防止溶洞的沉陷或坍塌,以及处理岩溶水引起的病害,可视溶洞的具体情况分别采用洞内加固(如桩基加固、衬砌加固)、盖板加固、封闭加固(如锚喷加固)等方法。

9.10.10 对影响路基稳定的人工坑洞(如煤洞、古墓、枯井、掏砂坑、防空洞等),应查明后,参照岩溶处治方法进行处理。

9.11 滑坡地段路基施工

9.11.1 对于滑坡的处治,应分析滑坡的外表地形、滑动面、滑坡体的构造、滑动体的土质及饱水情况,以了解滑坡体的形式和形成的原因,根据公路路基通过滑坡体的位置、水文、地质等条件,充分考虑路基稳定的施工措施。

9.11.2 路基滑坡直接影响到公路路基稳定时,不论采用何种方法处理,都必须作好地表水及地下水的处理。

9.11.3 对于滑坡顶面的地表水,应采取截水沟等措施处理,不让地表水流入滑动面内。必须在滑动面以外修筑1~2条环形截水沟,对于滑坡体下部的地下水源应截断或排出。

9.11.4 在滑坡体未处治之前,禁止在滑坡体上增加荷载(如停放机械、堆放材料、弃土等)。

9.11.5 对于挖方路基上边坡发生的滑坡,应修筑一条或数条环形水沟,但最近一条必须离滑动裂缝面最少5m以外,以截断流向滑动面的水流。截水沟可采用砂浆封面浆或砌片(块)石修筑,滑坡上面出现裂缝须填土进行夯实,避免地表水继续渗入,或结合地形,修建树枝形及相互平行的渗水沟与支撑渗沟,将地表水及渗水迅速排走。

9.11.6 当挖方路基上边坡发生的滑坡不大时,可采用刷方(台阶)减重、打桩或修建挡土墙进行处理,以达到路基边坡稳定,采用打桩时,桩身必须深入到滑动面以下设计要求的深度;采用修建挡土墙时,挡土墙基础必须置于滑动面以下的硬岩层上。同时,宜修筑排水沟、暗沟(或渗沟)排出地下水。滑坡较大时,可修建挡土墙、钢筋混凝土锚固桩或预应力锚索等方法处理,不论采用何种方法处理,其基础都必须置于滑动面以下的硬岩层上或达到设计要求的深度。同时宜修筑深渗沟、排水涵洞(管)或集水井等排除地下水或修建地下截水墙截断地下水。

9.11.7 对于填方路堤发生的滑坡,可采用反压土方或修建挡土墙等方法处理。当滑坡较大时,或采用反压土方或修建挡土墙、钢筋混凝土锚固桩、预应力锚索等方法处理,修建造物的基础必须置于滑动面以下的硬岩层上或达到设计要求的深度。

9.11.8 对于沿河路基发生的滑坡,可修建河流调治构造物(如堤坝、丁坝、稳定河床等)挡土墙等方法处理,其构造物的基础必须置于河流冲刷线以下设计要求的深度或硬岩上。

9.11.9 滑坡表面处治可采用整平夯实山坡、填筑积水坑、堵塞裂隙或进行山坡绿化固定表土。

9.12 崩塌岩堆地段路基施工

9.12.1 公路路基通过岩石容易崩塌地区,不论采用何种方法处治,都必须排除崩塌地段对路基造成损坏的潜在威胁或隐患。

9.12.2 在崩塌地区进行公路路基施工,必须采取预防岩石坍塌的安全措施,以保障施工中的安全。

9.12.3 公路通过岩堆地区不论采用何种方法处治,应尽量避免扰动岩堆体,保持岩堆稳定,施工时不宜破坏原有的边坡率,同时应处理好岩堆地段的渗入水及地下水。

9.12.4 对于挖方边坡及原自然坡面岩石裂缝较多,岩石比较破碎,或由于雨水侵蚀容易引起风化,或由于冰冻作用而引起岩石剥落、破碎而容易发生崩塌的地段,施工中宜采用喷射水泥砂浆稳定,砂浆厚度宜为5~10cm;在气候条件比较恶劣或寒冷地区,厚度应为10cm以上;对于长而高或较陡的边坡,宜嵌入直径2~6mm、间距100~200mm的铁丝网(挂网)固定在边坡上,在1m²内固定1至2处,然后再喷射水泥砂浆稳定,也可用浆砌片(块)石封面,厚度应为30cm以上,并宜在2m²内设置一处泄水孔。

9.12.5 对岩石裂缝较大,节理比较发育,容易产生崩塌危险的边坡,宜用混凝土块、片(块)石浆砌铺筑处理,厚度应为30~40cm。

9.12.6 在岩堆上部的挖方地段,如有塌落危险的危岩,用一般防护工程不能防止塌落时,应采用清除的办法处理(清除过程中,应作好安全防护措施,保障安全施工)或采用修筑防止落石工程如岩石加固(或锚固)工程、落石防护栅、防护棚等进行防护。

9.12.7 在比较稳定的或厚度不大的岩堆上修筑路基,应设置护面墙或挡土墙。当设置上挡土墙时,其高度应达到与原岩堆的边坡率保持一致;设置下挡土墙时,应保持表面活动层的稳定,同时应设置泄水孔以排出渗入水或地下水。

9.12.8 在比较大而稳定性较好的岩堆上修筑路基,应采取措施治理岩堆,保持岩堆的稳定,在开挖范围内,可采用注水泥砂浆使岩堆稳定后开挖,但应避免采用大、中型炮爆破,以防止岩堆体受扰动而滑移,同时宜修建护面墙或挡土墙以稳定岩堆,其设置高度应达到与原岩堆的边坡率保持一致,并应设置泄水孔排出渗入水或地下水。

对较大而稳定性较差的岩堆,应尽量避免路基通过,若必须通过时,应采用综合治理的办法处治岩堆,先修筑下挡墙稳定岩堆脚,然后在岩堆体上分段注入水泥砂浆,待岩堆体较稳定后,逐步开挖。边坡较长时,分阶梯形成边坡,或修筑护面墙稳定边坡,同时应作好岩堆体的排水工程。

9.13 膨胀土地区路基施工

9.13.1 膨胀土地区的路基施工,应避免雨季作业,加强现场排水,保证地基和已填筑的路基不被水浸泡。

9.13.2 膨胀土地区路基施工,开挖后各道工序要紧密衔接,连续施工,分段完成。路基填筑后不应间隔太久或越冬后做路面。

9.13.3 路堑施工前,先开挖截水沟并铺设浆砌圪工,其出口应延伸至桥涵进出口。

9.13.4 路堤、路堑边坡按设计修整后,应立即浆砌护墙护坡,防止雨水直接侵蚀。

9.13.5 强膨胀土稳定性差,不应作为路堤填料;中等膨胀土宜经过加工、改良处理后作为填料,弱膨胀土可根据当地气候、水文情况及道路等级加以应用,对于直接使用中、弱膨胀土填筑路堤时,应及时对边坡及顶部进行防护。

9.13.5.1 高速公路、一级公路、二级公路等采用中等膨胀土用作路床填料时,应作掺灰改性处理。改性处理后要求胀缩总率不超过 0.7 为宜。

9.13.5.2 限于条件,高速公路、一级公路用中等膨胀土填筑路堤时,路堤填成后,应立即作浆砌护坡封闭边坡。当填至路床底面时,应停止填筑,改用符合表 5.1.5 规定强度的非膨胀土或改性处理的膨胀土填至路床顶面设计标高并严格压实。如当年不能铺筑路面,作为封层的填筑厚度,不宜小于 30cm,并做成不小于 2% 的横坡。

9.13.5.3 使用膨胀土作填料时,为增加其稳定性,可采用石灰处治,石灰剂量可通过试验确定,要求掺灰处理后的膨胀土,其胀缩总率接近零为佳。

9.13.5.4 可用接近最佳含水量的中等膨胀土填筑路堤,但两边边坡部分要用非膨胀土作为封层。路堤顶面也要用非膨胀土形成包心填方。挖方地段当挖到距路床顶面以上 30cm 时,应停止向下开挖,并挖好临时排水沟。待作路面时,再挖至路床顶面以下 30cm,并用非膨胀土回填,并按要求压实。

9.13.6 高速公路、一级公路路堤原地面处理应按下列规定办理。

9.13.6.1 填高不足 1m 的路堤,必须挖去地表 30~60cm 的膨胀土,换填非膨胀土,并按规定压实。

9.13.6.2 地表为潮湿土时,必须挖去湿软土层换填碎、砾石土、砂砾或挖方坚硬岩石碎渣,或将土翻开掺石灰稳定并按规定压实。

9.13.7 膨胀土地区路堤施工前,应按规定作试验路段。

9.13.8 膨胀土地区路堑开挖应按下列规定办理:

9.13.8.1 挖方边坡不要一次挖到设计线,沿边坡预留厚度 30~50cm 一层,待路堑挖完时,再削去边坡预留部分,并立即浆砌护坡封闭。

9.13.8.2 膨胀土地区的路堑,高速公路、一级公路的路床应超挖 30~50cm,并立即用粒料或非膨胀土分层回填或用改性土回填,按规定压实,其他各级公路可按照 9.13.5.3 款办理。

9.13.9 膨胀土地区路基碾压施工应符合下列规定:

9.13.9.1 根据膨胀土自由膨胀率的大小,选用工作质量适宜的碾压机具,碾压时应保持最佳含水量;压实土层松铺厚度不得大于 30cm,土块应击碎至粒径 5cm 以下。

9.13.9.2 在路堤与路堑交界地段,应采用台阶方式搭接,其长度不应小于 2m,并碾压密实。压实度的检验频率,按 7.1.4 条规定增加一倍。

9.13.9.3 膨胀土地区路床土强度及压实标准,分别按表 5.1.4 及表 7.1.1 的规定执行。

10 季节性路基施工

10.1 路基的冬季施工

10.1.1 在反复冻融地区,昼夜平均温度在 -3°C 以下,连续10天以上时,进行路基施工称为路基冬季施工。当昼夜平均温度虽然上升到 -3°C 以上,但冻土未完全融化时,亦应按冬季施工办理。

10.1.2 路基冬季施工可进行以下工程项目:

10.1.2.1 泥沼地带河湖冻结到一定深度后,可利用冻结后的一定承载力修筑施工便道,运输所需的机具、设备和材料。如需换土时可趁冻结期挖去原地面的软土、淤泥层换填合格的其他填料。

10.1.2.2 含水量高的流动土质、流沙地段的路堑可利用冻结期开挖。

10.1.2.3 河滩地段可利用冬季水位低,开挖基坑修建防护工程,但应采取加温保温措施,注意养护。

10.1.2.4 岩石地段的路堑或半填半挖地段,可进行开挖作业。

10.1.2.5 其他情况的二级以下公路路基可在冬季施工,但融冻后必须按规定重新整理边坡,对填方路堤应进行补充压实达到规范要求。

10.1.2.6 砍伐用地界内不需刨根的树木,清除用地界内的杂物。

10.1.3 路基工程不宜冬季施工的项目如下:

10.1.3.1 高速公路、一级公路的土路堤和地质不良地区二级以下公路路堤。

10.1.3.2 铲除原地面的草皮,挖掘填方地段的台阶。

10.1.3.3 整修路基边坡。

10.1.3.4 在河滩低洼地带将被水淹的填土路堤。

10.1.4 路基冬季施工前应进行下列准备工作:

10.1.4.1 对冬季施工项目按次排队,编制实施性的施工组织计划。

10.1.4.2 冬季施工项目在冰冻前应进行现场放样,保护好控制桩并树立明显的标志,防止被冰雪掩埋。

10.1.4.3 冰冻之前应全部清除路基范围内的树根、草皮和杂物,修通现场的施工便道。

10.1.4.4 结冰冻前应挖好坡地上填方的台阶,清除石方挖方的表面覆盖层、裸露岩体。

10.1.4.5 维修保养冬季施工需用的车辆、机具设备,充分备足冬季施工期间的工程材料。

10.1.4.6 准备施工队伍的生活设施、取暖照明设备、燃料和其他越冬所需的物资。

10.1.5 冬季施工的路堤填料,应选用未冻结的砂类土、碎、卵石土,开挖石方的石块石渣等透水性良好的土。禁用含水量过大的粘性土。高速公路、一级公路禁止用冻结填料筑路堤,其他公路可用含有部分冻土的土填筑路堤,但其中冻土块的粒径不得大于 5cm ,冻土块含量不宜超过 30% 。而且,冻土块应分散于填土中,不得把冻土块集中

填于一处。

10.1.6 冬季填筑路堤,应按横断面全宽平填,每层松厚应按正常施工减少20%~30%,且最大松铺厚度不得超过300m。压实度不得低于正常施工时的要求。当天填的土必须当天完成碾压。

10.1.7 当路堤高距路床底面1m时,应碾压密实后停止填筑。在上面铺一层雪或松土保温待冬季过后整理复压,再分层填至设计标高。

10.1.8 挖填方交界处,填土低于1m的路堤都不应在冬季填筑。

10.1.9 冬季施工取土坑应远离填方坡脚。如条件限制需在路堤附近取土时,取土坑内侧到填方坡脚的距离应不得小于正常施工护坡道的1.5倍。

10.1.10 冬季填筑的路堤,每层每侧应按5.2.3条的规定超填并压实。待冬季过后修整边坡削去多余部分并拍打密实或加固。

10.1.11 冬季施工开挖路堑表层冻土时,可根据气温、冻土深度、机械设备情况选用下列方法。

10.1.11.1 爆破冻土法。当冰冻深度达1m以上时可用此法炸开冻土层。炮眼深度取冻土深度的0.75~0.9倍,炮眼间距取冰冻深度的1~1.3倍并按梅花形交错布置。

10.1.11.2 机械破冻法。1m以下的冻土层可选用专用破冰机械如冻土犁、冻土劈、冻土锯和冻土铲等,予以破碎清出。

10.1.11.3 人工破冻法。当冰冻层较薄,破冻面积不大,可用日光暴晒法、火烧法、热水开冻法、水针开冻法、蒸汽放热解冻法和电热法等方法胀开或融化冰冻层,并辅以人工撬挖。

10.1.12 冬季开挖路堑应符合下列规定:

10.1.12.1 当冻土层破开挖到未冻土后,应连续作业,分层开挖,中间停顿时间较长时,应在表面覆雪保温,避免重复被冻。

10.1.12.2 挖方边坡不应一次挖到设计线,应预留30cm厚台阶,待到正常施工季节再削去预留台阶,整理达到设计边坡。

10.1.12.3 路堑挖至路床面以上1m时,挖好临时排水沟后,应停止开挖并在表面覆以雪或松土,待到正常施工时,再挖去其余部分。

10.1.12.4 冬季开挖路堑必须从上向下开挖,严禁从下向上掏空挖“神仙土”。

10.1.12.5 每日开工时选挖向阳处,气温回升后再挖背阴处,如开挖时遇地下水源,应及时挖沟排水。

10.1.13 冬季施工开挖路堑的弃土要远离路堑边坡坡顶堆放。弃土堆高度一般不应大于3m。弃土堆坡脚到路堑边坡顶的距离一般不得小于3m,深路堑或松软地带应保持5m以上。弃土堆应摊开整平,严禁把弃土堆于路堑边坡顶上。

10.2 路基的雨季施工

10.2.1 雨季路基施工地段一般应选择丘陵和山岭地区的砂类土、碎砾土和岩石地段和路堑的弃方地段。除施工车辆外,应严格控制其他车辆在施工场地通行。重粘土、膨胀土及盐渍土地段不宜在雨季施工。平原地区排水困难,不宜安排雨季施工。

10.2.2 雨季施工前应进行下列准备工作:

10.2.2.1 对选择的雨季施工地段进行详细的现场调查研究,据实编制实施性的雨季施工组织计划。

10.2.2.2 修建施工便道并保持晴雨畅通。

10.2.2.3 住地、库房、车辆机具停放场地、生产设施都应设在最高洪水位以上地点或高地上,并应远离泥石流沟槽冲积堆一定的安全距离。

10.2.2.4 修建临时排水设施,保证雨季作业的场地不被洪水淹没并能及时排除地面水。

10.2.2.5 储备足够的工程材料和生活物资。

10.2.3 雨季填筑路堤应按照下列规定进行:

10.2.3.1 符合 10.2.1 条规定的地段在填筑路堤前,应在填方坡脚以外挖掘排水沟,保持场地不积水,如原地面松软,应采取换填等措施。

10.2.3.2 应选用透水性好的碎、卵石土、砂砾、石方碎渣和砂类土作为填料。利用挖方土作填方时应随挖随填及时压实。含水量过大无法晾干的土不得用作雨季施工填料。

10.2.3.3 路堤应分层填筑。每一层的表面,应做成 2%~4% 的排水横坡。当天填筑的土层应当天完成压实。

10.2.3.4 雨季填筑路堤需借土时,取土坑距离填方坡脚不宜小于 3m。平原区顺路纵纵向取土时,取土坑深度一般不宜大于 1m。

10.2.4 雨季开挖路堑应按照下列规定进行:

10.2.4.1 路堑开挖前在路堑边坡坡顶 2m 以外按 8.2.3 条规定,开挖截水沟并接通出水口。

10.2.4.2 雨季开挖路堑宜分层开挖,每挖一层均应设置排水纵横坡。挖方边坡不宜一次挖到设计标高,应沿坡面留 30cm 厚,待雨季过后再整修到设计坡度。以挖作填的挖方应随挖随运随填。

10.2.4.3 雨季开挖路堑挖至路床设计标高以上 30~50cm 时应停止开挖,并在两侧挖排水沟。待雨季过后再挖到路床设计标高后压实。高速公路或一级公路,如土的强度低于 5.1.4 条的规定时应超挖 50cm,其他公路超挖 30cm,用粒料分层回填并按路床要求压实。

10.2.4.4 雨季开挖岩石路堑,炮眼应尽量水平设置。边坡应按设计坡度自上而下层层刷坡,并应随时核对其坡度是否合乎设计要求。应尽量利用挖出的石渣,石渣必须废弃时应按 10.1.13 条办理。

11 路基防护与加固

11.1 一般规定

11.1.1 为防止水流、波浪、雨水、风力、不良水文地质和其它因素对路基形成的危害,改善环境,保护生态平衡,应根据当地条件,因地制宜地采用经济合理、耐久适用的防护措施。

11.1.2 施工前应进行现场核对,如发现设计与实地不符,应及时做补充调查,进

行改变设计并报有关部门批准后施工。

11.1.3 路基防护工程及所用各种材料 均应符合部颁有关规范、规定要求。

11.1.4 当路基土石方施工时或完毕后 ,应及时进行路基防护施工和养护。各类防护与加固应在稳定的基础或坡体上施工。

11.1.5 防护工程的砂浆、混凝土 ,应用机械拌和 ,不应直接在砌体面上或路面上以人工拌和。并应随拌随用。

11.2 坡面防护

11.2.1 坡面防护包括植物防护和工程防护 ,施工必须适时、稳定 ,防止水、气温、风沙作用破坏边坡的坡面。

11.2.2 植物防护一般采用铺草、种草和植灌木(树木)形式 ,应根据当地气候、土质、含水量等因素 ,选用易于成活、便于养护和经济的植物类种。

11.2.3 铺、种植物时 ,应满足下列要求 :

11.2.3.1 坡面应平整、密实、湿润。

11.2.3.2 铺、种植物后 ,应适时进行洒水施肥、清除杂草等养护管理 ,直到植物成长覆盖坡面。

11.2.4 铺草皮防护 适用于各种土质边坡。宜选用带状或块状草皮 ,规格大小视施工情况确定 ,草皮厚度宜为 10cm。铺设时 ,应由坡脚向上铺钉 ,用尖木(或竹)桩固于土质边坡上。可根据具体情况选用平铺、叠铺或方格式铺等形式。

当坡面设有圪工骨架在其内铺草皮时 ,骨架应嵌入坡面 ,表面应与草皮衔接。

11.2.5 种草防护 适用于边坡稳定、坡面冲刷轻微的路堤与路堑边坡。草籽应均匀撒布在已清理好的土质坡面上 ,同时做好保护措施。对不利于草类生长的土质 ,应在坡面先铺一层 10~15cm 的种植土。

路堑边坡较陡或较高时 ,可通过试验采用草籽与含肥料的有机质泥浆混合 ,喷射于坡面。

11.2.6 灌木(树木)防护 适用于土边坡。栽植方法按设计要求施工 ,但应注意栽植季节。高速公路、一级公路的边坡上 ,严禁种植乔木。

11.2.7 工程防护适用于不宜于草木生长的陡坡面。一般采用抹面、捶面、喷浆、勾(灌)缝、坡面护墙等形式。在施工前 ,应将坡面杂质、浮土、松动石块及表层风化破碎岩体等清除干净 ;当有潜水露出时 ,应作引水或截流处理。

11.2.8 抹面、捶面防护施工 ,应符合下列要求 :

11.2.8.1 使用抹面砂浆和捶面多合土的配合比应经试抹、试捶确定 ,保证能稳固地密贴于坡面。

11.2.8.2 岩体的表面要冲洗干净 ;土体的表面要平整、密实、湿润。

11.2.8.3 抹面宜分两次进行 ,底层抹全厚的 2/3 ,面层 1/3 ,捶面应经拍(捶)打使与坡面紧贴。厚度均匀 ,表面光滑。

11.2.8.4 在较大面积上抹(捶)面时 ,应设置伸缩缝 ,其间距不宜超过 10m。

11.2.9 喷浆、喷射混凝土(或带锚杆铁丝网)防护施工 ,应符合下列要求 :

11.2.9.1 施工前 ,坡面如有较大裂缝、凹坑时应先嵌补牢实 ,使坡面平顺整齐 ;岩

体表面要冲洗干净,土体表面要平整、密实、湿润。

11.2.9.2 锚杆孔应冲洗干净,然后插入锚杆,用水泥砂浆固定。

11.2.9.3 铁丝网应与锚杆连接牢固,均不得外露并与坡面保持设计规定的间隙。

11.2.9.4 喷层厚度应均匀,喷后应养护7~10d,喷层周边与未防护坡面的衔接处应作好封闭处理。并按有关规定留够试件。

11.2.10 采用勾缝、灌缝对岩体坡面防护时,施工前应将缝内冲洗干净,并依缝宽和缝深分别按下列要求施工:

11.2.10.1 岩体节理多而细者,宜用勾缝,砂浆应嵌入缝中,与岩体牢固结合。

11.2.10.2 缝宽较大,宜用砂浆灌缝,体积比可用1:4或1:5,插捣密实,灌满到缝口抹平。

11.2.10.3 缝宽而深,宜用混凝土灌缝,体积比可用1:3:6或1:4:6,震捣密实,灌满至缝口抹平。

11.2.11 坡面护墙防护施工应符合下列要求:

11.2.11.1 坡面应平整、密实、线形顺适。局部有凹陷处,应挖成台阶后用与墙身相同的圬工找平。

11.2.11.2 墙基应坚固可靠,并埋至冰冻线以下0.25m。当地基软弱时,应采取加深或加强措施。

11.2.11.3 墙面及两端面砌筑平顺。墙背与坡面密贴结合。墙顶与边坡间缝隙应封严。局部坡面镶砌时,应切入坡面,表面与周边平顺衔接。

11.2.11.4 砌体石质坚硬。浆砌砌体砂浆和于砌咬扣都必须紧密、错缝,严禁通缝、叠砌、贴砌和浮塞。砌体勾缝应牢固、美观。

11.2.11.5 每隔10~15m宜设一道伸缩缝。应做好伸缩缝和泄水孔。

11.2.12 植物防护的标准规模及检查项目等应按路基设计及环境保护设计规定执行。

11.2.13 工程防护的标准应按下列规定执行:

11.2.13.1 符合施工要求,原始资料齐全。

11.2.13.2 所用各种胶结材料和石质的强度均应达到设计要求,并按交通部现行《公路工程质量检验评定标准》有关规定进行检查。

11.2.13.3 喷层厚度检查:每50m长度内上、中、下部应各任意抽测一处,厚度均不应小于设计的90%。

11.2.13 砌体检查:厚度每100m²检查3处,不应小于设计规定值;顶面高程每50m测平3处,允许偏差±5cm;平面位置每50m检测3处,允许偏差±5cm;坡面平整度用2m直尺任意抽检不大于2cm。

11.3 路基冲刷防护

11.3.1 路基冲刷防护包括坡岸防护、导流构造物防护和其它防护。各种防护都必须加强基础处理和圬工质量,防止水流冲刷和淘空,保证路基稳定。

11.3.2 路基边坡的坡岸防护有干、浆砌片石和混凝土板形式。施工时应符合下列要求:

11.3.2.1 开挖基坑时,应核对地质情况。基础底面必须放置在设计高程上,基础完成后应及时用稳定性材料回填。做好施工原始记录。

11.3.2.2 坡面密实、平整、稳定后,方可铺砌(包括垫层)。铺砌时应自下而上进行,砌块应交错嵌紧,严禁浮塞。砂浆在砌体内必须饱满、密实,不得有悬浆。

11.3.2.3 使用的砂浆或混凝土必须有配合比和强度试验,并按有关规定留够试件。石质强度应符合设计要求。

11.3.2.4 坡岸砌体两端及顶部边坡或岩坡衔接应牢固、平顺、密贴。防止水进入坡岸背面。

11.3.2.5 分段施工时,每隔10~15m宜设一道伸缩缝;基底土质变化处应设沉降缝,并做好伸缩、沉降缝及泄水孔。泄水孔后面,应设置反滤层。

11.3.3 干、浆砌石应满足下列要求:

11.3.3.1 采用片石时,不得大面平铺,石块应彼此交错搭接,不得松动。

11.3.3.2 采用河卵石时,必须长方向垂直于坡面,成横行栽砌牢固。

11.3.4 铺砌混凝土板时应满足下列要求:

11.3.4.1 采用的预制混凝土板,应按设计规格和要求检验合格。

11.3.4.2 采用就地浇筑混凝土板时,宜在混凝土中加入速凝剂,以加快早期强度。并应注意在表面收浆时抹平,做到平整、光滑。

11.3.5 为改变水流方向、调节水流速度,保护路基、导流构造物,一般采用顺坝和丁坝为主要形式。组织施工前应慎重研究施工方案,避免工期过长而引起沿岸农田、村庄和上、下游路基的冲刷。

11.3.6 导流构造物施工时,应周密调查核对坝址情况,如其地质、河道、水文条件在核查时或在施工中发生新的变化,应及时修改设计并报有关部门批准后,方可施工。

11.3.7 导流构造物施工,应按设计要求并符合水工构造物有关规定,严格掌握工程质量标准。

11.3.8 应处理好坝根与相连地层或其它防护设施的嵌接。

11.3.9 梢料防护。为一种临时性的防护措施,宜采用平铺柴束护坡及柴束墙等形式。柴束长度、重量视情况确定,必须使柴束间紧固,保证柴束整体性。

11.3.10 防水林带防护,在沿河路基边坡外河滩地上种植防水林带,能起到河水导流、防浪、减速淤滩和固滩,达到防护河岸使路基稳固的作用。林带平面布置,以多行带状或梅花式为宜,防护河岸路基或防御风浪侵蚀,宜采用横行带状;防护桥头引道路堤,宜采用纵行带状。

11.3.11 综合防护。以工程措施与植物防护相结合,因地制宜的综合治理。

11.4 其他加固工程

11.4.1 石笼防护应按下列要求施工:

11.4.1.1 编笼应采用镀锌铁丝。基脚部分宜用箱形笼。边坡部分宜用圆筒形笼。

11.4.1.2 笼装石块直径应大于笼网孔径。较大石块应装在笼的边部,较小石块可装在中部。

11.4.1.3 石笼基底应大致平整,较小孤石应予清除。

11.4.1.4 安置石笼应作到位置正确、搭叠衔接稳固、紧密,保证其整体作用。

11.4.2 抛石防护应按下列要求施工:

11.4.2.1 所抛石料应选用质地坚硬、耐冻且不易风化崩解。

11.4.2.2 抛石粒径的选择,应与当地水深与流速相适应,其粒径应大于 0.3m ,并小于设计要求抛石厚度的 $1/2$ 。

11.4.2.3 抛石防护除防洪抢险外,应于枯水季节施工。

11.4.2.4 抛石时,宜用不小于计算尺寸的大小不同的石块掺杂抛投,使抛石保持一定的密实度。

11.4.2.5 抛石堆的顶宽、边坡、结构形式及长度,应按设计规定实施。

11.4.2.6 如采用嵌固的抛石防护类型,宜采用打桩嵌固方法,加固效果较好。

11.4.3 干砌边墩(砌石)因其所能承受的侧压力较小,故墙后填石应经过整理堆砌,严禁抛填,并应在地基良好的情况下使用。

砌体宜用 $0.3\text{—}0.5\text{m}$ 以上的块(片)石,干砌边坡表面应平整,并向内倾斜;如遇坚石可挖成台阶。

11.4.4 支垛护脚可用于支撑路堤坡脚或防护路堤坡免受冲刷,应按设计要求施工,当采用干砌片石时,外侧边坡度宜用 $1:1$,当边坡不高且较大的平整石块砌筑时,可为 $1:0.75$ 。

支垛基础应有适当的入土深度,基底应整平或挖成较宽的台阶,石垛应彼此嵌紧。

11.4.5 排桩透水坝,单排的多用于比较顺直的河岸,双排桩则用于河弯的凹岸,后面填以石块或梢料柴束,在排桩上宜附加各种网格建筑物。排桩宜建成非淹没式的。在排桩的后面应堆放石块、种植灌木或隔一定的距离设置一个不透水的丁坝。

11.4.6 码槎可作为透水性护岸建筑物,常建成菱形架或三角架的码槎。

11.4.6.1 菱形架一般用三根等长的角钢、木料、钢筋混凝土或其他材料,在中点捆紧,使其三轴互相垂直,用缆索把各个单元联结起来,两端固定。并按设计要求进行布设。

11.4.6.2 三角架系用钢筋混凝土作成三角锥体支架,填压石料或梢料而成。

当所在河段流速大,河床泥沙颗粒小时,三角架的尺寸应大,填石料或梢料应重。

11.4.7 滞水坝是当透水坝直接修建于河岸的坡脚处,并与河岸平行布置而修筑的构造物,也可用土或石块修建成实体的堤,藉其减速淤沙或将水流挑离河岸,以防护坡岸。

11.4.8 改河工程应通盘安排,按计划步骤在枯水时期施工。一个旱季不能完成的改河工程,应妥善作好防洪措施。

河道开挖应先挖好中段,然后再挖两端。必须经检查确认新河床工程已符合要求时,方可挖通其上游河段。

利用开挖新河道的土石填平河道时,在新河道未通流前,不得堵断旧河道,应保持有适量的流水断面。

通流时,改河上游进口河段的河床纵坡可稍大于设计坡度,不得小于设计坡度。

河床加固设施及导流构造物的施工进度应合理,及时配套完成。

12 公路绿化工程与环境保护

12.1 公路绿化工程

12.1.1 公路两侧边坡、分隔带、弃土堆及用地界以内空地,必须根据道路等级与景观要求,因地制宜种植乔木、灌木、花卉、草皮和绿篱。

12.1.2 公路绿化平面布置应按照设计规定办理。公路行道树只能在边坡以外种植,路肩上不得植树,护坡道上只宜栽种灌木。种植的树种,宜随路段变化。

12.1.3 弯道内侧在设计视距影响范围之内,不得种植影响视线的树木。

12.1.4 高速公路和一级公路,路旁不宜开采砂石材料。必须开采时,应配合景观要求,制定开采规划,并征得施工监理部门的同意。

12.1.5 高速公路和一级公路的服务设施等处所,应按设计要求进行绿化。当设计无规定时,应结合当地地形、景观及建筑美学等,进行规划,予以绿化。

12.1.6 种植的各种植物,应适合公路绿化的原则要求。必须慎重地选择种植土、肥料,认真种植,适度地浇水施肥,确保成活。

12.1.7 公路绿化植物品种的选择,应符合以下原则:

12.1.7.1 具有稳定公路边坡的能力;

12.1.7.2 容易繁殖、移植和管理,能抗御病虫害;

12.1.7.3 适于当地栽种;

12.1.7.4 具有良好的环境和景观效果。

12.2 空气污染的防治

12.2.1 施工和各种临时设施和场地,如堆料场、材料加工厂、混凝土厂等,均宜远离居民区(其距离不宜小于1000m)而且应设于居民区主要风向的下风处。当无法满足时,应采取适当的防尘及消声等环保措施。

12.2.2 粉状材料应采用袋装或其他密封方法运输,不得散装散卸。施工运输道路,宜采取防止尘土飞扬的措施。

12.2.3 消解块状生石灰时,应按12.2.1条的原则,选定消解加工的场地。施工人员应配备劳动保护用品,并采取环境保护措施。

12.2.4 工程施工用的粉末材料,宜存放在室内。当受条件限制在露天堆存时,应采取防止尘埃飞扬和因水流失的措施。

12.2.5 在推行机械化施工的进程中,要尽量减小噪声、废气、废水及尘埃等的污染,以保障人民的健康。

12.2.6 在城镇居民地区施工时,由机械设备和工艺操作所产生的噪声,不得超过当地政府规定标准,否则应采取消声措施。

12.3 防止水、土污染和流失

12.3.1 公路施工所产生的垃圾和废弃物质,如清理场地的表层腐殖土、砍伐的荆棘丛林、工程剩余的废料,应根据各自不同的情况,分别处理,不得任意裸露弃置。

12.3.2 清洗施工机械、设备及工具的废水、废油等有害物质以及生活污水,不得

直接排放于河流、湖泊或其他水域中,也不得倾泻于饮用水源附近的土地上,以防污染水质和土壤。

12.3.3 使用工业废渣填筑公路路基,如废渣中含有可溶性有害物质,可能造成土质、水质污染时,应采取措施,予以处理。

13 路基整修、检查验收及维修

13.1 路基整修

13.1.1 路基工程基本完工后,必须进行全线的竣工测量,包括中线测量、横断面测量及高程测量,以作为竣工验收的依据。

13.1.2 当路基土石方工程基本完工时,应由施工单位会同施工监理人员,按设计文件要求检查路基中线、高程、宽度、边坡坡度和截、排水沟系统。根据检查结果编制整修计划,进行路基及排水系统整修。

13.1.3 土质路基表面的整修,可用机械配合人工切土或补土,并配合压路机械碾压。深路堑边坡整修应按设计要求坡度,自上而下进行削坡整修,不得在边坡上以土贴补。

石质路基边坡,应做到设计要求的边坡比。坡面上的松石、危石应及时清除。

13.1.4 边坡需要加固地段,应预留加固位置和厚度,使完工后的坡面与设计边坡一致。

当路堑边坡受雨水冲刷形成小冲沟时,应将原边坡挖成台阶,分层填补,仔细夯实。如填补的厚度很小(10~20cm),而又非边坡加固地段时,可用种草整修的方法,以种植土来填补,但应顺适、美观、牢靠。

填方边坡受雨水冲刷形成冲沟或坍塌缺口时,应自下而上,分层挖台阶加宽填补夯实,再按设计坡面削坡,弯道内侧路肩边缘,应修建路肩拦水带。

13.1.5 填土经压实后,不得有松散、软弹、翻浆及表面不平整现象。如不合格,必须重新处理。

填石路堤和土石路堤的整修应按照5.4节和5.5节有关规定办理。

13.1.6 土质路基表面做到设计标高后宜用平地机刮平,石质路基表面应用石屑嵌缝紧密,平整,不得有坑槽和松石。

13.1.7 边沟的整修应挂线进行。对各种水沟的纵坡(包括取土坑纵坡)应仔细检查,应使沟底平整,排水畅通,凡不符合设计及规定要求的,应按规定整修。

截水沟、排水沟及边沟的断面、边坡坡度,应按设计要求办理。沟的表面应整齐、光滑。填补的凹坑应拍捶密实。

13.1.8 整修路堤边坡表面时,应将其两侧超填的宽度切除。如遇边坡缺土时,应按13.1.14条的规定办理。

13.2 检查及验收

13.2.1 当每一分项、分部工程完成时,应按批准的设计图纸、设计文件、技术规范的要求,对施工质量进行中间检查。

13.2.2 在路基施工过程中在下列情况或阶段时,应进行中间检查:

13.2.2.1 地基准备工作完成后(清除地面杂草、淤泥等,及在斜坡上完成台阶后);

13.2.2.2 边坡加固前,应对其加固方法、形式、填挖方边坡加固的适用性,以及边坡坡度是否适当进行检查;

13.2.2.3 发现已完的土方工程及竣工后的路基被地面水浸淹(暴雨、洪水等)损坏时;

13.2.2.4 取土坑及弃土堆超过原设计的数量时;

13.2.2.5 遇意外的填土下陷及填挖方的边坡坍塌需增加土方及边坡加固工程数量时;

13.2.2.6 在进行计划以外的附加土方工程(排水沟、截水沟、疏导工程等)时。

13.2.3 遇下列隐蔽工程时,必须按照设计要求和本规范有关规定进行中间检查验收,凡不符合要求的项目不得进行下一工序。

13.2.3.1 路基渗沟回填土以前;

13.2.3.2 填方或挖方地段,按设计规定所做的换土工作完成后;

13.2.3.3 对需采取特殊措施才能保证填方稳定的路基,在地基处理后(如泉水、溶洞、地下水处理后);

13.2.3.4 路基隔离层上填土以前;

13.2.3.5 各类防护加固工程基础开挖后,应检查基底地质、标高、地下水情况。

13.2.4 交工竣工验收时,应对下列项目进行检查、验收;

13.2.4.1 路基的平面位置;

13.2.4.2 路基宽度、标高、横坡和平整度;

13.2.4.3 边坡坡度及边坡加固;

13.2.4.4 边沟和其他排水设施的尺寸及底面纵坡;

13.2.4.5 防护工程的各部尺寸及位置;

13.2.4.6 填土压实度和表面弯沉;

13.2.4.7 取土坑、弃土堆、护坡道、截水沟、渗水井等位置和形式;

13.2.4.8 隐蔽工程记录。

13.2.5 路基工程全部完成时的交工及竣工验收的质量检查评定应遵照《公路工程质量检验评定标准》(以下简称标准)有关规定办理。不符合设计、标准和规范的,应按标准和规定进行整修或处理。

13.3 路基维修

13.3.1 路基工程完工后路面未施工前及公路工程初验后至终验前,路基如有损毁,施工单位应负责维修,并保证路基排水设施完好,及时清除排水设施中淤积物、杂草等。

对较长时间中途停工和暂时不做路面的路基,也应做好排水设施,复工前应对路基各分项工程予以修整。

13.3.2 整修路基表面,应使其无坑槽,并保持规定的路拱,在路堤经雨水冲刷或其他原因发生裂缝沉陷时,应即修补、加固或采取其他措施处理,并查明原因作出记录。

遇路堑边坡坍塌时,应及时清除。

13.3.3 在未经加固的高路堤和路堑边坡上,或在潮湿地区,对路基有害的积雪应及时清除。

13.3.4 当构造物有变形时,应详细查明原因予以修复,并采取相应的稳定措施。

13.3.5 路基工程完成后,每当大雨、连日暴雨或积雪融化后,应控制施工机械和车辆在土质路基上通行。若不可避免时,应将碾压的坑槽中的积水及时排干,整平坑槽,对修复部分重新压实。

13.4 质量标准

(I) 土方路基

13.4.1 路基必须分层填筑压实,表面平整坚实,无软弹和翻浆现象,路拱合适,排水良好,压实度土壤强度和路床的整体强度符合设计要求。

13.4.2 挖方地段遇有树根、洞穴等必须进行处理,上边坡要平整稳定。路床土质强度及压实度必须符合规定。

13.4.3 填方地段应在填土前排除地面积水和其他杂物、草皮、淤泥、腐殖土和冰块并平整压实。路堤边坡应修整密实、直顺、平整稳定、曲线圆滑,填料及路堤的整体强度必须符合设计要求。

13.4.4 取土坑、弃土堆的位置适当、整齐、无水土流失和淤塞河道情况。

13.4.5 土方路基允许偏差见表 13.4.5。

表 13.4.5 土方路基允许偏差

项次	检查项目	允许偏差	
		高速公路、一级公路	其他公路
	路基压实度(%)	不低于第7章及第9章的规定	
1	弯沉(0.01mm)	不大于设计计算值	
2	纵断高程(mm)	10	-20 10 -30
3	中线偏位(mm)	50	100
4	宽度(mm)	不小于设计值	
5	平整度(mm)	20	30
6	横坡(%)	±0.5	±0.5
7	边坡	不陡于设计值	

(II) 石方路基

13.4.6 开炸石方应避免超量爆破,上边坡必须稳定,坡面的松石、危石必须清除干净。

13.4.7 路基表面应整修平整,边线直顺,曲线圆滑。

13.4.8 填方路基表面不得露有直径大于15cm的石块。

13.4.9 石方路基允许偏差见表 13.4.9。

表 13.4.9 石方路基允许偏差

项次	检查项目	允许偏差	
		高速公路、一级公路	其他公路
1	纵断高程(mm)	10 - 30	10 - 50
2	中线偏位(mm)	50	100
3	宽度(mm)	不小于设计值	不小于设计值
4	平整度(mm)	30	50
5	横坡(mm)	±0.5	±0.5
6	边坡	不陡于设计值	不陡于设计值

(III)路肩

13.4.10 路肩必须表面平整密实,不积水。

13.4.11 路肩边缘直顺,曲线圆滑。

13.4.12 路肩允许偏差见表 13.4.21。

表 13.4.21 路肩允许偏差

项次	检查项目	允许偏差
1	压 实 度	不小于设计值
2	平整度 mm { 土路肩 硬路肩	20
3		10
4	宽 度	不小于设计值
	横 坡	±0.5%

(IV)边沟(排水沟、截水沟)

13.4.13 边沟线条应直顺,曲线圆滑,沟底平整,排水通畅。

13.4.14 浆砌片石边沟,砂浆应饱满密实,砂浆配合比符合设计要求。

13.4.14.1 边沟勾缝平顺,缝宽均匀,无脱落现象。

13.4.14.2 边沟断面均匀平整,无凸凹不平现象,沟底无积水现象。

13.4.17 边沟(排水沟)允许偏差见表 13.4.26。

表 13.4.26 边沟(排水沟)允许偏差

项次	检查项目	允许偏差
1	沟底高程(mm)	±50
2	边沟断面尺寸	不小于设计值
3	坡面坡度	不陡于设计值
4	铺砌厚度	不小于设计值(有铺砌时)

(V)倒虹吸通管

3.4.18 涵管的进出水口,所设的竖井,井身应竖直,井底标高应低于虹吸涵底标高。

13.4.19 涵身应密实不漏水,浆砌结构应抹面。

13.4.20 为防止泥砂堵塞虹吸涵管,在逆水口竖井与虹吸道之间,应设网状拦泥栅。与倒虹涵、管进出口连接的沟渠,在一定长度内应进行加固。

附录 A 本规范用词说明

一、为了便于在执行本标准条文时区别对待,对于要求严格程度不同的用词说明如下:

1. 表示很严格,非这样做不可的:

正面词采用“必须”

反面词采用“严禁”

2. 表示严格,在正常情况下,均应这样作的:

正面词采用“应”

反面词采用“不应”或“不得”

3. 表示稍有允许选择,在条件许可时,首先应这样做的:

正面词采用“宜”或“可”

反面词采用“不宜”

二、条文中指明应按其他有关标准执行的写法为“应按……执行”或“应符合……的要求(或规定)”。非必须按指定的标准执行的写法为“可参照……的要求(或规定)”。

附加说明:

主编单位:交通部第一公路工程总公司

参编单位:辽宁省交通厅公路工程局

四川省交通厅公路局

陕西省高等级公路管理局

重庆市交通局

主要起草人名单:丁泽远 杨理准 刘树良 陆士平 何朝福 刘元泉 徐承祖

蒋新生 丁适超 杜泽涵 熊洪泰 任贞良 汪增凯 魏洪

左希光 郑光荣 易延相 李锡三

公路路基施工技术规范条文说明

JTJ033—95

1 总 则

1.0.2 本规范的适用范围为《公路工程技术标准》所界定的具体范围,考虑到规范标准内容较广,其他类型公路也不少(如旅游公路等),故条文规定其他道路可参照执行。

1.0.3 本条是参考国内已建和正在修建的二级以上公路对路基的基本要求而拟定的。出于高速行驶安全的需要,应精心施工,确保路基工程的稳定性和耐久性。

1.0.4 社会的发展,需要提高汽车的行驶速度,特别是一级公路、高速公路行车的速度更高,因此对公路路基的稳固性、均质性、平整性以及不受自然条件影响的要求也较高,如果没有机械作业,是难以满足的。

本条除参照铁路施工规范外,还结合我国当前一级公路、高速公路施工情况,规定推行机械化施工,如先进的碾压设备、平土设备、挖、装、运等设备。但因我国幅员广大,经济发展极不平衡,在经济不发达地区修建三、四级公路时,允许除压实机械必须满足要求之外,其他工序可采用人工施工。

1.0.5 工业废料的品种很多,成分复杂,在使用之前必须进行调査。在满足设计要求、确保工程质量的前提下应充分利用当地材料。在使用工业废料时,必须符合国家有关环境保护的规定。

1.0.6 条文所述的新材料、新技术、新机具和新的检验方法,都有各自的使用条件和使用规定,因此条文作了明确规定。

1.0.7 我国人均耕地少,因此,在路基施工中,应重视土地的节约,保护农田水利设施。在施工中宜有计划地改造荒地或造田。借土宜在高岗的旱地进行,并改造旱地为水田或鱼塘,达到节约土地的目的。

1.0.8 本条是为实施国家环保政策而制订的,路界内的废弃杂物,不得随意弃置,必须妥善处理。界外开采路用材料,亦应有计划进行,不损害景观,不产生水土流失,最大限度地减少植被的破坏,以保护生态环境。

1.0.10 条文所指部颁有关规范,系指材料试验规程、质量检验评定标准、公路工程施工监理办法、公路工程交竣工办法以及各种有关的专项施工技术规范规程。这些规范与规程,均应在施工中遵照执行。

3 施工前的准备

3.1 施工准备

3.1.1 为了让施工单位在进入现场后,尽快熟悉工地情况,更好地领会设计意图,复杂工程可要求设计单位进行设计交底。经现场核对和调查后,如发现工程地质与水文资料与原设计有较大出入时,可要求变更设计。因变更设计可能涉及到质量、工期、

投资三大目标的控制,所以必须按照有关审批程序执行。

3.1.2 施工单位进场后收集了大量第一手资料,为确保路基工程保质保量如期完成,本条文特作此规定,考虑到重要路基施工可能发生变化,需要在施工中加以调整,所以要求施工单位编制施工网络计划。

3.1.3 本条文规定主要是为了从生活物品供应,机械、材料的运输,材料试验,电力供应,施工用水和临时通讯等多方面为路基施工作充分准备。

3.2 施工测量

3.2.1 准确的施工测量是保证路基施工顺利进行和线形质量的关键,所以本条规定路基施工前必须对导线、中线、水准点、纵横断面进行复测,并应符合规定的测量精度。施工时可能有些重要标志桩丢失,更需要复测。

3.2.2 导线复测

3.2.2.1 有些路线的线形主要由导线来控制,根据导线的重要性规定如条文。

3.2.2.2 根据导线的特点规定的,如采用传统的量距办法无法满足导线复测精度和速度,因此规定使用较先进的仪器。

3.2.2.3 导线点自工程开始至完成都应发挥作用,不得因公路施工地形、地貌发生变化而影响使用。

3.2.2.4 为了确保导线精度,参照我国已采用导线定位最大限度的误差而作出。

3.2.2.5 为避免因导线精度不足而引起各施工段交接处路线错位,规定如条文。

3.2.2.6 为便于导线点丢失后准确、迅速地恢复,交点法是固定点的方法之一,实际工作中也可因地制宜、灵活机动地采取其他固定方法。

3.2.3 中线复测

3.2.3.1 从公路初步设计到路基正式开工间隔时间都较长,这期间难免丢失一些中桩,所以本条规定在开工前需全面恢复中桩。固定主要控制桩是为施工过程中恢复中线提供方便。

3.2.3.2 为了防止路中线与结构物中心、相邻施工段中线错位。

3.2.3.3 为了让设计图表比较直观地反映出长(短)链情况,方便计算里程,为竣工验收提供依据。

3.2.4 校对及增设水准基点

3.2.4.1 水准点是施工过程中控制标高的依据,规定闭合差是为防止因水准点误差过大或错误引起路基施工超填超挖或欠填欠挖。

3.2.4.2 从方便施工的角度要求增设临时水准点,尤其是在条文中规定的一些特殊地段增设水准点,既能给施工带来方便,又能提高施工精度。

3.2.4.3 为了保证在施工过程中水准点始终保持一定的精度和密度。

3.2.4.4 为了保证水准点牢固可靠,不会因点位松动、沉陷引起误差。

3.2.5 纵、横断面是施工放样和计算工程量的依据,必须保证准确无误。横断面方向应与路线前进方向垂直,否则将引起较大的施工和工程数量误差。

3.2.6 路基放样

3.2.6.1 在施工现场定出路基施工轮廓可方便施工。

3.2.6.2 为按设计控制好路基边坡的大小,保证边坡的稳定和路基宽度。

3.2.6.3 为防止水准点被人为因素、自然因素破坏,避免工程施工中出现不必要的损失,规定了定期对水准点进行复测。

3.2.6.4 为了给现场施工提供依据,便于质量控制,避免盲目施工。

3.2.6.5 公路的用地范围都是事先与地方政府严格商定的,超范围取土是不允许的,所以必须以节约用地为原则严格按条文办。作为排水用的取土坑,为保证排水畅通,必须按设计要求修整纵坡。

3.2.6.6 这是广泛收集各地施工经验后而制定的。

3.2.6.7 施工现场设立的所有标志都是为路基施工顺利进行服务的,所以应该保护。对于一些原始控制点从开始施工至竣工验收都具有重要作用,更应重视,妥善保护。

3.3 施工前的复查和试验

3.3.1 路基施工时,对路线经过地段的土质及水文地质状况应做到心中有数,以便施工时采取各自适用的措施。对沿线特殊土和特殊地区的既有建筑物的施工方法及现状也应进行调查,作为路基施工的借鉴。

3.3.2 为保证路堤的强度和稳定性,对路堤填料有一定要求,不是任何材料都能用于填筑路堤的。为鉴别路堤填料的适用性,应对拟用于填筑路堤的材料取样试验。

3.3.3 条文中规定了对一般填料的试验项目。对于特殊土(如黄土、软土和膨胀土等)还应根据有关规范补做其他试验项目。

3.3.4 为保证路基施工质量,防止水、土污染而规定。

3.4 场地清理

3.4.1 使用土地必须遵循《土地法》并在路基开工前办妥有关土地征用的手续。

3.4.2 这是根据路基施工特点而制定的,也是保证路基施工顺利进行所必需的。

3.4.3 原地面处理得好坏直接影响到路基的稳定性,故规定如条文。

3.4.4 地面表层的种植土含有各种草根和有机杂质,时间一长容易腐烂引起路基沉陷,所以应清除。清出的种植土要集中堆放作为种植草皮的备用土,表层清理后应根据地质和地下水情况整平压实,达到规定的压实度。

3.5 试验路段

3.5.1 高速公路、一级公路投资大,质量要求高,影响大,特殊地区及采用新工艺、新材料、新技术修筑路基时对工程质量都各有不同的要求,为确保路基施工顺利进行,避免因盲目施工而给工程带来重大损失,在无成功经验借鉴的情况下,需要做试验段找出适合所在地区的路基施工方案。

3.5.2、3.5.3 通过路基试验段获得的有关技术成果管理数据将在全线施工中应用,所以要求试验段的情况在全线具有代表性。

3.5.4 通过试验段施工,如发现设计上不合理的地方,可报请修改设计,使之符合实际情况。

3.5.5 路基试验段完成以后,施工单位必须把各方面的施工记录、试验数据加以

整理写出试验报告,并报有关部门审批。

4 路基施工的一般规定

4.1 基本要求

4.1.1 建成后的路基裸露于自然环境中,受到车辆荷载和水、风、气温等自然因素的反复作用。如施工质量不符合要求,路基的强度、稳定性和使用寿命就会受到影响。

4.1.2 特殊地区由于有各种特殊条件和技术要求,条文要求应按第9章有关规定办理。

4.1.3 大爆破一般用药量大,较正常爆破超炸数量多,易造成边坡失稳,给工程留下后患。

4.1.4 路基施工做到以挖作填,可减少取土坑和弃土堆用地,减少天然植被的破坏和水土流失,并达到节约用地少占农田的目的。

4.2 路基施工排水

4.2.1 路基施工中,如果施工层表面排水不畅或有积水渗入土中,超过土的压实最佳含水量,使填土难以压实,甚至被迫返工。

路堑施工使原来自然地貌和坡度受到了破坏,在施工中除防止上坡方向的水流入外,其本身的汇水面积也相当大。在大雨时,积水量也很大,条文仅作了原则规定:“及时使雨水排走”,但各地条件相差较大,施工中可根据实际情况,酌情处理。

4.2.2 路基的压实度与土的含水量有极其密切的关系,为防止及减少水分进入土中,故规定如条文。

4.2.3 在地下水位较高时,不仅会影响施工,并且影响路基质量,必须采取预防措施。

4.2.4 渗流水对道路的施工和稳定都有极大的影响,甚至造成很大的危害,故规定如条文。

4.2.5 路基施工前,做好排水设施,这对保证路基正常施工,不被水毁是至关重要的。特别是雨季施工,更应把排水系统规划好,使雨水通过排水系统排于路基之外,以确保道路的稳定。排、截水沟挖出的土,应堆在要求的位置使其起挡水作用。

4.3 路基施工取土和弃土

4.3.1 取土坑设计规定有位置时,要根据其地形、土质和施工方法等选用合理的方法取土。为保证所取土的质量和取土后出土坑的利用,条文规定取土坑要有规则的形状及原地表土的处理原则。

4.3.3 当设计未指定取土坑或指定的取土坑贮土量不能满足要求需另寻找土源时,条文作了一般性的规定。

4.3.3.1~4.3.3.3 主要是考虑路基的稳定、取土坑本身的稳定和其本身的排水作用,保护构造物而规定的。施工时应根据条文的规定进行取土,以保证路基的质量。

4.3.3.4 当地面横坡较陡时,在路基上侧设取土坑可以起到截水的作用,对路基稳定有利。

4.3.3.5 桥头引道一般都位于河滩,地势较低,填土较高,在其两侧取土,对引道

的稳定不利,因此桥头两侧不宜设置取土坑。但实在无法解决土源时,考虑在下游一侧取土,其对路堤稳定的影响会小一些,但应注意做好防护工作。

4.3.3.6 为防止影响调治构造物,故规定如条文。

4.3.4 护坡道的作用是保护路堤的稳定,因此护坡道应密实平整、排水通畅,其横坡度视护坡道的宽度而定,但一般宜小于2%。

4.3.5~4.3.6 弃土的原则:一是少占或不占耕地;其次是保证路基的稳定;第三是方便施工,并且经济。

4.4 土方机械化施工

4.4.1.1~4.4.1.5 条文提出了机械化施工时,必须进行的组织、管理、使用和维修方面的要求,以确保充分发挥机械的作用。

4.4.2 综合机械化施工,必须配套,方能保证工程的质量和充分发挥机械的效力,而配套则视工程的内容、工程量大小和不同的工期而定。条文对就地取土填筑、短距离取土填筑、长距离运土填筑和就地弃土或短距离弃土四种不同的情况和使用不同的机械,提出了使用机械的类型。但规格在条文中未予明确,这和施工的土种有关,在施工中可根据实际情况选型定量。

5 填方路堤的施工

5.1 一般规定

5.1.1.1 路基土方工程施工期间,应始终保持场地的良好状态,修建临时排水沟,以确保不受冲刷损坏。

5.1.1.4 条文系指深度在路床范围之外的换填。当深度在路床范围之内时,应按高速公路、一级公路的压实标准压实。

5.1.4.1 条文所列的土均影响路基质量,必须严格控制。

5.1.4.2 该种土透水性很差,干时坚硬,不易挖掘;并具有较大的可塑性、粘结性和膨胀性,毛细现象也很显著。浸水后能较长时间保持水分,因而承载力很小,故不宜作为路堤填料。如取好土确有困难时,可采取在适当含水量时掺外掺剂如石灰等加以拌和提高其强度,以满足设计要求。

5.1.4.3 工业钢渣是较好填料,必要时应破碎,使用时要有良好的级配,最大粒径为30cm。其他工业废料,应按条文规定进行试验,以免造成污染。

5.1.5 原规范对填料无强度要求,本规定系参考国外路基施工的技术文件和《第十八届世界道路会议报告汇编》上册中的文献,并参考国内已做的高等级道路检测的试验值,经路基设计规范和施工规范专家审查会议研究确定。

5.2 土方路堤的填筑

5.2.2 采用分层并按规定的层厚填筑,可得到均匀的压实层。如填层过厚,则填层底部达到压实度要求时,填层顶部必然超强。土方路堤路床顶面一层如太薄,则易起皮剥离,影响路面基层质量。

5.2.3 土质路基如按设计断面尺寸填筑,路基边缘部分无法碾压密实,路基的断面尺寸实际上缩小,稳定性得不到保证。根据各地的实践经验,填土宽度每侧应宽于设

计填层 30~50cm。

5.2.6 自然地面的横坡度陡于 1:5 时,原地面挖成台阶,以保证填土土体的稳定。每级台阶高度可按压实机具一层压实厚度的整倍数,如小型夯击机一层压实厚为 15cm,台阶高度以 30cm 为宜。陡坡地段的半填半挖路基,在山坡自然坡上挖台阶。日本规范规定,高等级公路,为保证道路的均匀性,规定中央分隔带之外,挖方的一侧,不足一幅行车道宽度时,路床深度范围内的原土应予挖除换填,以保证车道内土基的均匀性,以确保半填半挖路基的稳定。在路基设计规范送审稿专家审定时,结合我国当前的情况,修改为一个行车道的宽度,厚度确定为上路床的深度,适当增加土基的均匀性及稳定性。

5.2.8 松虚弃土如不清除,雨后虚土下沉时常将路堤内的土拉沉,路堤顶面开裂。

5.2.9 使用不同土质填筑路堤时,不合理的填筑工艺会引起土质路基出现不均匀沉降、水囊现象和不稳的滑动面,故应按照条文规定施工。

5.2.10 采用水稳性材料填筑河滩路堤,可使其浸泡在水中时仍保持稳定,河槽加宽加深工程和调治构造物,可降低洪水流速,调整流向,使河滩路堤不受冲毁。

5.2.11 填方机械化施工主要机械为:推土机、铲运机、挖掘机、装载机、平地机、压路机、洒水车、自卸汽车等。施工前应先编制机械施工生产组织技术方案、综合机械化方案、流水作业程序等,以指导施工。

5.2.12 挖掘机在公路工程施工中,属于大型筑路机械,调运困难,为了保证挖掘机工作合乎正常施工条件,所以在施工前,必须做好准备及有关辅助工作。

5.3 桥涵及其他构造物处的填筑

5.3.3~5.3.4 桥涵台背及挡墙背填土的质量关系到桥台、挡墙的稳定及行车的舒适与安全,往往由于土质不合要求或回填料压实度不足时,完工后发生沉陷,影响行车的速度、舒适与安全,因此条文对土质、回填时间和桥涵填土范围等分别作了规定。回填土的压实度要求见第 7 章。

5.3.5 按照条文规定同时填土,可减少土的接茬并同时压实,施工较方便,土体均匀。

5.3.6 涵洞缺口填土,在填到顶面之前,两侧对称、均匀分层填筑可防止涵管结构受到偏压力而破坏。

5.3.8 砾石土、砂类土浸水时不膨胀或较少膨胀且较易压实,粘性土浸水时体积膨胀,对挡墙产生侧压力而影响挡墙结构安全。

5.3.9 桥涵缺口比较狭窄,回填料不能使用大型压实机具,为使小型压实机具也能压实到要求的压实度,必须减小填层厚度。

5.4 填石路堤

5.4.2 路堑挖出和隧道爆破产生的石料,要注意其强度和风化程度是否符合要求,条文对此作了具体规定。石料强度是指饱水试件的极限抗压强度。所谓易风化是指该种石料会因短期与水、空气、酸碱盐类接触或受温度(酷暑、严寒冰冻)变化使石料的颜色改变,强度降低(小于 15MPa),次生矿物(石膏等)和裂隙产生。一般泥岩、粘

土岩、泥砾岩、泥质砂岩、泥质页岩、粘土页岩、炭质页岩、云母片岩或千枚岩等属于易于风化的软岩。强风化的软岩是岩体结构已部分破坏的软岩。有些岩石虽不属上述的风化岩,但强度低,碾压易粉碎,不得作为填石路堤填料。

5.4.3 填石路堤的填筑施工方式有倾填(含抛填)和逐层填筑、分层压实两种。倾填又可分为石块从岩面爆破后直接散落在准备填筑的路堤内,和用推土机将爆破后堆置在半路堑上的石块以及用自卸汽车从远处运来的爆破石块推入路堤两种情况。无论是哪一种倾填情况,由于石料是从高处自然落下,石料间难免犬牙交错,空隙较大,故倾填路堤的压实、稳定等问题较多。一级以上公路和铺设高级路面的各级公路均应逐层填筑分层压实以保证路堤的强度和稳定性。为了保证倾填路堤的质量(密实程度和稳定性等)除了应按照本条和 5.4.5 条的规定施工外,还应按照 7.7 节关于填石路堤压实的有关规定办理。

倾填路堤因为是自然落下的石料堆成,其顶面必然是凸凹不平,因此其顶面至路床顶面之间一定范围必须分层填筑、分层压实,使路床下有一定厚度的较密实、均匀受力的传力层,以避免路面产生不均匀沉陷而破坏。

5.4.4 机械施工分层填筑时,每层厚度的规定主要应考虑这个厚度压实时能否达到填石路堤要求的密实程度。条文不超过 1m 的计量值是参考铁道部标准拟定的。对一级以上公路的路基质量要求较高,故定为 0.5m。

5.4.5 倾填前要求用粒径大于 30cm 的硬质石块,对边坡及坡脚进行码砌,且与路堤本身填筑同时进行。码砌厚度,按不同的填石路堤的高度予以规定。这是因为倾填时,石料从高处落下,其边坡必然是松散的,无法夯压密实。施工时,加以码砌,可使边坡密实、稳固。

5.4.6 由于每层填筑厚度较大,故摊铺平整工作必须采用大型推土机进行,而且用人工找平。

5.4.7 缝隙中扫入中石渣、石屑、粗砂,再以压力水(可用水车装水用压力喷嘴将水冲入)将砂冲入下部是根据云南省的填石路堤的施工经验拟定的。

5.4.8 人工摊铺填筑填石路堤时,用大于 25cm 石料和小于 25cm 石料铺筑路堤不同之处,在于前者因石料块径大,空隙大,需用小石块填入空隙并找平后压实,后者石料粒径小,可仅用石屑嵌入空隙找平后压实。

5.4.9 条文所指岩性相差较大,主要是指岩石强度相差较大,例如 5.4.2 条规定易风化的软岩不得用于路堤上部,亦不得用于路堤浸水部分;又如有些挖方段路是爆破石料而有的是天然漂石土、块石土等,这些情况的填料不得混填在一起,应分层或分段填筑。如挖方路段基岩为不同岩种互层,但其强度均符合 5.4.2 条规定的要求时,可按条文后一段的规定办理。

5.4.10 用强风化石料碎屑和极软岩填筑路堤且用重型压路机或夯锤压实时,石料可能被碾压或夯压成碎屑、碎粒,这类石料能否用于填筑路堤应按 5.1 节有关规定检验其 CBR 值符合要求时(根据公路等级和填筑部位对 CBR 值的要求有所不同,见 5.1 节)才准许使用,否则不得使用,目的是保证路堤填筑压实后的浸水整体强度和稳定性符合设计要求。因其与土质路堤类似,故能使用时,应按土质路堤技术要求施工。

5.4.11 填石路堤路床顶部至路床底 30~50cm 范围内用符合路床要求的土填筑,可提高路床面的平整度,使其均匀受力并有利于与路面底层的连结。

5.5 土石路堤

5.5.2 一般情况下,石块强度大于 20MPa 时,就不易被压路机压碎。其粒径不超过压实层厚的 2/3 时,可使压实均匀,并在填筑次层时,不致使上下层石块重叠,避免碾压时不稳定。当所含石块为软质岩或极软岩时,易为压路机压碎,不存在强度较大石块产生的问题,故其粒度可加大如条文规定。

5.5.3 土石路堤中因含土量较多,如采用倾填易使填层超过规定厚度,不易压实。

5.5.4 压实后渗水性差的细粒土如填在路堤两侧,则雨后填筑于路堤中部渗水性好的土吸收的水分无法排除而降低其承载力,甚至路堤中部形成水囊使路面严重破坏。

5.5.5 填料岩性相差较大,主要是指所含石料的强度相差较大。5.5.2 条已规定巨粒土中所含石料强度不同时,要求石料的粘度大小也不同,故宜分层、分段铺筑。如都为硬质石料则不论石料类别如何,可混在一起填筑,如都为软质石料且压实后的渗水性基本相同,可混在一起填筑,如压实后渗水性相差较大,则应按 5.5.4 条的规定办理;如所含石料强度软、硬质都有,分层、分段填筑有困难时,则应按条文后面一段的规定办理,这样可避免 5.5.4 条条文明所论及的缺点。

5.5.6 当石料含量超过 70% 时,即说明混合料中含土量较少,在铺填时不易使每块大粒径石周围都有土粘附,难免有些石块直接互相接触在一起,就不易碾压稳定,故须按条文规定办理,使各大石块之间有小石块、石屑、土粒嵌挤稳定。这样,就容易碾压密实、稳定。如含土量较多时,可按条文后面一段的规定办理。

5.5.7 因填石路堤空隙大,在行车作用之下易产生位移。为使路面稳定,并保持较好的平整度,以利舒适行车,条文规定用符合路床要求的土,使在路床高程范围之内,强度均匀一致,并加强路面结构与填石路堤之间的结合。

5.6 高填方路堤

5.6.3 高填方路堤分层填筑时一定要按路堤高度和边坡度将该层的路堤宽度(包括加宽量)填足。如填到上面才发现路堤填的宽度不够,在边坡补填,则因松土不易与原边坡土结合紧密,而且不好压实。

5.6.5 河滩路堤特别是河滩高填方路堤除承受一般外力和自重外,其淹没部分还要承受水的浮力及渗透动水压力的作用。当水位骤然下降时,主体内部的水向边坡外流出,其渗透动水压力可能破坏路堤边坡稳定性,故路堤浸水部分应采用水稳性较高及渗水性好的填料。其边坡较缓和一点可以避免边坡失稳。

5.6.6 设计边坡外面的地基多是没有挖台阶的,它上面堆填的松散弃土,在大雨后随山坡下滑时,会使设计边坡以内的部分路堤土也被牵引而下滑,而引起路堤顶面开裂。

6 挖方路堑的施工

6.1 一般规定

6.1.1 开挖前的准备工作是施工的主要环节,准备工作做得充分与否,直接影响

工程工期和施工质量 因此提出 6.1.1.1~6.1.1.3 的要求作为施工前提。

6.1.2 挖方路基开挖前做土样试验,可使施工者心中有数,若系好土,可安排以挖作填,若遇特殊情况可预先采取措施。

6.2 土方路堑的开挖

6.2.1.1 表土(种植土或腐殖土)一般在施工时易被混用或废弃,使边坡植草皮或恢复农田种植土增加了困难,因此,规定了收集表土条款。

6.2.1.2 路基开挖的适用材料,用于路堤填筑或者可减少挖方弃土和弃土堆面积,或者可减少填方借土和取土坑面积,但不能混杂。混杂材料造成均匀性差、难于保证路基的压实质量。

6.2.1.3 土质路堑地段的边坡稳定极为重要,如采用不加控制的爆破法施工,易造成路堑边坡失稳,易于坍方,掏洞取土易造成土坍塌伤人。

6.2.1.4 路堑开挖中如遇土质变化,可能需要变更施工方案(如土方变为石方)或边坡坡度(如土类变化),这些变化都可能影响工程造价,故条文规定应报有关人员审批。

6.2.2 开挖路基产出土石材料应用于路堤填筑时,因气候条件(指多雨地区连续降雨或冬季土冻结影响)使挖出的土含水量过大或土块冻结而不能及时用于填筑路堤,条文规定按 10 章路基的冬季施工和雨季施工的有关规定办理。

6.2.3 条文所指的土类与 6.2.4 的不同。换填的目的是为了满足路基强度的要求。

6.2.4 路基开挖如遇到特殊土质(指盐渍土、黄土、膨胀土等)以及易于坍滑的土时,应按第 9 章有关章节的规定施工。

6.2.5 挖方路基的施工标高与路基的设计标高(路线纵断面图上设计标高)不同,前者要考虑在路基挖到设计标高后,路中间还要向下挖路面路槽,同时土方路床范围还要翻松进行压实,以满足表 7.1.1 的规定。压实后路床表面可能下沉,只有将路面基层加厚才可避免,这就造成浪费;另外,挖深不够需要返工重挖。

6.2.6 土方路堑的开挖应根据路堑的长度、深度、开挖机械设备条件和是否要移挖作填等情况采取不同开挖方式,以增加工作效率,加速工程进度,本条以下各款分别列述并规定了各种开挖方式的适用条件和相应的技术要求。

原规范对路基的机械化施工是另列专章叙述并规定其使用技术要求,本规范未列机械化施工专章,机械化施工的使用技术要求分列在各章有关条文内。本条规定了各种土方挖掘施工机械的使用条件和技术要求。

关于边沟与截水沟本条各款的规定是开挖时的具体技术要求,施工时对本条各款的规定均应遵照办理。

6.2.7 本条各款的规定是开挖边沟与截水沟的具体技术要求。

6.2.8.1 路堑施工遇到地下水时,在 4.2.4 条已作了原则规定,施工时应结合施工现场地下水流出的位置是从边坡渗流还是从路基底面涌出,地下水流出的压力和流量大小按照 8.3 节的有关规定采取适当的地下排水设施,将地下水排走,使路基疏干,以满足路基的强度、稳定和耐久性要求。

6.2.8.2 路堑路床顶部以下位于含水量较多的土层时,如土质为细粒土,土中含有高于压实最佳含水量的多余水分,仅靠设置渗沟仍然不易排出,不能达到压实要求,因而路基的强度和稳定都受到严重影响,条文规定应换填水稳性和透水性良好的材料即砂类土材料,这样地下水易于排走,易于达到压实标准。换填深度应满足设计要求,一般不少于0.8~1.0m。

6.2.9 关于弃土处理的原则性技术要求已在第4章作了规定,本条是按原则性规定提出具体的技术要求。

6.2.9.1 有些弃土随便乱堆,以至影响现有公路和施工便道的车辆行驶;有些弃土则堆弃在目前未使用的灌溉渠道,堵塞农田水利设施;有些弃土随意倾入河流,造成水流污染、淤塞或挤压桥孔或涵管口,增加水流速度,改变水流方向,冲刷河岸,这些都是不能允许的,故规定如条文。

6.2.9.4 岩溶地区的漏斗处和暗河口前者多已成为地面水排泄孔道,后者则成为地下水的出口通道,如将弃土堆弃在这些地方,造成地面水和地下水无法排走,影响路基的安全。贴近桥墩、台处弃土将造成桥墩、台承受偏压,桥墩、台的安全受到影响。

6.3 石方的开挖

6.3.7 为确保边坡稳定,靠挖方边坡的两列炮,宜用小型排炮微差爆破,且用松动爆破或减弱松动爆破,药室距设计边坡线的水平距离不小于炮孔间距的1/2,炮眼钻进的倾斜度同设计边坡坡度。如为分幅工作面,路堑中幅标高已下降,靠边坡的开挖石方宽度不大,可考虑用光面爆破,使边坡成型良好,减少刷坡工作量。

6.3.8 预裂孔是使边坡成型良好、减少边坡坍塌、减轻对边坡外建筑物的地震波造成损失等的良好施工工艺,对于岩层产状不佳或边界外建筑较多,或挖方边坡较高等情况,均宜采用。

6.3.3.1 裸露药包法,也称裸炮,这种方法施爆简便,但炸药能量利用率低。凡有条件打眼的,宜用炮眼法,对于五条件使用炮眼法施工的,宜用裸炮施爆。

6.3.3.3 药壶炮(葫芦炮)的爆破效果较炮眼法好,炸药能量利用率较高。但这种炮施工工艺较繁,炮眼钻好后,应进行扩孔(扩药室),爆破物大块径较多,需进行二次爆破。但由于它的效果好,使用群炮,每次爆破量大,所以仍是一种广泛采用的爆破方法。施工中,不仅应注重施爆安全,也应注重扩孔时的安全,要严格控制扩孔用药量和每次扩孔的炮子L数,以免扩子L飞出物损伤人、畜。

由葫芦炮演变成的另一种炮型就是洞室炮,它由竖井底向2~4个方向开挖药室构成。药室顶部距竖井底部中央一般不超过2.0m,竖井深度一般5~8m,单炮用药量比葫芦炮大而比大爆破的最小用药量小得多,一般100~200kg,根据洞深和开炸方量计算。这种炮的竖井和药室一般人工开挖。公路石方施工,一般不宜选用这种炮型,当施工机械(钻孔机械)无法进场,石方开炸量较大,同时岩层风化不很严重,而产状又较有利,能保证挖方边坡稳定时,可考虑采用。采用这种炮型,在靠设计边坡的一列炮孔用药量宜按松动爆破或减弱松动爆破计算,且药室距设计边坡的水平距离不小于最小抵抗线。洞室炮当为群炮时,应根据地形分台阶,并可分排或分段用微差爆破使先起爆的炮为后起爆炮孔创造临空面,以提高爆破效果。

洞室炮竖井填筑,靠药室的 2m 内,应用含水量小或干的松土填筑,并人工踩压密实 2~4m 间则用软塑粘土填筑封固,4m 以上可用各类土填筑并夯实,至顶部 0.5~1.0m,用软塑粘土填筑封闭,一般不宜用石块、瓦砾填筑,以减少飞石数量。特别是在空中有缆线,施爆区外有重要建筑物需保护时,用药量计算应严格控制飞石数量及高度,以免损伤缆线和建筑物。

洞室爆破的安全要求和施爆程序同大爆破。

6.4 深挖路堑的施工

6.4.1 深挖路堑边坡高度的界限是按照《公路路基设计规范》规定的。

6.4.2 深挖路堑因为它的边坡较高,易于坍塌,且工程数量大,常是影响全线按期完工的重点工程。因此施工前详细复查设计文件中的工程地质资料、边坡形式和坡度、工程数量、工期等据以编制施工组织设计,确定配备机械设备类别和劳动力对保证工程质量和按期完成是非常必要的。

6.4.3 过去有些深挖路堑常缺乏工程地质资料或者仅有地表面 1~2m 深的探坑的地质资料,有些资料只根据天然露头确定工程难易等级,这对保证深挖路堑边坡稳定的论证是不够的,因此条文规定对高速公路、一级公路宜进行补探。

补做工程地质勘探并验算后,若高路堑边坡难以稳定将造成长期后患,则应按补做的地质资料进行方案选择。

6.4.4 深挖路堑边坡是否能够稳定,因素很多,最主要的是边坡坡度大小。若坡度小,边坡平缓则易于稳定,否则反之。同时亦与气候有关,因此要求边坡应严格按照设计坡度施工。但遇到土质情况与设计资料不符,例如设计资料注明土质为密实状态,规定边坡坡度为 1:0.75,而挖出后土质实际为较松散状态,坡度至少应为 1:1.5 才能稳定。设计资料与实际情况相差很远,应向有关部门提出修改设计,以保证路堑边坡的稳定。修改的土质挖方边坡坡度,应按表 1 进行。

表 1 土质挖方边坡坡度表

密实程序	边坡高度(m)	
	< 20	20 ~ 30
胶结	1:0.3 ~ 1:0.5	1:0.5 ~ 1:0.75
密实、中密	1:0.5 ~ 1:1.25	1:0.75 ~ 1:1.5
较松	1:1.25 ~ 1:1.75	1:1.5 ~ 1:2.0

注:①高速公路、一级公路应采用较缓的边坡坡度。

②边坡较高,土质比较潮湿地段,或路基开挖之后土壤密实程度容易变松,或因雨水浸易于失稳的土的路段,宜采用较缓的边坡坡度。对于容易失稳的地段,还应根据道路等级、水文等情况,设置必要的防护工程。

6.4.5 实践表明路堑边坡按一定高度设平台与从上至下一面坡相比,虽然设平台的综合坡度与一面坡的坡度相同,但前者边坡较稳定些。此外,分层设有平台还可起到

碎落台作用。机械施工的平台宽度要求 3m 是为了便于推土机施工。

6.4.6 修建平台后的高边坡仍然不能稳定,原因很多,如设计的边坡坡度仍然过陡;大雨后土的含水量大量增加,土的内摩擦角降低,边坡中地下水的影响等。条文中提示了几种边坡加固方法,可视具体情况选用。

6.4.7 边坡上如有地下水渗出则将造成边坡坍塌的后患,应按照 8.3 节的有关规定,修建排水设施,将其排走。

6.4.8 土质单边坡深挖路堑的施工方法与一般高度的单边坡路堑的施工方法基本相同,不过多分几层施工就行了。

6.4.9 土质双边坡深挖路堑的施工方法与一般高度的双边坡路堑的施工方法基本相同,也是多分几层施工就行了。

6.4.10 土质深挖路堑施工,靠边坡 3m 以内禁止采用炸药爆破。当土质紧密,为加快施工进度在距边坡 3m 以外准备采用爆破法施工时,必须按照条文规定进行缜密设计,以免炸药量过多,爆破时将边坡上的土炸松,使边坡不能稳定,造成后患。过去国内外在这方面的教训是不不少的,故规定如条文。

6.4.11 大爆破适用的条件在 6.3.14 条中已有详细规定,若不符合该条规定的条件,盲目使用,则不仅是边坡超炸,增加成本,而且使边坡被炸松,长期不能稳定,后患无穷。

6.4.12 单边坡石质深挖路堑已有一面临空,为了使爆破后的石块较小,便于推土机清方,绝对不能采用松动爆破、减弱松动爆破或药室爆破。前两种爆破方法虽然能节约一点炸药,但爆破后石块太大。有些大石块还要重新钻眼爆破将石块解小,或需人工以撬棍将大石块慢慢移走,无法使用机械施工,施工进度太慢。药室爆破虽然一次爆破方量较大,但可能将边坡炸松,而且构建药室时都是人工操作,花费时间多。正确的施工方法应如条文所述。其原则是打炮眼尽量使用机械,爆破后使石块小一点,便于机械清除。最后一排炮眼靠近边坡时,应采用光面爆破设计施工,详情见有关专著。

6.4.13 双边坡石质深挖路堑的施工较单边坡的困难些,首先需在横断面中部开辟一条较宽的纵向通道,以便爆破后的石料运走,同时成为两侧未炸石方的临空面,然后分别按 6.3 节提示的方法作业。

7 路基压实

7.1 一般规定

7.1.1 表 7.1.1 土质路基压实度标准是在广泛征求全国各地有关公路施工、设计、科研的专家意见基础上编拟的,为了适应公路交通运输的发展并符合《公路工程技术标准》有关公路等级的规定,本表与原《公路路基施工技术规范》(以下简称原规范)的路基压实度表作了下列修订:

1. 引入路床概念,并将路床分为上、下路床,原规范的路槽底面改为路床顶面。
2. 压实度一栏规定为高速公路、一级公路和二级及二级以下公路两级分栏分别规定压实度标准。二级公路如修建高级路面时,其压实度应按高一档次的规定是因为高级路面使用期限较长,设计汽车交通量较大,为避免路面因路基问题而过早破坏,故将

路基压实度提高一档。

3. 深度范围从原规范的 0~80cm 和 >80cm 两级改为 0~80cm、80~150cm 和 >150cm 三级。

4. 修订的规范以重型击实试验法为压实度标准。只有对于铺筑中级或低级路面的三、四级公路,以及某些特殊土达不到重型击实法的压实度标准的情况时,才允许采用轻型击实试验法作为压实度标准。

5. 特殊干旱地区的压实度标准允许降低 2—3 个百分点是因为特殊干旱地区雨水较少,地下水位也较低,压实度稍有降低不致影响路基的坚固、稳定和耐久性能。而且因为水量稀少,天然土的含水量大大低于土的压实最佳含水量,要加水到最佳含水量并压实到表 7.1.1 的规定确有困难。

特殊干旱地区的界定,原规范未规定,《铁路路基施工规范》规定年平均降水量小于 400mm 地区,压实度可降低 5 个百分点。因铁路路基填方压实度要求较公路低,400mm 的界定用于公路似太宽松。现以相当于潮湿系数 ≤ 0.25 ,即年平均降水量 $\leq 150\text{mm}$ 地区划为特殊干旱地区。

6. 当平均年降雨量超过 1000mm,潮湿系数大于 2 的地区称为潮湿地区。这类地区的天然含水量如超过土的压实最佳含水量 5 个百分点时,要压实达到本表的标准极为困难。参照交通部公路科学研究所的科研成果,在 9.7.4 条提出了压实这类土路堤的技术要求,规定如注⑤,即按 9.7 节规定办理。

7. 检查压实度取土样深度,原规范无规定,对灌水(水袋)、灌砂法和环刀法取样作了规定,取样原则是使试验结果都为检验压实层的底面至顶面压实度的平均值。

7.1.2 为了避免影响路基工程施工进度,故规定路基土的压实最佳含水量及最大干密度至少应在路基填筑前半个月取土样试验确定。土的工程分类应按 $M_0101-93$ 的规定划分,每种土取样时应具有代表性,至少应取样一组,每组土样个数应按照试验规程确定。

7.1.3 核子仪的精度不如灌砂法等 4 种典型方法,但核子仪检验速度快,检验结果的重复性较高,国内已有几条高速公路使用,故条文规定可以使用核子仪。

新买的或使用半年以上的核子仪,应先进行标定以保证核子仪的可靠性,然后将标定过的核子仪与灌砂法在工地进行对比试验。

标定试验是用核子仪测定已知的各种不同密度和不同含水量的均匀土样,用重型击实法制成不同的 10 个试件(试件大小应满足核子仪试验的要求),用称重法测定其密度,用烘干法测定其含水量。再用核子仪分别测定不同土样的不同密度和不同含水量试件的核子计数的平均值,以之作为纵坐标,与用称重和烘干法测得的密度和含水量作为横坐标,建立密度和含水量两张标定曲线图。

在工地使用核子仪之前,应再用灌砂法与核子仪做不少于 10 组的对比试验。再按数理统计法找出二种试验结果的相关性和关系式,即可将核子仪的试验结果换算为灌砂法相应试验值。

各种核子仪的具体使用方法和注意事项应按照仪器说明书办理。

7.1.4 如某一压实层不合格即填筑其上一层,则路堤的整体强度、稳定性和耐久

性均将受到影响,此时再进行返工处理,则费时、耗资、误事。

7.1.5 填石路堤(包括分层填筑和倾填爆破石块的)不能用土质路基的压实度来判定路基的密实程度。其判定方法目前国内外各种规范尚无统一规定。原规范只提出填石路堤应逐层水平填筑,不必夯压。城市道路路基工程施工及验收规范规定,填石路堤须用重型压路机或振动压路机分层碾压,表面不得有波浪、松动等现象,路床顶的压实度标准是12~15t压路机的碾压轮迹深度不应大于5mm。

国外填石路堤有采用在振动压路机的驾驶台上装设的压实计反映的计数值来判断是否达到要求的紧密程度。但无定量值的规定,且只限于设有此种装置的压路机。

铁路路基施工规范规定有两种方法来判定:一种是达到以铁锹锄挖困难,用撬棍方能使之松动的紧密状态;另一种是用地基系数 K_30 (kg/cm^3)或土基强度 $[R]$ (MPa)来判定,后一种判定方法较为复杂麻烦,公路上参照采用时,定量值不好确定。

本规范条文参考城市道路的方法,但将碾压后轮迹改为零作为密实状态的判定。这是因为石块本身是不能压缩的,只要石块之间大部分缝隙已紧密靠拢,则重型压路机通行碾压时,路堤应可达到稳定,不再有下沉轮迹。故可判为密实状态。

7.1.6 路基压实的最终目的是要求其路床顶面检验时的路基整体强度——回弹模量或弯沉值达到铺筑路面垫层或底基层的要求。因为测验回弹模量的操作比较复杂,费时较多,故条文规定土质路基顶面完成后应进行弯沉检验。弯沉值与土基回弹模量之间的相关关系应按路面设计规范规定的公式换算,当无规定时可参考下列回归方程换算:

$$l_0 = 9308 E_0^{-0.938}$$

式中: E_0 ——基回弹模量(MPa);

l_0 ——路床顶面实测弯沉值,以黄河牌JN150型试验车测试值($\frac{1}{100}$ mm)为准。

注意:若弯沉检验时不是不利季节,应先将以弯沉值换算的土基回弹模量值乘以季节影响系数换算为不利季节的土基回弹模量值。

7.1.7 填石及土石路堤一般不作弯沉值和回弹模量检验,特别是前者。因为弯沉检验所需时间很短,经过密实程度检验过的填石及土石路堤表面来不及产生回弹反应。所测弯沉值都很小,肯定会满足设计要求。

7.1.8 路基顶面的弯沉值是反映路基上部分的整体强度,而压实度则是反映路基每一压实层的紧密程度,只有使每一压实层的紧密程度都符合规定,才能使路基的整体强度、稳定性和耐久性满足要求,因此,条文规定压实度和弯沉值均应满足要求。

7.2 填方地段基底的压实

7.2.1 路堤基底的天然密实度小于条文的规定时,应进行压实,这样可避免路堤建筑在松软的基底上,加强路基的坚固、稳定和耐久性。

7.3 压实机械的要求与选择

7.3.1 国产路基压实机具不仅在数量方面而且在性能质量方面均已能满足公路路基压实的需要,为了保证路基压实度的要求和施工安全,故条文规定应采用机械压

实。

近年来压实机械发展较快,类型也多,通常可分为静碾型、振动型和夯实型,各有其适用的场合。因此,压实机械的选择应根据条文所述有关因素,综合考虑确定。

7.3.2 表 7.3.2 各种土质适宜的碾压机械是综合参考各种文献拟定的。

7.4 填方路堤的压实

7.4.1 实践早已证明,在土的压实最佳含水量时进行压实,不仅可以减少压实功率,而且压实后的土的渗水率将是最小的,土的密实程度将是最高的,因而路基将是最坚固、稳定、耐久的。但是要严格在土的压实最佳含水量时进行碾压,实际上几乎是办不到的,因此条文规定应在接近该种土的压实最佳含水量时压实。接近的幅度范围与被压实土的类别和要求的压实度大小有关。一般在压实度要求相同时,砂类土比细粒土的幅度范围大些;在同一种土质要求的压实度小比要求的压实度大时的幅度范围大些。幅度范围的具体值可按 3.3 节作出该种土压实最佳含水量曲线,然后按照要求的压实度计算所需干密度,在曲线图的竖坐标上按要求的干密度处画一横线,此线与曲线相交的两点间的含水量值即要求的幅度范围。

7.4.2 本条提示的对土采用人工加水时所需水量的计算公式,是一个理论公式,实际加水时若先一天洒浇在取土坑中,经过一夜时间,运到路堤上后再经平地机或推土机摊开,土中水分必然有些蒸发损耗。因此实际加水量应补足蒸发损耗的水量。用水车将水运到路堤上后,再将水浇洒在土中,水分不易均匀,土的表层会嫌水分多,而土的下层因水分难以及时渗透下去,会嫌水分不足,所以必须用拌和设备拌和均匀。较好的办法,仍然是先一天浇洒在取土坑中。

7.4.3 各种压实机具压实不同土质的适宜厚度,一般规律是以同样的压实机械压实同样的土类时,土的实际含水量越接近压实最佳含水量及要求的压实度越小时,能压实达到要求的土层越厚或所需压实遍数越少,否则反之。土的实际含水量相同且压实度要求相同,则压实机械工作质量越大或机具性能的压实功率越大,能压实达到要求的土层越厚或所需压实遍数越少,否则反之。其他条件均相同则压实砂类土比压实细粒土能压实达到要求的土层越厚或所需压实遍数越少。

各种压实机具压实不同土类的适宜厚度的所需压实遍数的具体数字应按照条文规定在 3.5 节所作试验路段的试验结果确定。

一级以上公路路基压实度标准要求较高,而且要求有很好的均匀性,为保证压实质量,在 5.2.2 条规定压实松铺土的厚度不应大于 30cm。

7.4.5.1 对填土层的松铺厚度和平整度进行检查,可提高正式压实时的压实效果、均匀性和经济效益,避免松铺过厚,按照规定压实遍数压过以后,仍达不到要求的压实度,要重新补压,甚至要更换更重型或压实功率更大的压实机具才能压实到要求的压实度。填土层表面的平整度太差会影响压实的均匀性。

7.4.5.2 用光轮压路机或振动压路机若压实遍数超过 10 遍,还不能达到要求的压实度,则继续增加碾压遍数,使填土增加其干密度的效果很小,经济效益差不如减少填土层厚合算。

7.4.5.3 同样工作质量下,振动压路机比光轮静碾压路机的压实有效深度要大

1.5~2.5倍。一级以上公路的压实标准要求比其他公路高,故前者宜采用压实效果较高的振动压路机。轮胎压路机的工作质量有达35~50t的,而光轮静碾压路机工作质量最大的目前为18~21t(空后轮为18t,充砂时为21t),此外轮胎压路机能使表面高低不平部分都能得到均匀压实;由于轮胎的弹性产生的揉压作用,使土料在各个方向产生位移,形成均匀而密实的表面结构;由于轮胎的切向力很小,可获得密实的表面而无裂纹;轮胎与土料接触面较宽,承受压实力的作用亦较长,压实力影响的深度亦较大,故压实度要求高的路基采用重型轮胎压路机比光轮静碾压路机效果好。

采用振动压路机碾压时,第一遍不振动预压可使填土表面平整度较好,其次是填土经过预压后,振动压实的效果比未预压的效果好。

7.4.5.4 压路机行驶速度过慢则影响压实工作的劳动生产率;行驶过快,则因压轮对土的接触点停留时间过短,压实效果较差。一般当铺土层厚度不变时,传递至填土的能量与碾压遍数及压路机行驶速度成比例,当压路机行驶速度加倍时,碾压遍数也要加倍。然而压路机有一个最佳适宜的速度,一般光轮静碾压路机为2~5km/h,振动压路机为3~6km/h,条文按平均值采用4km/h,此值是上限,对压实度要求高的土,铺层厚的土和难于压实的土,压路机行驶速度应再降低。

先压两侧后压中间的理由是:因中间未压是松散的,先压两侧不致使土向边坡方向推移;后压中间时受到两侧紧密土的侧限而易于压实。根据土基上的荷载应力分布图,荷载轮廓外缘下面分布的应力比荷载中心的应力小,为了保证横向接缝和纵向接缝之间的压实度都符合要求,故条文规定应重叠压实。重叠的定量值原规范规定为15~20cm,城市道路路基施工规范只规定压路机碾压要求重叠,未规定重叠多少;用夯锤夯实时,则规定夯击面积要重叠 $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{3}$ 。

使用夯锤压实土质路基时,按照条文规定进行可使夯压顺利进行,且能保持夯实度要求。因为夯锤的压实功率大,首遍夯锤落下时,将使地面降低10~20cm,次锤夯位如照某些规范重叠,则夯锤下落时偏歪,夯击效果不好。由于夯锤下落至填土上时,填土除受到竖向压力外,土受到挤压还会产生侧向压力,又因次遍夯击的位置落在首遍夯位缝隙上,实践证明,缝隙处下的压实度与夯锤中心处的压实度基本相同。

7.5 路堑路基的压实

7.5.1 零填路基是指路基设计高程(二级以下其他公路指路肩外缘的设计高程;高速公路、一级公路指中央分隔带外侧边缘的设计高程)与原地面高程之差为零(或接近零)即填挖为零的地段。从路基设计高程至路床表面还要挖去一个路面总厚度的土方。故将零填路基列入路堑一行中。条文规定路堑或零填路基的路床土质不好时,应换填好土,并压实到符合表7.1.1的要求,换填超过30cm时,条文规定按90%的压实标准,旨在保证路基强度符合设计要求。

7.6 桥涵及其他构造物处填土的压实

7.6.1 条文所指各处的填土均属于范围狭窄处的填土,其压实工作不能采用大型压实机具,只能采用小型压实机具。这类机具的压实功率较小,为使填土能用小型压实

机具压实到要求的压实度标准,应尽量减小压实层厚度,故规定每一压实层松铺厚度不宜超过 20cm,并提高检查频率,以确保填土的工作质量,避免填土沉降。

条文规定应两侧对称或同时进行,旨在防止发生偏压力而使结构发生破坏。

7.6.3 涵洞两侧、桥台背后,因地位狭窄只能使用小型压路机具,但为了使全路压实均匀,路堤路面施工后不发生不均匀沉陷,故将高速公路、一级公路的压实度标准规定从底到顶均为 95%。其他公路的压实度标准不应小于 93% 的规定办理,以确保不因密实不足而产生错台,影响行车速度和安全。

7.7 填石路堤的压实

7.7.1 碾压之前用大型推土机摊铺平整,使石块之间无明显高差台阶才便于压路机行驶碾压,或使夯锤下坠到地面时,受力基本均匀,不致使夯锤倾倒。

7.7.2 条文的填石路堤包括各种等级的公路。原规范第 6.1.0 条“填石路堤应逐层水平填筑,不必夯压”的规定不妥。因为填石路堤上面铺砌有路面,要承受行车荷载。高速行驶时的振动,可迫使未经压实的石块移位、下沉,而使路面破坏。

填石路堤填料石块本身是密实而不能压缩的,压实工作是使各石块之间松散接触状变为紧密咬合状态。由于石块粒径较大,质量较大,必须用自重较大的重型振动压路机碾压或重锤夯击或 25t 以上轮胎压路机碾压才能压实到上述的紧密状态。用振动压路机或夯锤压实能在压实时产生振动力或冲击力,可使石块产生瞬时振动而向紧密咬合状态移位,静载光轮压路机则很难产生这种功效。

当缺乏上述两种压实机具,只能采用静载光轮压路机或轮胎压路机压实时,应减少每层填筑厚度和石料粒径。此时适宜的压实层厚度和粒径应通过试验确定。

7.7.3 夯击压实时重锤下落后不再下沉而发生弹跳现象是根据有关文献介绍的经验拟定的,它的原理如同锤击沉桩一样。当桩遇到的阻力小时,每一次锤击,桩必然下沉。如桩遇到障碍或桩尖和桩侧的抗力增加,桩不再下沉时,桩锤必然会发生弹跳现象。

7.8 土石路堤的压实

7.8.1 土石路堤的填料主要来源于天然巨粒土即其中粒径大于 200mm 的颗粒超过总质量的 50% 的漂石土、块石土。当混合料中巨粒土含量多于 70% 时,其压实作业接近于填石路堤,宜按 7.7.1 和 7.7.2 条的规定进行。当混合料中巨粒土的含量低于 50% 时,其压实作业接近于填土路堤,宜按 7.4.5.3 款和 7.4.5.4 款进行。

7.8.2 土石混填路堤的压实度检验方法条文揭示了灌砂法或水袋法及按 7.1.5 条规定的方法两种。前者适用于巨石含量较少时,后者适用巨石含量较多,用前法检验有困难时。

7.9 高填方路堤的压实

7.9.1 高填方路堤的基底承受路堤土本身的荷载很大,一般应进行路堤稳定性验算和对基底土的承压强度值的检查。如对原土进行常规压实仍不能满足稳定验算要求时,应按照 9.3 节的规定进行地基改善加固处理。

7.9.2 公路高填方路堤在平原区比较少见,多见于半填半挖的陡峻山坡旁或路线

跨越深谷时,大型压实机具常不能进入现场压实。故条文规定当地狭窄时,宜采用小型手扶式振动压路机或手扶振动夯进行。

7.9.3 高填方路堤分层压实的松铺厚度与一般填方路堤相同,也应根据填筑材料类别和压实机具性能按照7.4.5条的要求通过试验确定。

8 路基排水

8.1 一般规定

8.1.1.1 水是形成路基病害的主要因素之一,路基强度和稳定性同水的关系十分密切,条文对路基施工的排水工程作了原则性规定。

危害路基的水有地面水和地下水两类,因此路基排水工程分为地面排水和地下水。

8.1.1.2 在路基施工前期的准备工作阶段,根据路基排水设计,进行一次实地核对和考察,可确保全线在施工全过程中能形成完整的排水系统。

8.1.1.4 路基排水工程首先施工桥梁涵洞及路基施工场地范围以外的地面水和地下水排水设施,应使地基和填土料不受水浸害,保证路基工程质量和进度。

8.1.2 施工场地的临时排水设施与路基永久性排水设施相结合可减少临时工程费用。

8.1.3.1~8.1.3.4 所提出的质量要求系原则规定,具体规定在各类排水设施中分别提出。详见13章。

8.2 地面水的排除

8.2.1.1 依据原规范第3.2.2条编写。在矮路堤地段的边沟深度不得小于0.3m,并应采取加固措施。

8.2.1.2 依据原规范第3.2.7条编写。边沟出水口的间距与雨量、地形等因素有关,一般雨量稀少地区和靠近山脊的道路出水口可以少设,其间距可以加大,对多雨地区及沿溪道路出水口应多设,间距须减小。

8.2.1.3 依据原规范第3.2.9条编写,但原规范只强调了曲线内侧边沟,根据有些资料介绍,曲线外侧也应按常规加深,故对此作了补充规定。

8.2.2.1 依据原规范第3.2.11条编写。但原规范规定了在无弃土堆时,如土质良好,堑坡不高,将得不到截水的效果,而且会使截水沟变成为边坡坍塌的顶部边线,反而带来严重不良后果,这种现象在我国西南地区及南方山区发生较多。故截水沟断面一定按设计施工,不能太小。

根据调查反映,在可能条件下,沟渠应尽量进行加固,因经过加固的沟渠,冲刷渗漏明显减少,淤塞后的清理疏通工作也很容易。但加固后的截水沟在山坡上方一侧的砌石与山坡土连接处应进行严密夯实和处理,以防顺山坡下来的水不流入截水沟而从砌石的背后渗入影响山坡稳定。

8.2.3.1~8.2.3.2 排水沟的位置可根据需要结合当地地形等条件而定,离路基要尽可能远一些,避免水溢流到路基上。在平面上要力求直捷,需拐弯时要做成弧形,尽量圆顺,使排水顺畅,排水沟连续长度不宜过长,以免流量增加而漫溢。

8.2.4.1 跌水与急流槽要抵御流速大的水流冲刷,需用浆砌片石或浆砌混凝土块砌筑。跌水台阶的作用在于消能,宜利用地形少挖土和不填土。

8.2.4.2 急流槽主体部分纵坡依地形而定,可减少挖填土方,加强砌石工程稳定。

8.2.5.2 纵坡小的弯道超高的路段,路面水都向内侧汇流,故拦水缘石只设在内侧,在纵坡较大的弯道超高路段,路面水可能沿纵向两侧漫流,故两侧均宜设置拦水缘石。纵坡大小的界限与超高大小有关,一般为1%~2%。

8.2.6 平原地区排水较为困难,挖成取土坑后,其底部较原地面低,排水更为困难了。以取土坑作为蒸发池,在雨水较少地区是一个较好的选择。本条和以下各款规定了设置蒸发池的技术要求。

8.3 地下水的排除

8.3.1.1 沟底如不埋入不透水层内,则沟底以下含水层来的地下水不能被截走,仍将渗入路基内。寒冷地区的排水沟不应用明沟截排地下水,以免在天寒时,水冻结在沟内,失去排水作用。

8.3.1.2 排水沟或暗沟设置沉降和伸缩缝,可使不均匀沉降或伸缩裂缝限制在设缝处,而缝中填塞有沥青麻絮或沥青木板或土工合成材料弹性物,不致漏水。

8.3.2.1 渗沟可埋设于路基边沟下面或横过路基。若流量较大,可在填石中或在路基边坡表面上设置水管、孔洞,均称为渗沟。为使填石渗沟发挥效用,故规定如条文。

8.3.2.3 管式渗沟的地下水流量,越往下游越大。为避免渗管容纳不了,应设管分流,或将全部渗管直径加大。

8.3.2.4 石盖板厚度可按板顶荷载和石料强度计算确定,但不宜小于15cm。

8.3.2.8 渗沟顶部设封闭层的目的是防止泥沙侵入反滤层和防止地面水进入渗沟。

8.3.2.9 为了保持渗沟的效果良好,防止淤塞,做好反滤层是主要关键。因此施工时应按设计要求,选择排水填充料及各层反滤层材料,并筛洗干净。反滤层的一般做法是先铺碎石,然后铺砾石,再在上面铺砂,同一层中粒径要求均匀。

8.3.2.10 渗沟基底埋入不透水层的理由见8.3.1.1的说明。

8.3.2.11 渗沟自下游向上游开挖,可使开挖后的沟槽立即做成渗沟,地下水可以从渗沟中排走。

8.3.3.2 渗井的排水填充料和反滤层的施工方法,通常用铁皮套筒分隔,填入不同粒径的材料,随着填料的增高再逐段拔出铁皮套筒。

由于排水渗井易于淤塞,造价较高,一般不常选用。

8.3.4.1~8.3.4.3 渗池与暗管配合排除地下水,分两种情况,如所在地区不产砂石料则用暗管排水,如所在地区盛产砂石料,可用渗沟代替暗管,但四周必须做好反滤层和隔水层,以免年久淤塞和渗水。渗沟的纵坡不应小于1%。

暗管或渗沟出口应防止水流冻结和冲刷,暗管(渗沟)的最末一段纵坡应适当加大以利排水,在冰冻地区,出水口要采取保温措施或开挖纵坡大于10%的排水沟以防水流冻结。

为避免暗管漏水、漏气,管头须用沥青麻絮、水泥砂浆及土工合成等材料封闭。

8.3.5.1 用土工织物做排水隔离层是一种新材料,施工时应注意:在土工织物铺设前应进行场地准备,最好选择在旱季,地下水位降低时,在原土地面(或设置隔离层的部位)进行平整(包括伐树、挖根及清草皮)并经充分碾压构成既定的横坡度。

土工织物铺设后应适当拉平,并保持一定松弛度,随之用木桩或石块固定,在填料铺筑前严禁车辆在土工织物上通行。

在隔离层上填筑路基时应先从中间向两侧卸料填筑。

8.3.5.3 渗沟排水层反滤层填料用土工织物的包裹方法是:先将土工织物立放于已挖成形的沟之两侧,再将填料填在两侧土工织物的中间,最后将土工布的余高折叠成封盖,其上填粘土夯实或浆砌片石。

8.3.6 一般地区和寒冷地区承压水的排除(包括冻结沟、保温沟等设施)。

8.3.6.1 一般地区冒出浅承压水如不先消能使之成为无压水,则会四处漫流,不能引入沟渠排走,故规定如条文。

8.3.6.3 在寒冷地区的地下水排水设施如因地形等条件所限,未能埋设于冻结深度以下时,上层填土可填炉渣或泥炭覆盖保温。

8.3.6.4 保温沟的保温材料有树枝、秫秸、锯末、炉渣、泥炭、青苔等,其覆盖厚度应通过热工计算确定。

8.3.6.5 冻结沟须在秋末开挖,于冬季封冻之前完成,当地表径流较大时,冻结沟须设不小于1%的纵坡以便在雨季排除地面水。

8.3.7 特殊气候地区积聚水的排除:

8.3.7.2 砂桩的成孔可用机械或人工,也可用打桩法将桩打入土中后拔出,再在孔眼中填满砂料。

8.4 高速公路、一级公路的路基排水

8.4.3 高速公路和一级公路行车速度高,交通量大,而且封闭交通进行维修有相当的难度,为使路面水不冲毁边坡、中断交通,条文规定在边坡防冲刷无保证的条件下,不宜用散排地表水的方式排水。一般情况下,宜采用拦水缘石配合簸箕口、急流槽等形式排除地表水。

9 特殊地区的路基施工

9.1 水稻田地区路基施工

9.1.1 水稻田排水疏干是十分重要的工序,尤其是在我国南方修筑公路更应重视水稻田排水疏干工作,有了干燥的原地面,才能对原地面进行技术处理。

9.1.2 水稻田地区路基施工特别是填方路基施工对原地面进行处理的目的是提高基底强度。土质较好,含水量适度,翻松压实,达标即可;淤泥应换填,过分潮湿土应掺固化剂、生石灰、粉煤灰以吸收多余水分达到压实的目的。

9.1.6 浆砌截水沟、边沟连通,可防止地面水流入或浸入路堑冲刷边坡。浆砌加大边沟可作为田路分离的重要标志。

9.2 河、塘、湖、海地区路基施工

9.2.1 本条是按照河、塘、湖、海地区路基特点拟定的。

河、塘、湖、海的路堤,多受水浸,其特点是:

(1)浸水路堤除承受普通路堤所承受的外力和自重外,还要承受水的浮力和渗透动水压力的作用。因此浸水部分路堤,应选用水稳性好的材料,分层填筑,分层压实,分层厚度不大于30cm,松厚,压实度应符合设计要求,当设计无规定时,应符合表7.1.1的规定。渗透动水压力 D 作用于浸润线以下土体的重心,平行于水力降坡 I ,作用力

$$D = I \cdot \Omega \beta \cdot \rho$$

式中 I ——渗透水力降坡;

Ω ——浸润曲线与滑动面之间的土体面积 m^2 ;

ρ ——水密度。

土的渗透性具有高度的不均匀性和各向异性性质。见表2。必须按设计要求挑选填料和控制压实标准。

表2 土的渗透性分类

透水程序 (cm/s)	渗透性				
	高	中	低	极低	实际不透水
渗透系数 k	$> 10^{-1}$	$10^{-1} \sim 10^{-3}$	$10^{-3} \sim 10^{-5}$	$10^{-5} \sim 10^{-7}$	$< 10^{-7}$

例如干净砾石 k 值可达 30cm/s , 纯粘土则小于 10^{-9}cm/s , 中等透水性的土(如亚砂土、亚粘土等)在水位骤降时,对边坡稳定性影响较大。

(2)软弱地基或土基,应慎重处理,处理不当,则路基易出现沉陷和失稳,例如一般的固结快剪试验,对于 $\omega = 60\%$ 的淤泥,软土内聚力 $c = 0.07\text{MPa}$, 对于 $\omega = 45\%$ 的淤泥质土 $c = 0.13\text{MPa}$, 假定安全系数为 1.3, 填土极限高度内摩擦角 $\phi = 0$, 根据地基强度公式

$$h_1 = \frac{(\pi + 2)c}{\rho_1} \text{ 取 } \rho_1 = 2 \times 10^3 \text{ kg/m}^3 \text{ 则:}$$

极限填土高度分别为 1.4m 和 2.6m, 超过此限值,路基即将出现异常现象。

(3)边坡和堤脚易受水流的冲刷和冲淘,必须按设计要求采取预防措施。浸水路堤边坡稳定性当设计无规定时通常可采用条分法验算。

抗滑力矩

$$M_{抗} = [fc \sum_1^c Q_c \cos a_L + fb \sum_1^B (Q_C + Q_B) \cos a_B + \sum_1^c (C_C L_C) \sum_1^B (C_B L_B)] R$$

滑动力矩

$$M_{滑} = [\sum_1^c Q_c \sin a_C + \sum_1^B (Q_C + Q_B) \sin a_B] R + (\sum_1^B D) r$$

式中 B ——饱和土的条数;

C ——干土的条数;

$Q_C + Q_B$ ——分条的干土质量加饱和土质量；

α_C, α_B ——干土和饱和土的 α 角；

γ_B ——考虑水的浮力后的土体单位质量。

9.2.2 重丘、山区沿河路基施工应根据其实际情况按条文规定施工：

(1) 河床纵坡一般较大，山洪对路基边坡会产生较大的推移力。沿河路堤边坡宜根据水的流速情况，按照设计的防护措施执行。

(2) 路基跨越地质不良、地形陡峻的峡谷，且流域中上游有大量降雨或冰雪急剧消融时，或有遭受泥石流的侵袭和破坏时，路基应按照设计规定设置防治构造物，以保持路基的稳定。

(3) 路堑边坡碎落体和施工弃方如处理不当，极易阻塞边沟和引起河道壅塞。

(4) 沿河半填半挖路基，在半填部分应仔细作好台阶，逐层选用与切体相同的土壤填筑，并按设计要求予以压实，可以防止出现沉裂或失稳。当不能取得与切体土壤一致材料时，可选用水稳性好的土填筑。

9.2.3 水库地区路基

9.2.3.1 路基使用状况受控于库区规划。受水浸蚀的路基，须按 9.2.1 条的规定进行施工。

河、塘、湖、海地区路基状况均与水有密切关连，路基的损害，如沉陷、沉裂、失稳、冲掏、冲毁、淹堵、坍岸、管涌等也均与水有关。

9.2.3.2 遇到湿陷性或软弱地基时，必须加以处理，处理方法可参照 9.3 节有关规定。

9.2.3.5 水库区内水位变化幅带范围内的路基，在风浪、水位、形态结构、地质、淤积等多种因素影响下，易引起坍岸现象。岸坡必须按照设计予以防护，当设计无规定时防护高度可参照以下公式计算：

$$H_2 = h_0 - (h_d + H_a) \quad (1)$$

式中： H_2 ——岸坡防护下限高度；

h_0 ——最低水位；

h_d ——低水位时最大冲刷深度；

H_a ——安全高度，一般取 0.5m。

防护和加固方法，当设计无规定时，应考虑水流破坏作用的性质、大小、水位变化和动水压力的影响。因为两侧水位不同，水位高的一侧，将向路堤低的一侧渗透产生动水压力，与此同时，填土抗剪强度显著减弱，容重在浮力作用下减小，低水位一侧，边坡及坡脚稳定性将显著降低，因此必要时，必须进行防护加固处理，处理方法可参照第 11 章选用。

9.3 软土、泥沼地区路基施工

9.3.1 软土的定义

目前对软土一词解释不一，有的把软土视为整个软弱土质的简称，有的视为整个软弱土基的简称，《公路土工试验规程》对软土划分见表 3：

表 3 软土划分表

指 标 土 类	含水量 w_0 (%)	孔隙比 e	压缩系数 a (kPa^{-1}) (在 100 ~ 200kPa 压力下)	饱和度 S_r (%)	内摩擦角 φ (快剪) ($^\circ$)
粘土	> 40	> 1.20	> 0.05	> 95	< 5
中低流限粘土	> 30	> 0.95	> 0.35	> 93	< 5

但表 3 没有包括饱和有机质土,日本高等级公路设计规范软土地基定义主要指:由粘土和粉土等细微颗粒含量多的松软土,孔隙大的有机土,泥炭以及松散砂等土层构成的地下水位高、其上的填方及构造物稳定性差且发生沉降的地基;日本规范对软土地基分类如表 4。

表 4 “日本规范”对软土地基分类表

土层土质分类				w_0 (%)
粘土质 地基	高含量 有机质土	泥炭	纤维质含量高的有机质土	> 300
		黑泥	分解严重的高含量有机质土	200 ~ 300
		有机质土	塑性图 A 线以下的有机质土	100 ~ 200
泥炭质 地基	细粒土	火山灰质 粘性土	塑性图 A 线以下火山灰质土	100 ~ 200
		粉土	塑性图 A 线以下膨胀性大	50 ~ 100
		粘性土	塑性图 A 线以上或附近膨胀性大	50 ~ 50
砂质 地基	砂粒土	砂质土	> 74 μ 占 15% ~ 50%	30 ~ 50
		砂	> 74 μ 不足 15%	30

我们认为:从广义上讲,只要外荷载加在土基上有可能出现有害的过大变形和强度不够等问题时,都应该视为软基而认真对待,并进行必要的处理。当前高速公路的迅速发展,软土地基问题逐渐引起各方重视,它所产生的问题可归纳如下:

- (1) 由于公路等级高,填土厚度大,因而沉降也大,甚至要解决失稳问题;
- (2) 桥台与路的沉降差,由于车速高,桥头跳车突出;
- (3) 由于机械化施工速度快,要求软土的沉降在路面工程施工前完成大部分;
- (4) 解决软土地基在扩建工程中同一断面基础软硬、沉降不一对路面所产生的影响;
- (5) 由于路面宽,中心沉降偏大引起的涵管弯曲和路基路面横坡变小等问题;
- (6) 软土地基在什么条件下才能应用于刚性或柔性沥青路面。因而对软土的鉴别,

可以提示或警告设计与施工人员,路线已进入软土地基地段,以引起高度的重视和警觉。

软土的物理、力学特性如下:

(1)天然含水量高、孔隙比大。如塘沽,土层深度 8~17m 区间,含水量 W_0 为 47%;上海 6~17m 区间, W_0 为 50%;福州 3~19m 区间 $W_0 = 68%$ 。软土的天然空隙比一般都大于 1,多数在 1.0~20 之间。

(2)透水性差。软土亲水性强透水性差,且有明显的方向性。软土的粘料含量、有机质含量和液限愈大,渗透系数就越低。

(3)压缩性高。软土由于孔隙比大,土粒间连结结构不稳定,具有高压缩性的特点,且随液限的增加而增加,压缩系数一般在 $5.10 \times 10^{-7} \sim 1.53 \times 10^{-5}(\text{Pa})$ 。

(4)抗剪强度低。不排水剪切时,内摩擦角接近于零,一般情况下,内摩擦剪应力小于 19.92kPa,排水剪切时,抗剪强度随固结程度增加而增大。

(5)触变性和蠕变性。软土结构未被破坏以前具有一定的结构强度,一经扰动,强度迅速降低,但随静置历时增长,强度将逐渐恢复。软土在受荷载作用或荷载变化过程中,将发生连续持久而缓慢的变化,这对工程易产生危害性。

9.3.5 软土处治方法

近年来高等级公路广泛采用的软土基处理方法有如下几种:

(1)塑料排水板法。

此法于 70 年代开始引进用于水利工程,80 年代沈大高速公路、京津塘高速公路、武黄一级公路已正式采用,广深珠高速公路深圳段也已大面积使用。目前我国上海、天津、南京、建湖等市县均有生产,南京产的 SPB-1 型塑料排水板技术性能如表 5:

表 5 SPB-1 型塑料排水板技术性能表

性能		计量单位	型号			
			SPB-1	SPB-1B	SPB-1C	
材料		塑料板芯外面包裹土工布滤膜				
截面尺寸	宽度	mm	100 ± 2	100 ± 2	100 ± 2	
		mm	> 3.5	> 4.0	> 4.5	
纵向透水量		m ³ /s	15×10^{-6}	25×10^{-6}	0×10^{-6}	侧压 350kN/m
复合体抗拉强度		kN/10cm	> 1.0	> 1.3	> 1.5	延伸率为 10% 时
复合体延伸率		%	< 10	< 10	< 10	拉力为 1kN/10cm
每卷长度		m	200	200	200	

塑料排水板由工厂制作,质量稳定,重量轻,运输保管方便,施工机械简单,投入劳力少,渗滤吸水性能好,具有一定强度和延伸率,工效比袋装砂井高,对软土地基扰动小,插入深度国内已有深达 20m 的记录,对超软土地基处理最为理想。但塑料排水板

对提高土层的抗剪能力不如袋装砂井,在需要抗滑稳定的软基地段,应经比较后选用。

(2) 土工布法

土工织物加固软土地基,是近年发展起来的一项新技术,从1979年至今,国际上已召开了四届土工织物会议,我国在1986、1989、1992年也已召开了三届全国性土工织物质学术讨论会,由于土工布具有良好的隔离、排水、加筋等物理力学性能,过滤型土工布还具有既能保证孔隙水可自由流出,同时又能截住细颗粒的良好水力特性,虽然公路上应用起步较晚,但已取得了良好效果,交通部重庆公路科学研究所通过计算分析和试验对比,初步得出如下结论:

a) 土工织物受材料、编织方式、试验方法等因素的影响,其强度、性能差异很大,土工织物的应用,应根据实际情况加以分析,妥善选取。

b) 土工织物对软基路堤的加筋,其主要作用是限制了软基和堤的侧向位移,增加了侧向约束,从而降低了应力水平,加强了路堤的稳定性,但加筋效果受到了织物模量、软基模量、软基厚度等因素的影响。

c) 土工织物的加筋效果与施工速度有关,一般来说施工速度快,加筋效果好,施工速度慢,加筋效果不显著。

d) 用邓肯模型来耦合 Doit 固结理论对实际工程进行有限元分析,基本上能模拟实际施工情况,为重大路堤的设计与施工提供较优方案。

e) 土工织物在实际应用中简单易行,无需特殊设备,任何工地均可采用。

(3) 袋装砂井法

由于软土一般是饱和的,它的沉降过程主要是排水过程。只有保证排水通道通畅才能达到加快沉降的目的,普通砂井在用沉管排土后灌砂并拔管时,软土的水平压力易使砂井的连续性遭受破坏而且软土在填土荷载作用下不仅产生垂直方向沉降,还可以产生水平方向位移,使砂桩成弯曲状,而砂不能抗拉,从而影响排水固结作用。

袋装砂井直径7cm可以较好的避免软土水平压力破坏其连续性,同时具有施工设备简单,速度快,用砂量少,价格便宜等优点。沪嘉高速公路于同样4m的路堤高度,当用袋装砂井为1.5m间距,16.6个月实测沉降值为84.3cm,而自然沉降段20个月实测沉降值为56.6cm,推算最终沉降值分别为91.61cm和69.00cm,完成固结度分别为92%和82%,因此,说明采用袋装砂井加速地基固结是有效果的。

9.3.12 软土区路堤填筑时做好沉降、位移观测的目的是控制填筑速度不超过规定值,以保证地基稳定。

9.4 盐渍土地区路基施工

9.4.1 正 地表土层1m内的土易溶盐含量大于0.5%时称为盐渍土。当易溶盐含量超过0.5%时,土的性质开始受到盐分的影响而发生改变。盐土地区路基施工系根据盐渍土的工程性质及其对路基稳定性的危害和应采取的防治措施而制订的。

9.4.1.1 盐渍土作为路堤填料的适用性,首先与所含易溶盐的性质和数量有关,其次与所在自然区域的气候、水文和水文地质条件有关,此外也与土质道路技术等级和路面结构类型有关。对路堤填料含盐量不得超过规定允许值,指的是修订后的“公路路基设计规范”的规定值。

9.4.1.2 含盐量大的土层一般分布在地表数十厘米的范围内。加强检测时,如发现上、下层含盐量不一样,但总的平均含量未超过规定允许值时,可以通过将上、下两层盐土打碎拌和来保证填料含盐量的均匀性。

9.4.1.4 根据以往公路、铁路多年实践经验,石膏土或石膏模均可做为路堤填料。蜂窝状和纤维状石膏土,由于其疏松多孔,用做填料时,应破碎其蜂窝状结构,以保证达到要求的压实度。

9.4.2 采用重型压实标准,可以增大填筑土的密度(密度对盐胀量有一定影响)。密度大的路基对水和盐分的上升起阻碍减缓作用,可使次生盐渍化大为减轻。压实时,应控制略低于最佳含水量为好。缺水的干旱地区含水量不足时,争取加水到最佳含水量的60%~70%以上,也可采用增大压实功能的方法来达到要求的压实度。限制压实层松铺厚度是保证压实度达到规定的重要措施。

9.4.3 盐土地区路基基底的处理,主要与基底的地表含盐量和地下水位有关。

9.4.3.1 一般含盐量大的土层多分布于地表,所以路堤基底的含盐量如超过规定允许值时,在填筑时先要挖除。

9.4.3.3 盐土地区的地下水位一般离地表是比较浅的,如果地下水的毛细水能进入路堤土体内,则土体的含盐量将逐渐增加,产生次生盐渍化,铺填渗水性强的大颗粒土或铺隔离层,可隔断毛细水不使其进入路堤土体。

9.4.4 在修建高级路面或次高级路面地段,仅采用渗水性填料,虽能隔离毛细水进入路堤土体,但不能防止强烈蒸发所产生的气态水携盐上升,聚积于路面下面造成破坏。因此在路堤下部设置封闭性的隔水层是必要的。

9.4.5 盐渍土地区水对盐土所造成的溶蚀是影响路基稳定的主要因素,雨水、融雪水的地面径流以及人为的排、灌水、流动水和积水携盐侵入路基,使路基土体聚积过量的含盐水分导致失稳破坏,因此施工中应及时合理地做好排水系统。

9.4.6 由于硫酸盐渍土有膨胀性,氯盐渍土易溶蚀,且具有吸湿性,碳酸盐渍土遇水易冲蚀、崩解、湿陷,使路基的路肩和边坡部分松散软化,易遭雨水冲刷、风蚀及人员践踏的破坏,在运营期中,路肩宽度将日渐狭窄,给养护工作带来困难。因此对路肩和边坡的加固防护,应严格按照设计施工,不能随意改变或取消。

9.4.7 盐土地区路基施工,从清除基底表土开始,分层填土压实,直至达到路床设计标高要求,在较短时间内一气呵成。在蒸发量大的干旱地区施工表面极易风干,下层水分就会携盐上升,最好聚积于表层。如不能连续施工,下层盐向上层转移逐层递补,就会形成上层路基的再盐渍化和形成新的盐壳。否则,应当根据工程量、机械、人力情况合理分段,填完一层检验合格就要及时上第二层。

9.4.8 由于盐渍土中的土和盐状况随着季节不断变化,因此在盐土地区筑路,应尽可能地考虑盐渍土的土盐状态特点,力求在上含水量接近于最佳含水量时期,既不发生冻结,也不积水的枯水季节进行施工。对于不冻结的土地也可以考虑冬季施工。

9.5 风沙地区路基施工

9.5.1 在风沙地区筑路,由于沙质土松散、无粘聚性、在施工过程中易遭大风吹蚀和沙埋,因此通常采用分段施工、一气呵成的办法,同时遵循边施工边防护的原则,对路

基、路基防护以及两侧的防沙工程都应配合施工,配套完成。对当日工程的未完部分特别是路肩和坡脚,在每日收工前要做好临时防护。

应争取在风少或风速小的有利季节施工。沙漠地区春季风沙大,施工防护有困难,应尽量避免在春季施工。雨季由于沙土湿润,行走容易,对挖、运、压实等施工作业也比较方便,施工最为有利。

9.5.2 在风沙地区天然生长的稀落植被都是很宝贵的。在施工营运中,首先要防止人为的任意砍伐公路沿线植被,再就是要防止因工程防沙措施不当而引起流沙再起、蔓延、沙化扩大,加剧沙害。植被保护带的宽度主要根据风沙严重程度和当地人为活动情况确定,必要时应请当地政府协助保护,并加强设防带。

一旦施工开始,防护工程或临时防护措施要紧密配合路基主体实施,需用大量的防护材料、劳力与机具。因此,周密的施工组织计划工作十分重要。

9.5.3 取土坑与弃土堆设置的位置、形状,对风速、风沙流的运动有很大影响。因此尽量保持路基两侧平坦、顺适的地形对防止沙害是十分重要的。

9.5.4 风沙地区沙质路基的压实与一般土质路基的压实有很大的不同。沙渗水性好,属于无粘性土,内聚力小,抗剪能力差,在外力作用下易产生位移。一般光面压路机行走有困难。

为了保证沙筑路基的压实质量,分层压实是必要的,压实效果以振动压路机和履带式碾压机械为好。为保证路基压实完成后不再被风吹蚀,可提前铺一层粗粒土作为路面底层。

在水源条件好的地方,用围堆放水、坠实沉沙并配合推土机或振动压路机碾压的方法施工十分有效。每填高30cm左右,加足够的水沉实,再结合碾压,达到要求的密实度。依此直至达到设计高度。对在沙漠地区应用土工织物加固路基的试验工作,石油部门和新疆公路研究所正在进行,初步效果是好的。

9.5.5 风沙流在沿平坦的沙质地表运动时,只有沙面引起摩擦阻力,对风、风沙流的影响不大,但当运动中的气流遇到土丘等阻碍物时,由于地形突然变化,引起贴地气流的分离,形成涡流。增加了局部阻力,使近地面的气流速度大大降低,从而削弱了气流搬运沙子的能量,破坏了风沙流中风和沙相互依存的关系,引起多余部分沙子从风沙流中跌落堆积。

对沙害地段两侧一定范围内的地表要求平顺,允许缓变,不得有突变,尽量保持原有平衡状态的地形地貌。

9.5.6 植物固沙是防治沙害、改善环境的根本措施,不仅能减低风速,削弱和抑制风沙流的活动,而且由于沙生植物有发达的根系,能固结其周围的沙粒。枯枝落叶的堆积还利于有机质的聚积,促进沙的成土作用,改变沙地性质,使流动趋向稳定。

植物固沙包括种草、种植灌木和乔木,防沙林带可以采用三者相结合的方法,取长补短,以达到最好的效果。

影响植物固沙的因素很多,主要是路线通过地区的自然条件,关键的条件是水,有水就可育草植树。种植管理也比较困难、复杂而又需要较长的时间。

在半湿润草原带、半干旱草原带和年平均降雨量大于100mm,湿沙层含水量大于

2%~3%的半干旱荒漠带,以及地下水埋藏较浅或附近有水源可利用地区应采用植物防沙。

当地无条件营造防沙林带或在植物防沙未起作用时,需采用工程防沙措施。

工程防沙措施通常以固、阻为主,固沙与阻沙相结合。输沙与导沙只适用于单风向风沙流活动地区,目前还处在试验阶段。

9.5.7 路侧沙害防治的措施很多,可以归纳为固沙、阻沙、输沙、导沙四种类型。格状沙障,兼具固、阻功能。其作用是增加地面的粗糙度,因而加大了对近地面气流的阻力,从而降低近地面风速,此外还可以截留降水,提高沙层含水率,实践证明是一种有效措施,也是目前常用的一种沙障类型。但格状沙障使用期短,是一种临时措施,同时苇草等是风沙地区宝贵的植物资料,已受环境保护部门关注,因而草方格的运用受到了限制。目前,有关科研单位正在研制试用塑料方格,以取代草方格。

9.5.8 采用粘性土、盐盖块等材料封闭路肩、坡面以及两侧地面的措施有很好的固沙、输沙效果,在有土源的地方,是一种方便而价廉的防护类型。

如配合植物固沙时,为防止粘性土隔断雨水,使雨水不能渗入沙层,不利于植物生长,可将平铺式粘土沙障改为带状或方格状。

9.6 黄土地区路基施工

9.6.1 黄土是一种特殊的粘性土,粉土颗粒含量高,多孔隙,呈黄红色,土中含易溶盐类,其中以碳酸盐含量最多,遇水易冲蚀、崩解、湿陷。黄土在我国分布范围很广,尤以北纬 34° ~ 41° 的大陆内部干旱和半干旱地区特别发育。黄土高原主要是指秦岭以北、长城以南、太行山以西、日月山以东的黄河中游地区的陕、甘、宁、豫、晋等省。黄土在天然含水量时,往往具有较高的强度和较小的压缩性。但浸水后,在土自重或外荷载或二者的共同作用下,其结构很快破坏,发生大量而剧烈的变形,强度也随之迅速降低,产生所谓黄土的湿陷性,而有的却并不湿陷。

因此,条文规定,在黄土地区施工应做好排水工作,防止黄土受水浸而湿陷,采用重锤夯实和石灰桩挤密加固的目的是提高土层的承载力,减少路堤下沉量。

9.6.2 黄土的变形特性、黄土地基的强度、填料的优劣等皆与时代、成因有关。适用于路基工程的新、老黄土多以时代和成因分类。如表6所示:

表6 黄土工程分类表

分类名称	地层名称	地质符号	地质年代	按成因划分
新黄土	马兰黄土 2	Q_4	全新世(近人)	1. 风积 2. 冲积或洪积 3. 坡积
	马兰黄土 1	Q_3	晚更新世(新第四纪)	
老黄土	离石黄土下部	Q_2^2	更新世[中第四纪]	不分
	离石黄土上部	Q_2^1		
红色黄土	午城黄土	Q_1	是更新世[老第四纪]	

9.6.2.2 黄土路堤,尤其是高路堤,常在填挖交界面上产生裂缝,除了因路基本体沉陷,结合处被拉开外,结合面处理方法不当也是一个原因,由于黄土坡面常呈陡立形态,无法挖结合台阶,有时可用土工钉来加强结合,土钉一般可用 $\phi 8\text{mm}$ 的钢筋长 80cm ,打进老土面 40cm ,间距 $1.0\sim 1.5\text{m}$,一般每两层填土高度楔进一排。

9.6.2.3 黄土路堤的边坡容易遭受雨水冲掏,施工防水措施极为重要,故成型后的路堤应及时拍紧、整平、刷顺,做好防护工程。

9.6.3.1 黄土地区多半干旱少雨,水源困难。高岗上一般偏干,低于或稍低于最佳含水量,采用 15t 以上重型压实机具,控制层厚,可以获得满意的压实效果,低阶地和农业灌溉区含水量一般偏大,一级以上公路施工为争取时间,通常采用加入石灰的方法十分有效,拌和一般采用稳定土拌和机,其压实厚度不宜大于 20cm 。

9.6.3.2 高路堤路基边缘部分的压实度通常两侧每边加宽 $30\sim 50\text{cm}$,路堤完工后进行刷坡,一般刷 $70\sim 100\text{cm}$ 高,然后做一外倾的护坡道,并将下部刷顺,夯拍紧密。

9.6.3.3 黄土是一种特殊的土壤,遇水之后强度变化很大。高速公路、一级公路交通量大,平整度要求较高,为确保高速行驶舒适,营运中路床不产生形变,故对上路床的土质提出了强度的规定。

9.6.4 对高度大于 20m 的路堤,其竣工后下沉量的计算,目前尚无合理的理论计算方法,据铁道部科学研究院西北研究所和铁道部西北第一勘测设计院进行的高路堤沉降观测资料, Q_1 、 Q_2 黄土地基,因填土自重所产生的压缩下沉量,施工期间已完成 $80\%\sim 90\%$ 。对高等级公路采用重型击实标准的路基(高路堤)目前尚无可靠资料积累,高路堤沉降观测资料尤其缺少,故条文规定按设计要求预留沉降量。

黄土地区高路堤路基的施工排水和道路竣工后,防止地表水浸入路基十分重要,水是黄土路基产生病害的外部条件,水渗入路基后,一方面溶解黄土中的可溶盐,另一方面在微粒间起着润滑作用,使黄土在自重作用下发生位移,产生沉陷和陷穴。

9.6.5 由于黄土有直立特性,能支持垂直边坡,天然黄土陡壁多呈近 90° 的边坡,黄土路堑边坡根据黄土的这一特性常设计成陡坡。其好处是:①经济,可以节省大量土方;②由于黄土的抗水性弱,抗冲刷能力较低,陡坡可以减少雨水的受淋面积,减少雨水渗入坡面,避免坡面剥离崩塌,有利于边坡稳定。和石灰桩挤密加固的目的是提高土层的承载力,减少路堤下沉量。9.6.2 黄土的变形特性、黄土地基的强度、填料的优劣等皆与时代、成因有关。适用于路基工程的新、老黄土多以时代和成因分类。如表6所示:

9.6.2.2 黄土路堤,尤其是高路堤,常在填挖交界面上产生裂缝,除了因路基本体沉陷,结合处被拉开外,结合面处理方法不当也是一个原因,由于黄土坡面常呈陡立形态,无法挖结合台阶,有时可用土工钉来加强结合,土钉一般可用 8mm 的钢筋长 80cm ,打进老土面 40cm ,间距 $1.0\sim 1.5\text{m}$,一般每两层填土高度楔进一排。

9.6.2.3 黄土路堤的边坡容易遭受雨水冲掏,施工防水措施极为重要,故成型后的路堤应及时拍紧、整平、刷顺,做好防护工程。

9.6.3.1 黄土地区多半干旱少雨,水源困难。高岗上一般偏干,低于或稍低于最佳含水量,采用 15t 以上重型压实机具,控制层厚,可以获得满意的压实效果,低阶地和

农业灌溉区含水量一般偏大,一级以上公路施工为争取时间,通常采用加入石灰的方法十分有效,拌和一般采用稳定土拌和机,其压实厚度不宜大于20cm。

9.6.3.2 高路堤路基边缘部分的压实度通常两侧每边加宽30~50cm,路堤完工后进行刷坡,一般刷70~100cm高,然后做一外倾的护坡道,并将下部刷顺,夯拍紧密。

9.6.3.3 黄土是一种特殊的土壤,遇水之后强度变化很大。高速公路、一级公路交通量大,平整度要求较高,为确保高速行驶舒适,营运中路床不产生形变,故对上路床的土质提出了强度的规定。

9.6.4 对高度大于20m的路堤,其竣工后下沉量的计算,目前尚无合理的理论计算方法,据铁道部科学研究院西北研究所和铁道部西北第一勘测设计院进行的高路堤沉降观测资料, Q_2 、 Q_3 黄土地基,因填土自重所产生的压缩下沉量,施工期间已完成80%~90%。对高等级公路采用重型击实标准的路基(高路堤)目前尚无可靠资料积累,高路堤沉降观测资料尤其缺少,故条文规定按设计要求预留沉降量。

黄土地区高路堤路基的施工排水和道路竣工后,防止地表水浸入路基十分重要,水是黄土路基产生病害的外部条件,水渗入路基后,一方面溶解黄土中的可溶盐,另一方面在微粒间起着润滑作用,使黄土在自重作用下发生位移,产生沉陷和陷穴。

9.6.5 由于黄土有直立特性,能支持垂直边坡,天然黄土陡壁多呈近90°的边坡,黄土路堑边坡根据黄土的这一特性常设计成陡坡。其好处是:①经济,可以节省大量土方;②由于黄土的抗水性弱,抗冲刷能力较低,陡坡可以减少雨水的受淋面积,减少雨水渗入坡面,避免坡面剥离崩塌,有利于边坡稳定。

路堑路床部分(路床顶面以下0~30cm)压实度要求较高,对一级以上公路应大于95%,对其他公路应大于93%,因此当施工挖到接近设计标高时,对这部分土基必须进行检测,按规定处理。

9.6.6 由于黄土地区水土易流失及黄土的渗透、湿陷等特性,使得黄土地区的路基排水与一般地区有所不同,应特别注意防冲、防渗,以及水土保持等问题,对高路堤和路堑顶、坡面、底脚若排水设置不当,该设未设,任水下渗,冲刷冲掏,会引起土体滑塌、坡面产生冲沟,进而崩塌。因此,做好排水系统是保证路基坚固稳定的一项重要设施。

9.6.7~9.6.7.1 黄土经水的冲蚀与溶蚀形成的暗沟、暗洞、暗穴等统称陷穴,它的危害性很大。黄土陷穴是由黄土的某些特性(垂直节理、多孔性、大孔性、含可溶盐等)所引起的一种物理地质现象。

当黄土类土受水浸泡时,水一方面溶解黄土中的可溶盐,另一方面在黄土微粒间起着润滑作用,使黄土微粒在自重作用下发生位移下沉,使地表发生沉陷现象。故条文规定应将地表水、地下水引入防渗层的水沟内排走。

9.6.7.2~9.6.7.3 水的潜流溶解黄土中的可溶盐,破坏黄土结构,松动黄土微粒及其集合体,并携带它们流向出口。这样逐渐淘蚀黄土体,使其中产生暗穴。暗穴的洞壁坍塌,又使其逐渐扩大。

陷穴有多种类型,一般多呈竖井状及串珠状。在地形起伏多变、地表径流容易汇集的地方和在土质松散、垂直节理较多的新黄土中,最容易形成陷穴,在填方路堤中,填土夯实密度不足是陷穴病害的主要根源。陷穴对公路运输畅通和安全具有相当大的危

害,一般均需按条文规定进行处理。

9.7 多雨潮湿地区路基施工

9.7.1 多雨潮湿地区是指一级区划Ⅳ、Ⅴ区范围内二级区划中的中湿区和过湿区。本区的主要特点是年降水量大,平均在 1000mm 以上。经常有泥石流、山洪暴发、泥泞、滑坡等自然灾害发生。特别是水网稻田地区,地下水位高,排水困难,经常降雨,因此土壤过湿,含水量比压实最佳含水量高很多,由此而造成修筑路基按规定要求压实困难。故应采取条文中的各种技术处理以达到质量要求。

9.7.2 高速公路、一级公路必须按本条规定的方法处理原地面,其他公路原地面处理可根据实际情况采用。

9.7.3 用过分潮湿的土壤筑路堤难以压实到要求的压实度,所以需要换填或者掺入外加剂。

9.7.4.1 土的天然稠度是指土的液限与天然含水量之差和塑性指数之比,即:

$$\omega_c = \frac{\omega_L - \omega_0}{\omega_L - \omega_P} = \frac{\omega_L - \omega_0}{I_p}$$

式中: ω_c ——土的天然稠度(%) ;

ω_0 ——土的液限(%) ;

ω_L ——土的天然含水量(%) ;

ω ——土的塑限(%) ;

I_p ——土的塑性指数(%) 。

路基干湿状态与稠度关系见表 7。

表 7 路基干湿状态与稠度的关系

路基干湿状态	干燥	中湿	潮湿	过湿
稠度 W_{d0}	$W_{d0} > W_{d1}$	$W_{d1} \sim W_{d2}$	$W_{d2} \sim W_{d3}$	$< W_{d3}$

注: W_{d0} ——干燥状态路基常见下限稠度 ;

W_{d1} ——干燥和中湿状态路基的分界稠度 ;

W_{d2} ——中湿和潮湿状态路基的分界稠度 ;

W_{d3} ——潮湿和过湿状态路基的分界稠度。

土壤潮湿状况分级见表 8。

表 8 土壤潮湿情况分级表

稠 度 ω_c	土壤湿度分级			
	液塑	极软塑	软塑	硬塑
	0 ~ 0.25	0.25 ~ 0.50	0.5 ~ 0.75	0.75 ~ 1.0

过分潮湿土(即稠度为1.0~1.1的粘性土)的压实度采用轻型击实标准,是因为这类土含水量较大,如采用重型击实标准压实时,填土很易压成弹簧土。根据交通部公路科学研究所科研资料表明,这类土即使晾干,按重型未实标准压实之后,本身极不稳定。当湿气侵入之后,土壤含水量很快增加,强度和密度亦随之而降低;待稠度达到1.0~1.1的范围时,趋于稳定,这时土的强度不再降低,含水量也不再增加,而形成稳定的结构层。故这类土壤,采用重型击实标准,是无益的。故条文建议采用轻型击实标准。

9.7.4.2 碾压过分潮湿土所填筑的路堤时,适宜压实设备的选择和碾压遍数、松铺厚度与碾压含水量与接近土的压实最佳含水量的填土不同,它不符合压实设备工作质量越大越好的规律。以工作质量过大的压路机碾压遍数过多时,不会明显增加土的密度程度,反而会使土体内部产生剪切破坏,导致“弹簧”现象。因此,条文规定应按5.5节修建试验路段确定。当潮湿土稠度 w_p 在0.90以上,每层压实厚度18—20cm(松铺厚度乘以压实系数),经用犁铧反复翻晾,夏季施工半天至一天,稠度可达1.0以上。这时10t以上压路机可以碾压,压路机类型以轮胎压路机较好,光轮压路机应先轻后重,一般碾压2~6遍可使土体内空隙减至最小,达到最佳压实状态,即土层表面光亮平整,不发生明显软弹时,可停止碾压。此时的压实度平均为85.3%。

以上是江苏某地区过湿土路基试验结果,其它各地具体情况不一样,只能作为参考。

9.7.4.3 已填筑并碾压后的路堤,在多雨地区如不立即铺筑路面,且无需维持通车时,将路基顶面标高上填筑一层防水粘土层(应予压实)或沥青封闭层可防止雨水浸入路堤中而降低路基表层强度,很有必要。

9.8 季节性冻融翻浆地区路基施工

9.8.1 翻浆是季节性冰冻地区公路的特有冻害现象,轻则路面弹簧、网裂,重则鼓包、冒泥、压翻,它能降低车速30%~50%,多耗燃料10%~30%,严重年份养修费用比例高达小修保养费用的50%~60%,因此翻浆地区路基施工必须贯彻以防为主,防治结合的原则。

9.8.2~9.8.5 道路翻浆的主要因素有:路基土质、温度、水分、路面结构、行车荷载,其相互关系是:土质——内因,水分——条件,温度——媒介,荷载——激发,其中土质、水、温度是形成道路翻浆的三个自然因素,三者同时作用,翻浆才能形成。

(1)水

水是影响翻浆最基本最主要的因素之一,从某种意义上说,没有超量的水分,就不会形成翻浆。路基水的来源主要如表9所示:

从防治翻浆角度认识路基水的来源,目的在于如何防止路基表面水的渗入,降低地下水位,减少路基的原始含水量,切断聚冰过程中水的供给来源。

目前有的季冻地区路面,通车后不久即发生坏损,其中很重要的一个原因是,施工过程中排水措施不好,以及竣工后未能形成完整有效的排水系统。

表9 造成翻浆水分的来源

种类	来源
地下水类	山区多见于层间水、裂隙水、泉水,平原多见于潜水及降雨、灌溉引起地下水位升高
地面水类	边沟渗水,路面路肩及边坡渗水,路基两侧季节性积水,稻田、灌渠、河流的渗入水
土体水类	施工遇雨或用过湿土填筑路基
气态水类	强烈温差作用下,土的空隙中移动的水气遇冷凝结为液态水
薄膜类水	通过土颗粒所吸引的水膜移动而来的水,其规律由高温处向低温处、高压区向低压区移动

(2) 土质

不同土质的土基,在水的作用下,所产生的形变积累是不同的,对冻前土基含水量和冻期聚冰量也有显著差异,一般来说,各类土的性质如下:

砂性土 透水性好,无塑性或低塑性,毛细作用弱,冻结过程中水分聚流现象轻,强度和土稳性均好,即使含有较多水分也能保持一定强度。

粉性土 透水性小,吸湿性大,毛细作用强烈,负温度作用下水分聚流严重,土体中水分增多时,强度降低很快,易丧失稳定,是最容易翻浆的土。

粘性土 具有可塑性、干缩性,其透水性差,遇水膨胀强烈,毛细水作用较慢,在水源供应充足,且在土基冻结缓慢情况下,能形成比较严重的翻浆。

土基承受荷载、水、温度等多种因素影响,因此路基施工土基填料选择是防治翻浆的一个重要环节。

(3) 温度

温度影响主要视冷量、温差,负低温的持续时间和速度,它促成土体水的聚流和聚冰及其位置,初冬冷暖交替出现持续时间较长,冻结线长期停留在路面下较浅处,就会使大量水分聚流到距地面很近部位,土基上部聚冰少,翻浆程度相对就轻。采取必要措施,减少负气温的强度影响,是应予注意的。

(4) 路面结构影响

冰冻地区,对高级和次高级路面除考虑强度因素外,还应满足允许冻胀即满足防冻层厚度要求,特别是山区路堑地段,超炸、超挖所形成的大小炮坑,竖曲线顶部由于岩层开成反坡呈现的凹形,坡腰部位,土质路堑或遇水崩解软化的风化泥质页岩等类路堑,如果“控山水”丰富,找平填料质量差,施工又未相应采取隔、截排措施,在强负温作用下,极易引起翻浆,辽宁省丹霍线岭顶和坡腰翻浆就属于这一类。

因此,季冻地区,路基施工翻浆防治措施,必须按照条文规定围绕路堤高度、排水、填料选择、压实、改善路面结构等主要环节,才能取得良好效果。

9.8.6 涎流冰

涎流冰可分为山坡涎流冰与河谷涎流冰,它发育蔓延阶段,路基路面能形成冰坎、冰槽甚至堵塞桥涵。融化阶段时能渗浸路基路面,降低强度,导致翻浆,融雪洪流通过受阻时易引起路基水毁。

在一般寒冷和严寒地区,常采用集水渗井、渗池、排水暗管和渗沟等防治措施,集水井适用于设在较集中的山坡地下水露头处,渗池适用于汇集较分散的山坡地下水,排水部分在产砂石地区可用渗沟,在不产砂石地区可用暗管,出水口必要时可设置保温和加固措施,保温材料可因地制宜采用树枝、秫秸、炉渣、泥炭、青苔等,加固措施如边坡可用浆砌片石封闭。

9.8.7 条文的规定是总结国内公路防止翻浆的成功经验而拟定的。

东北季冰地区近年修筑的沈大高速公路、环城高速公路、哈大一级公路等在翻浆防治方面采取的措施有:

- (1)合理提高路基。
- (2)路堤段为保证填料质量,多考虑集中取土场。
- (3)路基上层一定区间,要求采用水稳性及冻稳性均较好的填料。
- (4)碾压采用重型击实标准。
- (5)水文地质不良路段的路基底部,填以一定厚度的砂砾层。
- (6)路面结构层均考虑防冻层厚度要求。
- (7)路堑排水不良路段或控山水较重路段,以深边沟、渗沟等拦、截、排措施,防止对路基土的渗浸。
- (8)弃土不得对排水产生阻塞和干扰。

北方地区的京津塘高速公路、陕西三铜一级公路为防止施工中人为造成填料土体水的增加,在施工规范中还具体规定:

“只有当材料含水量在压实试验的界限范围以内时,路堤材料压实工作才能进行”;“超出最佳含水量 ± 4 个百分点的填料不得铺筑路堤”;“路堤每层的铺设要平行于最终的路基表面”;“施工期间,路床面必须始终保持良好的排水状态”;“事先修建好适当的临时排水沟”;“修建过渡边沟”;“保证排水通畅”等。

上述要求和规定,对防止冻害均有积极意义。

9.9 多年冻土地区路基施工

9.9.1 多年冻土地区路基施工宜先了解冻土的一般概念和冻土的力学性质:

1. 一般概念:

季节融冻层:是指受季节冻结和融化作用的地表层。

季节冻结层:是指冬季冻结时不与多年冻土衔接的土层。

冻土上限:是指多年冻土的上部界限。

冻土下限:是指多年冻土的下部界限。

衔接的多年冻土:是指多年冻土上限与季节融冻层相衔接的冻土层。

不衔接的多年冻土:是指多年冻土上限与季节冻土层不衔接的冻土层。

多年冻土分类:少冰冻土(不融沉);多冰冻土(弱融沉);富冰冻土(融沉);饱冰冻土(强融);含土冰层(强融沉)。

2. 多年冻土的力学性质

冻土一般由矿物颗粒、冰、未冻水、气体四相组成,多年冻土力学性质如下:

1)荷载强度

(1) 瞬时荷载强度

多年冻土由于冰的胶结作用, 瞬时抗压强度比未冻土大许多倍。强度随温度降低而提高, 因为温度降低时不仅含水量增加, 而且冰的强度也增加, 冻土瞬时抗压强度与负温及含水量的关系见图 1 及图 2。

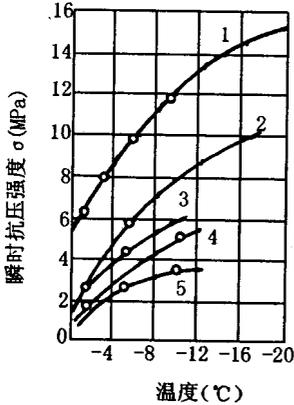


图 1 冻土瞬时抗压强度与温度的关系
1-砂 2、3-轻亚粘土 4、5-粘土

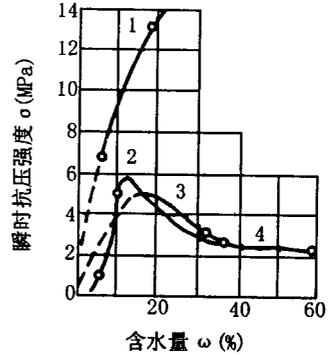


图 2 冻土瞬时抗压强度与含水量的关系
1-砂(0~-12℃) 2-轻亚粘土;
3-粘土 4-粘土(0~-5℃)

(2) 长期荷载强度

多年冻土在长期荷载作用下, 抗压强度比瞬时荷载作用下要小很多倍, 与冻土的含水量及温度有关, 由于冻土中有冰和未结冻水存在, 在长期荷载作用下的强烈的流变性, 冻土的抗压强度与荷载作用历时关系见图 3。

(3) 冻土融化强度

多年冻土区, 冻土融化时能使抗压和抗剪强度明显下降, 特别是含水量大的冻土, 融化后的内聚力约为冻结时的 1/10, 土的固有结构被破坏, 融化的冻土变成具有高压缩性和稀释的主体, 这也是多年冻土地区地基融陷的原因, 图 4 及图 5 为冻土长期粘聚力 c 与土温 t 的关系和冻土长期粘聚力 c 与含水量 w 的关系。

2) 冻土的压缩性质

多年冻土在短期荷载作用下, 压缩性很低, 类似岩石, 一般不计变形, 当在长期荷载作用下, 尤其是温度为 $-0.1 \sim -0.5^\circ\text{C}$ 的塑性冻土, 其压缩变形相当大。

融陷变形一部分与压力有关, 一部分与压力无关, 因此冻土构造及其中腐殖质的含量对融化下沉系数有很大影响。

3) 冻土的流变性

流变是冻土强度的主要特征之一, 它包括蠕变和松弛两个方面。

蠕变是指在不变的压力作用下变形随时间而发展, 当荷载不超过持久强度界限, 冻土呈衰减型变形, 逐渐趋向某一稳

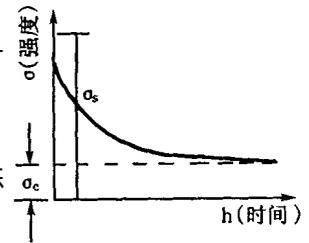


图 3 冻土的抗压强度与荷载作用历时的关系(应力松弛)
 σ_c - 长期抗压强度(MPa);
 σ_s - 瞬时抗压强度(MPa)

定值,一旦荷载超过持久强度,冻土便出现塑—粘性流动,荷载越大,变形速率越甚。

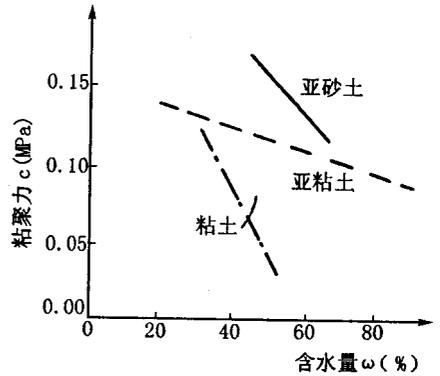
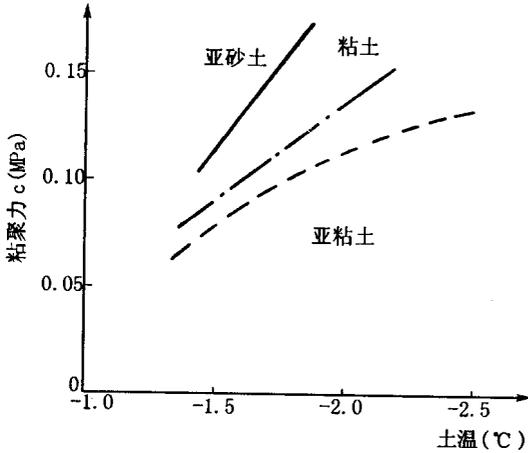


图4 冻土长期粘聚力 c 与土温 t 关系

冻土长期粘聚力 c 与含水量 w 的关系

松弛是指固定的变形条件下,压力随时间而衰减,当荷载迅速增加,塑性变形来不及发展,冻土的破坏带有脆性特征,此时破坏应力值也大,加荷速度越快,应力值越大,但当荷载略小于持久强度时,则冻土体不会遭到破坏。

4) 冻土的冻胀与沉陷

影响冻胀力的因素主要有:水分、土温、土质、冻结速度、冰冻层厚度等;其中含水量、颗粒成分、温度状况也是影响冻土沉陷的主要因素。

多年冻土中当土质和温度条件一定时,水分是影响冻胀力的主要因素,在水分和土温一定情况下,冻胀力和颗粒组成有密切关系,试验表明,亚砂土低于 $-0.1 \sim -0.2^{\circ}\text{C}$,亚粘土、粘土低于 $-0.2 \sim -0.3^{\circ}\text{C}$,土中开始产生冻胀力,但纯净的粗颗粒土,尽管处在不充分饱水条件下,也几乎不产生冻胀现象,这对实际工程应用有较重要意义。

冻土融化时沉陷,可分为热力沉陷和压实沉陷。由于在多年冻土中的胶结冰融化为水冻土的物理力学性质就有明显变化,使冻土产生体积收缩和孔隙率减少,导致路基的不均匀沉降。

9.9.1 ~ 9.9.3 考虑到上述永久冻土的物理力学性质,永久冻土地区路基施工强调如下原则:

(1) 根据多年冻土地区冻土的具体条件,分别采取保持冻结、容许融化或者保护冻层的措施。

(2) 路基排水应满足保持路基及周围冻土处于冻结状态的要求。

(3) 路基填土高度应达到防止翻浆与不超过路基允许冻胀值所要求的最小填土高度。

(4) 严格控制填料的含水量、材质和压实度,用粘性材料时要控制材料是否呈融化状态。

9.9.4.1 各种冻土地段采取保冻原则施工,可防止冻土的抗压强度降低。因为流水温度是大于 0°C 的,可使冻土融化,故条文规定了排水的具体要求。

9.9.4.2 严格做好路基的侧向保护、基底处理、填料选择和路基压实,可降低融化下沉系数或冻胀系数。

9.9.4.3 路基应尽量采用路堤形式,尽可能避免零填或浅挖断面,这是因为不论以何种细颗粒土填筑路堤,冻土上限均上升,上升值随填高而增加(这主要是地表散热大于吸热,冻结深度大于融化深度所致),这样路堤的基底能处于常年冻结状态,保证了路堤基底的冻土强度和稳定性。

9.10 岩溶地区路基施工

9.10.1 溶洞中如经常有水冒出,采取堵塞水流出的方法是徒劳无效的,故规定如条文。

9.10.2 当路基通过有水溶洞时,不论溶洞在路基上方或下方,只能采取将水排走远离路基,或按9.10.4条规定用桥涵跨越。处理岩溶时,必须做到洞内流出或渗出的水不能影响路基的稳定,也不能使路基受流出的溶洞水的浸润或浸泡,以免使路基变软,强度下降。因此,治理岩溶水的有效办法就是把流出的水用暗沟(或渗沟)排出路基,保证路基在最小填筑高度范围内不受水的影响,当最小填土高度达不到时,或修建暗沟、渗沟时,应按本规范有关规定设置隔离层。

9.10.4~9.10.8 条文系参照原公路路基施工技术规范及路基设计规范送审稿的规定,对于顶板安全厚度,宜按设计规定的计算方式进行计算。

9.11 滑坡地段路基施工

9.11.1 滑坡形式分类的施工措施是结合我国公路部门多年处理滑坡的经验,增加了一些有效的施工措施而提出的。处理滑坡一般都需要综合治理,应结合滑坡发生的实际情况,参考采用有关的施工措施治理滑坡较为适宜。现将滑坡形式分类说明如下:

(1)浅层流动性滑坡:属堆积层滑坡,堆积层在地面水或地下水的影响下,或坡脚被切割(人工开挖或河流冲刷等)而形成滑坡。滑坡体一般多沿下伏的基岩顶面、不同地质年代或不同成因的堆积物的接触面、或堆积层本身的松散层面滑动。滑坡体厚度一般从几米到几十米。

(2)小规模圆形滑动:发生在均质或非均质粘土层中的滑坡,滑动面呈现圆弧形,一般滑坡厚度小于10m,滑坡体规模小于 10000m^3 。

(3)大规模的圆形滑动:多发生在均质或非均质的粘土层中,滑动面呈圆形,滑坡体厚度从中层(10~20m)到深层(20m以上),滑坡规模从中型($10000\sim 100000\text{m}^3$)到大型($100000\sim 1000000\text{m}^3$ 以上)。

(4)岩石滑坡:发生在各种基岩岩层中的滑坡,它多沿岩层层面或其构造软弱面滑动。

9.11.2 滑坡体的形成主要是由水而引起的,因此处理地表水及地下水是治理滑坡的必要措施。

9.11.6 采用打桩或修建挡土墙治理滑坡,目的是使桩或挡土墙能够承受滑坡体的土压力,使滑坡体达到稳定而不滑移,这是多年来治理滑坡的有效方法,桩(包括锚固

桩)或挡土墙必须经过设计,以确定桩或挡土墙的尺寸和桩的数量。桩深必须达到滑动面以下设计要求深度,挡土墙的基础必须置于滑动面以下硬岩上或设计要求的深度,这是处理滑坡的关键。若桩或挡土墙建在滑动面以上,对处治滑坡是不起作用的。

9.12 崩坍岩堆地段路基施工

9.12.4 岩石容易崩坍地段,一般都是岩石裂缝较多,比较破碎,受雨水浸蚀引起风化或因冰冻而引起岩石剥落而发生的,也有因岩石下部被风化,岩石下部失去支撑作用,上部岩石失去稳定而引起的崩坍。因此,条文规定,采用封闭岩石表面,这是防止岩层风化、处理崩坍地段的有效方法。

9.12.5 裂缝较大、岩石节理比较发育的地段,容易发生崩坍,仅采用三合土或水泥砂浆封面效果不好,故条文规定,采用混凝土块或片(块)石浆砌铺筑封面处理,效果较好。

9.12.6 挖方路堑上边坡较高时,为了防止有塌落危险的危岩坍落后影响交通,条文规定应予清除,因清除危岩危险性较大,一般要组建清除危岩的专业队伍进行施工,要制定清除危岩的施工方案和安全措施,经批准后才能施工。有的危岩,采取加固工程也是有效的办法。

9.12.8 岩堆中松散岩块一般占70%以上,稳定性不好,因此,路基通过岩堆地区主要是使岩堆保持稳定。条文规定采用注水泥砂浆固结岩堆或修建挡墙、护面墙都是稳定岩堆的有效方法,可根据实际情况采用。同时,在处理岩堆时,作好排水工作也是十分重要的,不然岩堆在水的作用下还会形成坍塌或形成滑坡,因此,应作好地表水及地下水的处理。

9.13 膨胀土地区路基施工

9.13.1 膨胀土是指土中粘粒成分主要由亲水性矿物组成,同时具有吸水膨胀、失水收缩两种变形的高液限粘土。凡是下列两个条件同时具备的粘土即可判断为膨胀土:液限大于或等于40%;自由膨胀率大于或等于40%。

9.13.5 膨胀土根据其膨胀率大致可分为强、中、弱三级,一般在设计文件中有规定,也可取样通过土工试验而定。按照土的自由膨胀率 P_s 可分为:

弱性膨胀土: $40\% \leq F_s \leq 65\%$

中性膨胀土: $65\% \leq F_s \leq 90\%$

强性膨胀土: $F_s \geq 90\%$

强性膨胀土难于捣碎压实,故条文规定不应作为路堤填料。对于中、弱性膨胀土,经处理后(一般掺石灰)可作为路床填料。要求处治后的膨胀土,其胀缩总率接近于零,土壤强度不低于表5.1.5的规定。在这样的条件下,处治后的土壤,经压实之后是稳定的。作为路堤填料的中性膨胀土,高速公路及一级公路宜进行处治,如采用包边的方法,并及时采用浆砌片护坡,亦可不加处治。对于弱性膨胀土用于三、四级道路的路堤填料,在水文条件较好时,亦可不作处理,条文对路堑的膨胀土也作了相应的规定,其作用是保持这类土的水稳定性。

9.13.9.1 膨胀土遇水易膨胀,因此压实时,应在压实最佳含水量时进行。自由膨

胀率越大的土应采用的压实机具越重。土块击碎在 5cm 以下,可使土块中水分易于蒸发,减少土块本身的膨胀率,有利于提高压实效率。

9.13.9.2 路堤与路堑分界处即填挖交界处,两者土内的含水量不一定相同,原有的密实程度也不相同,压实时应使其压实得均匀、紧密,避免发生不均匀沉陷。因此,填挖交界处 2m 范围内的挖方地基表面的土应挖台阶翻松,并检查其含水量是否与填土的相近,同时采用适宜的压路机具,将其压实到规定的压实度。

因膨胀土路堤压实后的紧密程度比一般土填筑的路堤更重要,故规定压实度检验点数增加一倍。

10 季节性路基施工

10.1 路基的冬季施工

10.1.1 本条文的“冬季”适用于瞬时冻土和季节性冻土地区。永久性冻土地区路基施工另有规定。

关于冬季施工的定义中的温度分界限,原《规范》规定“……日平均温度 0℃ 以下连续 15 天以上……”。在这种情况下大多数的天数白天最高温度在 0℃ 以上,晚间才降到 0℃ 以下,冻一薄层,白天气温升高后又趋融化,对施工影响不大,可按正常施工。本条规定“在反复冻融地区,昼夜平均温度在 -3℃ 以下连续 10 天以上……”是在东北地区调研并与当地的工程技术人员讨论拟定的。

10.1.2.5 其他公路此处指三、四级路,如果这些公路路基修成后要铺设高级路面,还是不宜安排冬季施工。如果只铺中低级路面,可以冬季施工,但应按 10.1.5 条选用路堤填料。

10.1.3.1 高速公路、一级公路的土路堤填筑禁止在冬季施工。所谓“土路堤”指纯土填的路堤。选择 10.1.5 条规定的填料也要慎重,北方某大桥引道为赶进度用粒料在冬季填筑,结果压实度达不到要求,在正常施工季节又得推倒重来就是一个例子。一般公路可选 10.1.5 条规定的材料在冬季填筑路堤。

10.1.5 本条的规定应与 10.1.3.1 条的规定配合执行。高速公路、一级公路的土路堤禁止冬季施工,用土填是禁止的,用其他透水材料填筑也不宜。因此本条规定只适用于二级以下其他公路。

10.1.6 本条规定主要适用二级以下其他公路。高速公路、一级公路只有在工期十分紧急的情况下才可用粒料填筑下部,转入正常施工且要整理复压达标,冬季填筑路堤要求层薄、快填、快压,迅速填完每一层。

10.1.7 本条规定适用于所有公路的冬季施工。因为冬季施工,压实容易出问题,再加上填料中允许有部分冻土块,在融冻后沉降增大,因此堤顶的 1m 必须留在正常时期施工。冬季填的部分要重新补压,重新检查压实度,到达标为止。

10.1.8 填挖交界处和填土低于 1m 的路堤如在冬季填筑,由于填土较薄,填完后易于冻结,解冻后土的强度、压实度都会降低,因此不应冬季施工。涵洞缺口,桥台背填土往往工作面狭窄,压实困难,必须选用透水性好的材料分层用机械和人工夯实,避免交工后土基下沉,错台跳车。

10.1.10 冬季填筑路堤,每层的两边边坡的30~50cm带内因压路机轮不能悬出,故压实不够,在解冻时又会局部坍塌,故条文规定了每层超填的最小宽度。

10.1.11 条文中提示的破冻机械,市场已有供应,破冻方法按施工需要选定。

10.1.12 本条各款条文规定了开挖冻土路堑的方法:边坡预留、路堑底部预留等都是防止路基冻融时造成的不稳定。在正常施工时再做这一部分以保证质量。

10.1.13 本条文规定主要是防止融冻时引起边坡滑坍。

10.2 路基的雨季施工

10.2.1 在我国南方地区,路基雨季施工往往难度增大,工程经费增加,工程质量不易达到要求,所以最好在雨季暂停土路基填挖施工。但是,雨季时间较长,施工队伍安排工作困难,有些工程工期又很紧急,因此,二级以下公路在经过详细选择后,可在雨季做有限的工程。

10.2.2 本条各款的准备工作主要是防水处理,把水的问题预先考虑到,解决好,雨季施工就可顺利一些。

10.2.3 本条规定了雨季填筑路堤时应遵守的事项。

10.2.3.1 本款的规定只适用于按10.2.1条规定的地段。一般重粘土地区、膨胀土地区、平原地区,原地面往往是不易晾干和压实的过分潮湿土,或排水困难,所以此款不适用这些地区。

10.2.3.2 此款所指的“无法晾干的土”指的是粘性土,因雨季经常降水,达到压实最佳含水量有困难,应按过分潮湿土处理。

10.2.3.3 路堤在雨季施工主要是抓紧晴好天气,讲究操作方法,争取在雨后较短时间内能填上一层,所以必须填完后迅速碾压,当天或雨前完成。

雨季施工,土的含水量大,易坍塌,故填方坡脚距取土坑顶的距离,应增大,以策安全。

10.2.4 本条规定了雨季开挖路堑时应遵守的事项:

10.2.4.1 本款条文规定的目的是防止地面水流入作业面而影响开挖。

10.2.4.2 本款规定边坡预留部分的目的是防止地面水冲坏已成边坡。待雨季过后再刷坡,可保持边坡合乎设计要求。

10.2.4.3 土质挖方超挖回填压实,是观察已成公路的病害而得出的结论。在路面铺筑后使用一段时间,往往路堑的路面容易出现病害,证明挖方地段路基强度不够,故应采取超挖回填压实,如土质不良还应采取换填等措施。

11 路基防护与加固

11.1 一般规定

11.1.1 路基防护与加固工程是公路路基工程的重要组成部分,是路基安全、稳定、汽车快速、行车舒适的保证。它除了能防止水流冲刷、免致路基水毁外,还对防治滑坡、岩堆、雪崩、风沙流和不良地质、土质等特殊土所引起的边坡不稳起到十分重要的作用。

在采取加固和防护措施时,不应只注意到经济问题,随着我国公路等级的不断提

高,安全和舒适感的紧迫要求,工程的耐久性和行车舒适也应同时考虑。

11.1.2 防护与加固工程的施工,应按设计图进行,但设计图完成后未立即施工,或者在其他工程也同时上马的地区,开工前应进行现场核对,使工程设置符合实际需要,并编出较好的施工计划。核对时应注意工程位置、长度、高度(或深度)是否与现场吻合,还应核对地质、水文条件有否出入,经核对调查无误后即可开工,否则应通过施工监理及设计部门处理后方可开工。

11.1.4 某些土质(包括特殊土)和软质岩石(包括硬岩风化层)易受雨雪浸泡或冰冻胀融等影响而造成路基软化、边坡坍塌,因此应及时采取防护与加固措施,否则,在产生病害后,需投入大量资金、花较多时间进行整治。

11.2 坡面防护

11.2.1 为防治路基病害和确保路基的稳定,应根据边坡的土质等因素,采取有效的防护与加固措施,这对保证正常的交通运输,发展 GBM 工程和保持道路与自然环境的协调均具有积极作用。

坡面防护主要是保护路基边坡表面免受降水、日照、气温、风力等自然力的破坏,从而提高边坡的稳固性。因此,我国公路网中的干、支线公路,非常重视坡面防护,并多使用了植物防护与工程防护措施。

11.2.3 植物防护的项目,一般包括种草籽、铺草皮、种其他草本植物和栽植灌木等。其要点是加强养护管理,保证成活率。具体指标见第 11.2.12 条。

11.2.4 草皮应选择根系发达、茎矮叶茂的耐旱草种,干枯腐朽及喜水草种不宜采用,泥沼地区的草皮禁用。

铺草皮一般应在春季或秋季进行,气候干旱地区则应在雨季进行。草皮应铺过路堑顶肩部至少 100cm,或辅至截水沟。

11.2.5 种草防护可以防止表面水土流失,固结表土,增强路基的稳定性,并可容许缓慢流水(0.4~0.6m/s)的短时冲刷。经常浸水或长期浸水的路堤边坡,草不易生长,则不宜采用此种防护。

种草防护的要点是优选草种,通常应选用适合当地土质和气候条件的易于成活、根系发育、茎干低矮、枝叶茂盛、生长能力强的多年生草种。最好选用几种草籽混合播种。播种草籽一般在春、秋季,按撒播或行播进行;草籽埋入深度应大于 5cm。为使草籽均匀分布,可先将种子与砂、干土及肥料或锯末肥料混合后再种。

11.2.6 对经常浸水、盐渍土、粉质土及经常干涸的边坡不宜采用灌木防护。

树种应为根系发达、枝叶茂密,能迅速生长的低矮灌木,宜在当地植树季节栽种。可按梅花形和方格形布置,间距 40~60cm。带状布置是沿垂直中线的方向栽植,条状是平行于中线的方向栽植,连续式即是布满全部面积。

11.2.7 工程防护施工的注意事项:易风化的岩石挖方边坡,要及时进行封面,以防继续风化剥落。抹面适用于比较完整而沿未剥落的软质岩层的坡面。抹面材料一般有水泥砂浆、石灰、炉渣(体积比 1:2)、三合土(石灰、炉渣和粘土的质量比为 1:5:1)或四合土(石灰、炉渣、粘土和砂的质量比为 1:9:3:6)等。三合土或四合土需用人工捶夯,这称之为捶面。坡面不平整的岩石边坡,宜用喷浆来防护。对岩石较坚硬而不易风

化的挖方边坡,为防止水分渗入岩石裂隙造成病害,可视裂隙的深浅与宽窄,分别予以灌浆与勾缝。因受自然力影响易发生泥石流、坍方或严重剥落的路基边坡,均宜采用护坡和护墙等石砌防护。

11.2.8 对风化破碎的岩体,其岩体风化程度系按《铁路工程地质技术规范》的分带名称,依序为:未经风化带、风化轻微带、风化颇重带、风化严重带、风化极严重带。执行时按该规范所列的野外鉴定特征及参考指标判定。

抹面宜分两次进行,第一层是打底,以便能与坡面较好地结合,第二层抹成光面,如全层一次抹埽,易产生流坠变形或开裂。

11.2.9 喷浆和喷射混凝土坡面防护主要适用于易风化但未遭严重风化的岩石边坡,坡面无流水侵入。对高而陡的边坡,当需大面积防护时,采用此类型更为经济,但对成岩作用差的粘土岩边坡不宜采用。

喷浆厚度不宜小于5cm,喷射混凝土厚度以8cm为宜,分2~3次喷射。其周边的衔接与抹面护坡相同。坡脚应作1~2m高的浆砌片石护坡。施工时,严禁在结冰季节或大雨中进行喷射作业。

锚杆锚固深度及铁丝网孔密度,视边岩石性质及风化程度而定。锚杆仅适用于灌浆锚杆,一般锚固0.5~1.0m,铁丝网间距20~25cm。

11.2.11 目前公路工程中,对坡面防护普遍采用浆砌片石护墙,它能防治比较严重的坡面变形,适用各种土质边坡及易风化剥落的岩石边坡。边坡坡度不大于1:0.5。

所采用的坡面护墙型式有实体式、孔窗式和拱式等三种。

实体护墙多用等截面0.5m墙厚,墙高常采用6~10m。孔窗式护墙常采用半圆拱型,高2.5~3.5m,宽2~3m,圆拱半径1~1.5m。拱式护墙适用于边坡下部岩层较完整而上部需防护的情况,拱跨采用5m左右。

护墙的高度等于或大于6m时,应设置检查梯和栓绳环。

各式护墙墙顶均应设置25cm厚的墙帽,并使其嵌入边坡内20cm,以防雨水从墙背灌入。

11.3 路基冲刷防护

11.3.1 沿河公路沿线由于地形的限制,多依山傍水顺着河谷设置,当避让山坡不良地质现象时,而将路基靠近河岸,还由于路线、桥位设计方案的选定,而将路基修筑在河滩上,或沿水库边通过,这些情况下的路基必然经常的或周期性地受到水流的冲刷作用。为了保护路基的稳固和安全,应按其环境条件,采用必要的冲刷防护措施。

直接防护加固,主要是对河岸或路基边坡和基底的直接加固,其特点是不干扰或少干扰原来水流的性质,且对防护地段上下游及其对岸的影响较少。但由于这类工程直接受冲,其建筑质量应能经受最不利情况的考验。

导流构造物是按照计划导治线修建的防护工程,属间接加固,它能改变原来水流的性质,故要求所修的构造物,应布置合理,形式适当,工程坚固。

路基边坡和河岸冲刷防护的工程类型、结构形式及适用条件,按表10办理。该表是在原规范表4.3.3的基础上修订的,其变更内容为:

表 10 路基边坡及河岸冲刷防护工程表

防护类型	结构形式	适用条件		意事项
		容许速度 (m/s)	水流方向、河道地貌等	
植物防护	铺草皮	.2 ~ 1.8	水流方向与线路近乎平行,不受各种洪水主流冲刷的浅滩地段的路堤边坡防护	
	种植防水林		有浅滩地段的河岸冲刷防护	
干砌片石护坡	单层干砌厚 0.25 ~ 0.35m, 双层为 0.25 ~ 0.35m, 下层为 0.25m	2 ~ 3	水流方向较平顺的河岸滩地边缘;不受主流冲刷的路堤边坡;无漂浮物和滚石的河流	应设置垫层
浆砌片石护坡	厚 0.3 ~ 0.6m	~ 8	主流冲刷及波浪作用强烈处的路堤边坡	有冻胀变形的边坡上应设置垫层。有流木、流水、滚石时应适当加厚
混凝土板护坡	厚 0.08 ~ 0.2m			
抛石	石块尺寸根据流速、浪波大小计算,不宜小于 0.3m	3	水流方向较平顺,无严重局部冲刷的河段;已被浸水的路堤边坡与河岸	抛石厚度不应小于石块尺寸之两倍
石笼	镀锌铁丝编织成箱形或圆桶形,笼内装石块	4 ~ 5	受洪水冲刷但无滚石的河段和大石料缺少地区	
大型砌块	1m × 2m × 1m; 2m × 3m × 1m; 2m × 3m × 2m	5 ~ 8	受主流冲刷严重的河段	常与脚墙配合使用
浸水挡土墙	重力式或衡重式	5 ~ 8	峡谷急流和水流冲刷严重的河段	有时也用 L 型混凝土脚墙

(1) 防护类型中,增加了“大型砌块”的项目。

(2) 结构形式栏目中,将浸水挡土墙的内容,由“浆砌片(块)石或混凝土”改为重力式或衡重式,则更为恰当。

(3) 适用条件内,容许速度的栏目中,对于砌片石护坡、混凝土板护坡及石笼等类型所列的数据,按新的科研成果进行了调整。

(4) 适用条件内水流方向、河道地貌等的栏目中,对于砌片石护坡类型的内容进行了适当的补充,使之更为完善。

11.3.2 干砌片石岸坡防护适用于周期性浸水的河岸或路基边坡防护,也适用于洪水时水流较平顺,不受主流冲刷且流速小于 3m/s 的地段。

干砌片石,一般分为单层铺砌、双层铺砌和编格铺砌等几种形式,可根据具体情况选用。所用石料应是未经风化的坚硬岩石,其抗压强度应大于 30MPa 。护坡坡脚应修筑堰石铺砌式基础。

浆砌片石岸坡防护常用于经常浸水的受主流冲刷或较强烈波流作用的路基边坡防护和河岸及水库边岸防护,亦可用于有流冰及封冰的河岸边坡防护。石料宜选用坚硬石块,其抗压强度应大于 30MPa ,并且耐冻、未风化及遇水不崩解。砂浆宜采用M7.5~M10号水泥砂浆,严寒地区宜采用高标号。

干、浆砌片石防护要求铺设在有足够的密实而不易发生不均匀沉陷的边坡上。新填路堤需防护的边坡,尤其应注意夯填紧密。

为消除或减小浆砌片石护坡所产生的温度应力,应沿纵向每隔 $10\sim 15\text{m}$ 设置一道伸缩缝,缝宽 $2\sim 3\text{cm}$,用沥青麻筋填塞紧密。在基底土质有变化处,应设置沉降缝。在护坡上下左右一定距离(一般为 $2\sim 3\text{m}$),交错设置 $10\text{cm}\times 10\text{cm}$ 或 $\phi 10\text{cm}$ 的泄水孔,主要是为排泄护坡背后的积水并减小其渗压力,以增强护坡的稳定性。

11.3.4 混凝土板护块整体性强,能抵抗流速达 $4\sim 8\text{m/s}$ 以及较强烈的波浪作用和冰压力,在缺乏片石材料地区,可用以代替浆砌片石护坡。

由于混凝土具有收缩开裂的特性,不宜整片连续铺设,通常预制成适当大小的方块进行拼铺。每块尺寸或重量可按所承受的荷载计算选择,其最小厚度不宜小于 6cm 。当流速大于 6m/s 时,则宜建成大块板,平面尺寸可采用 $2\text{m}\times 1\text{m}$ 或 $2\text{m}\times 2\text{m}$ 等方形块,厚度采用 $20\sim 30\text{cm}$ 。

在混凝土板上留一些泄水孔眼,主要是为了减小水流及波浪的上举力,以增强板块的稳固性。

混凝土板的垫层,主要是为铺板时受力均匀,垫层材料可采用砂砾石、卵石等,宜按反滤层要求进行铺筑。经验厚度对于较干燥的边坡为 $10\sim 15\text{cm}$,对于较潮湿的边坡为 $20\sim 30\text{cm}$ 。

11.3.5 导流构造物是以改变水流方向为主的水工建筑物。在路基工程防护中采用导流构造物,使水流轴线方向偏离路基岸边,或减低防护处的流速,甚至促使其淤积,从而起到对路基的防护作用。

导流构造物的修建,应根据河道宽窄、水流性质、地质条件、材料来源、施工条件、工程效益等进行综合考虑。按导流构造物的使用性质选择建筑材料和结构类型。建筑导流构造物时,应尽可能避免过多压缩河床断面,否则,造成水位抬高,以致影响上下游的路基、农田及建筑物的安全。

必须慎重考虑因建筑导流构造物而挑向对岸的水流有无冲毁河岸及岸区设施的可能性。

导流建筑物的轴向大体沿导治的边缘线布置者称为顺坝,它压缩水流断面较少,

对水流性质干扰较小,不致引起过大冲刷,坝体和基础的防护均可较轻,但坝体较长,造价较高。

由于顺坝的坝根部分是受水流冲击作用较重的部位,而坝头部分则受冲击较轻,为此,应特别重视坝根部分与相连地层或其他防护设施的嵌接,以保证施工的质量。

对于较长的不漫水顺坝,一般需要加设横向格坝以连接并加固坝体和河岸。对于较长的漫水顺坝,为了避免洪水在坝岸之间产生纵向水流引起冲刷和促进坝后的淤积,应重视横向格坝的施工质量使之连为整体,稳固坚实。

丁坝(亦称挑水坝),其作用是逼使水流改变方向离开被防护的河岸。它压缩水流断面较多,能强烈地扰乱原来水流的性质。在丁坝坝头附近有强烈的局部冲刷,故其坝头的基础必须要深埋,而且应严格掌握工程质量标准。

由于单个挑水坝只能引起水流情况的恶化而不能起防护作用,因此,丁坝必须成群建筑,以利在坝间形成淤积,经过多次洪水后可造成新河岸。

丁坝群中的第一座丁坝,因首当其冲,不仅受到水流的强烈冲刷,而且还经常遇到排筏及漂木的猛烈撞击,为保护丁坝群的牢固耐用,对首座丁坝要确保其施工质量。

11.4 其他加固工程

11.4.1 铁丝石笼是一种能经受较高流速冲刷的河岸和路基冲刷防护建筑物,也广泛应用于防洪抢险和缺乏大石料的地区。

石笼防护具有较好的柔性,当水流中含有大量泥砂时,石笼中的空隙能很快淤满,而形成一个整体的防护层,其防护效果会更好些,但必须注意各铁丝石笼单元间应彼此很好地连结起来成为一个完整的柔性体。

用于防护岸坡时,一般在最底下的一层采用扁长方体石笼,在靠岸坡外则宜采用长方体石笼的垒砌形式。用于防洪方面的石笼,一般采用圆桶形石笼,以便顺路基或河岸边坡滚下,来防护洪水对边坡的冲刷。

采用镀锌铁丝编笼,使用期限较长,一般为8~12年。编织网孔以六角形为好,常用的网孔尺寸为8cm×10cm及10cm×12cm,铁丝直径可选用 $\phi 3 \sim 4\text{mm}$,编织网格时宜用双结,以防网孔变形。

石笼内应选用坚硬不易崩解的卵石、块石填充,块径应大于网孔尺寸,装笼时石块必须全部码砌、塞严,两层石笼接触面应平整,严防片石菱角砸断铁丝而导致整个石笼损坏。

石笼防护可在一年中任何季节施工,但以低水位时施工较好。

11.4.2 抛石防护的应用很广,对于经常浸水且水深较深地段的路基边坡防护及洪水季节防洪抢险更为常用。在缺少较大块石料的地区,也可用预制混凝土块作为抛投材料。

抛石加固,切忌乱抛,最好进行一些人工整理。要在洪水前抛置好,不应遇到洪水危及路基安全时才抛置,如河床枯水时为干河,可进行人工挖基,将石块尽量抛置到最后的稳定位置上,抛石体厚度一般应大于石块尺寸的2倍。

抛石防护能否成功,主要取决于施工时是否能根据流速的大小,正确选择好石块的规格。因此在备料时应核实在水流作用下石块的稳定性与在波浪作用下石块(或块体)的稳定性。按其测算结果据以指导施工。

嵌固的抛石加固效果,实践证明是很好的。嵌固的抛石加固比松散的更为稳定,因为可避免个别石块被冲走,同时,休止角大一些,可减少抛石体积而较经济。

11.4.5 排桩透水坝一般没有被淘刷冲毁的危险性,它多用于河床泥砂颗粒较细、自然冲刷深度较大的河床上。

在洪水含沙量较大的河流上,如宽浅游荡河段和宽浅变迁河段等,应用透水坝减速淤沙防护河岸很有成效。挟带泥沙的水流穿过透水坝后,由于流速减小,会沉淀大量泥沙,不仅保护后面被冲刷的河岸,还能形成推向河心的新岸。

排桩透水坝可做成淹没式或非淹没式,视实际需要而定,根据现场调查,非淹没式使用效果好,湖南省公路管理单位在公路水毁防治中,使用排桩透水坝作为路基防护取得了显著的成效。

11.4.6 在宽浅河流上,码槎是最普遍应用的透水性护岸建筑物。

菱形架群可布置在河槽内或河槽外。在黄河中下游的河道整治中,曾使用此菱形架群取得了良好效果。

三角架式的码槎能抵抗较大的流速,支架的脚可随水流冲刷自行沉入河床。由于是柔性结构,能适应较大的变形。如湖南省永龙公路14K处,河段变曲,洪水时常冲塌河岸,威胁公路,当修建了9道三脚架丁坝护岸(相邻间距10~15m不等),经历年洪水,坝间已淤积,河岸稳定,保护了长约800m的路基,也保住了大片农田,收到了良好的效果。

11.4.7 滞水坝不同于丁坝,主要是它与河岸平行而不构成一定的交角。它与河堤的区别主要是其高度等于或低于河岸高度;与护坡的区别主要是其不设置于岸坡上。

11.4.8 在宽滩蜿蜒的河段上,为了消除弯曲河槽水流对路基的威胁,拨正河段水流方向,常将两个互相逼近的弯曲河槽进行人工挖槽,截弯取直,并在废弃的弯道进口处修建截水坝,以根除路段路基水害。

由于截弯取直以后,河流的长度缩短,比降加大,河流的原有特性突然改变,其影响较大,因此,改河工程的实施应通盘安排。

12 公路绿化工程与环境保护

12.1 公路绿化工程

12.1.1 公路绿化,不仅可以美化路容,协调景观,而且能在一定程度上减轻汽车尾气和噪声的污染,减轻驾驶员的视觉疲劳,起到行车安全的作用。

12.1.2 条文规定路肩上不得植树、行道树只能植于边坡以外的地点,护坡道上只宜栽种低矮灌木,主要是防止产生倒影眩光。这种眩光,在高速行驶的情况下,影响驾驶员的视觉,不利于行车安全。路肩上不允许植树和护坡道上只许栽低矮灌木,还有防止树干倒于车道上,在高速行驶的情况下导致行车事故的作用;另外树叶落于

车道上,也难以清扫,影响景观。不同路段树种的变化可防止全路景观单一,减轻驾驶员视觉疲劳。

12.1.3 弯道内侧,种植超过行车视线高度的树木,会妨碍驾驶员的视线,易产生行车事故,所以在条文上作了规定。

12.1.4 为保护自然景观,防止不必要的植被破坏而增加裸露面和泥石流的产生,在一级公路、高速公路两侧,不得任意开采砂石材料,以增加行车的美感和安全感。

12.1.6 我国幅员辽阔,气候、土壤、日照和降雨量变化都很大,因此,在选择绿化植物时,除满足当地气候、土壤条件之外,还必须满足工程对绿化植物性能的要求,以达到绿化的目的。在种植树木时,一定要换填种植土,适时浇水施肥,保证植物的成活。

12.2 空气污染的防治

12.2.1 条文规定的堆放场和加工厂,要远离居民区并保持不少于规定距离,是防止产生的灰尘、散发不良的气味污染空气和噪声,有害人体健康。

12.2.2~12.2.4 主要是防止粉尘飞扬污染环境,保护施工人员身体健康。

12.2.5 机械施工所产生废油、废气、废水及烟尘,易使空气、土质和水源遭到污染,所以要采取措施,以减轻对周围环境的污染。

12.2.6 噪声影响人体健康。机械施工发出的噪声,应加以控制,以保护居民的健康。

12.3 防止水、土污染和流失

12.3.1 公路施工所产生的垃圾和废弃物质,如不妥善处理,极易破坏景观,有的还会污染上、水 and 环境。对于废土、石,还易产生新的泥石流,破坏农田,污染水源。条文未对不同的情况,作出规定,但对以下情况、还应作好处理:

清理场地的表层腐殖土,一般应留用边坡植草、植树的营养土或造田之用。

铲除的荆棘丛林、灌木等,应尽量予以利用,当无使用价值时,必须收集在一起,进行有计划的焚烧或掩埋,以保护环境。

废弃的土石方及工程剩余的废弃材料,应有计划地配合景观和工程的需要进行处理。防止水土流失,污染江河,污染环境。

这些不同的规定,目的是降低废料的产生,保证人民的健康。

12.3.2 清洗机械、施工设备的废水及生活污水,如果直接排放,会污染水质、土质,影响鱼类的生存、农作物的生长和人们的饮用水源,因此必须采取必要的净化措施,才得排放。

12.3.3 使用工业废料作为筑路材料,是一项利国利民的工作。当工业废料含有可溶性有害物质时,应采取隔离措施,隔绝水源,使有害的可溶性物质不致溶化、污染土质和水源。

13 路基整修、检查验收及维修

13.1 路基整修

13.1.1 竣工测量成果是衡量工程质量水平和建立工程档案的重要资料，必须认真、严格。

13.1.2~13.1.4 根据竣工测量结果，要对路基进行全面整修。土质路基的整修重点是边坡上的冲沟，石质路基是路堑边坡上的危石清除，以确保行车安全。

13.2 检查及验收

13.2.1~13.2.3 中间检查验收是保证工程质量的重要部分，故经检查不符合要求的项目不得进行下一道工序，必须严格执行。

13.2.4~13.2.6 竣工验收是参照《公路工程质量检验评定标准》拟定的。公路工程一般是在完工后，要经过一个雨季的检验，再进行竣工验收。路基工程作为一个单位工程，在路面工程未做时，很少有单独进行竣工验收的。

13.3 路基维修

13.3.1 路基工程完工后，路面未施工前，及公路未交工验收前，应由施工单位进行路基的维修，但究竟维修期多长时间，目前尚无正式规定，故本条文未明确维修时间。

13.4 质量标准

13.4.1~13.4.26 按照交通部颁布的《公路工程质量检验评定标准》拟定。

第二章 《公路工程技术标准(JTG B01-2003)》 与路基设计、施工技术的改进

第一节 软土地基浅层处理

一、概述

高速公路软土地基处理,是关系到能否在计划营运期内保持道路路况良好、保证行车速度及安全运行的关键问题之一。随着我国在软土地基上修建的高速公路数量越来越多,已经积累了相当丰富的经验,对软基处理的设计、施工工艺、设备、材料、检测等手段已逐渐趋于成熟。但由于软土性状千差万别、地质资料代表性的局限及设计参数误差等因素影响,往往使处理后的效果与设计预想产生较大差异。如计算超过极限高度的路堤,由于加载方式的变化,路基可保持稳定,而路堤沉降量预测值往往与观测沉降量相差一倍以上等。所以在软土地基的设计和方案比选中,如何确保地质资料及计算参数的真实准确,因地制宜、恰到好处地选择处理方案,体现经济、可靠、投资少、效益高的指导原则,是软土地基处理的关键。

各种软基处理方法有其各自特点,选择原则是可靠实用,尽可能做到既合理又经济。不是所有的软基都要处理,首先要考虑不处理的可能性。如不处理不能满足需要,则首先选择浅层处理,若不可行才考虑深层处理。方案选择时不能仅考虑荷载和变形因素,要综合施工期地表状况、结构物密度、填土高度、施工进度要求、施工季节、当地的设备、材料、气候条件等因素统筹考虑,广开思路,往往能找到更有效、快速、经济的方案。

在软土处理的实施过程中,要有滚动设计、动态管理观念。如设计预压期和预压荷载是明确的,但在施工过程中如采取沉降速率和预压期双控制,可及时调整预压时间及预压荷载;要重视施工期的补勘工作,对各种因素造成补勘与详勘时的水文地质条件变化,应在施工方案中及时予以调整等。

软土地基浅层处理相对于复合地基等深层处理有两个显著特点:(1)处理位置在路床浅层,水文地质和自然条件差异性较深层地基更大,设计计算模式和参数选择的可靠性低;(2)浅层处理包含内容繁多,处理方式、材料、设备、工艺等选择余地及组合较多。所以,浅层处理的关键在于全面了解各种因素,综合比选,找到最佳组合,这也是浅层处理的难点。选择方案稍有偏差,可能得到相反的处理效果。如排水垫层可阻断地下水渗透路基,加速地表软土排水固结,但如果软土路段上部为隔水硬

壳层,同样铺设了砂垫层,不仅不能排水,反而可能因其透水性损毁原地表硬壳层,反而破坏了路基稳定。再如硬壳层可承受部分路基荷载,减少沉降量,但在台背等工后沉降要求更严格的路段,往往在路基两侧开沟截断硬壳层,加速前期固结以满足工后沉降要求,而不能像正常路基段采取加固加厚措施。针对浅层处理复杂多变的特点,本书列举了一些处理措施,供软土地基浅层处理参考。第二章软土地基浅层处理

第一节概述高速公路软土地基处理,是关系到能否在计划营运期内保持道路路况良好、保证行车速度及安全运行的关键问题之一。随着我国在软土地基上修建的高速公路数量越来越多,已经积累了相当丰富的经验,对软基处理的设计、施工工艺、设备、材料、检测等手段已逐渐趋于成熟。但由于软土性状千差万别、地质资料代表性的局限及设计参数误差等因素影响,往往使处理后的效果与设计预想产生较大差异。如计算超过极限高度的路堤,由于加载方式的变化,路基可保持稳定,而路堤沉降量预测值往往与观测沉降量相差一倍以上等。所以在软土地基的设计和方案比选中,如何确保地质资料及计算参数的真实准确,因地制宜、恰到好处地选择处理方案,体现经济、可靠、投资少、效益高的指导原则,是软土地基处理的关键。

各种软基处理方法有其各自特点,选择原则是可靠实用,尽可能做到既合理又经济。不是所有的软基都要处理,首先要考虑不处理的可能性。如不处理不能满足需要,则首先选择浅层处理,若不可行才考虑深层处理。方案选择时不能仅考虑荷载和变形因素,要综合施工期地表状况、结构物密度、填土高度、施工进度要求、施工季节、当地的设备、材料、气候条件等因素统筹考虑,广开思路,往往能找到更有效、快速、经济的方案。

在软土处理的实施过程中,要有滚动设计、动态管理观念。如设计预压期和预压荷载是明确的,但在施工过程中如采取沉降速率和预压期双控制,可及时调整预压时间及预压荷载;要重视施工期的补勘工作,对各种因素造成补勘与详勘时的水文地质条件变化,应在施工方案中及时予以调整等。

软土地基浅层处理相对于复合地基等深层处理有两个显著特点:(1)处理位置在路床浅层,水文地质和自然条件差异性较深层地基更大,设计计算模式和参数选择的可靠性低;(2)浅层处理包含内容繁多,处理方式、材料、设备、工艺等选择余地及组合较多。所以,浅层处理的关键在于全面了解各种因素,综合比选,找到最佳组合,这也是浅层处理难点。选择方案稍有偏差,可能得到相反的处理效果。如排水垫层可阻断地下水渗透路基,加速地表软土排水固结,但如果软土路段上部为隔水硬壳层,同样铺设了砂垫层,不仅不能排水,反而可能因其透水性损毁原地表硬壳层,反而破坏了路基稳定。再如硬壳层可承受部分路基荷载,减少沉降量,但在台背等工后沉降要求更严格的路段,往往在路基两侧开沟截断硬壳层,加速前期固结以满足工后沉降要求,而不能像正常路基段采取加固加厚措施。针对浅层处理复杂多变的特点,本书列举了一些处理措施,供软土地基浅层处理参考。

二、浅层处理

(一)类型、作用与适用范围

软土地基浅层处理是相对于深层排水固结及复合地基而言,指对路床处理深度一

般小于 5.0m 的软土地基,通过表面单一或综合处理方式,达到提高地基抗剪强度和压缩模量的目的,在上部荷载作用下,确保路基稳定和减小变形,满足工后沉降要求的处理方式。

根据路床排水条件及地表土性质的不同,可分为硬壳层的处理及加固、排水垫层、置换垫层及浅层复合地基等处理方式。

根据处理材料的不同,可将垫层及置换材料分为砂垫层、碎石垫层、山皮石垫层、粉煤灰、灰土、二灰土、水泥土垫层、干碴垫层及素土垫层等。

按施工方法的不同,又可分为以下 12 种。

1. 硬壳层补强法

此法适用于硬壳层有效厚度超过临界厚度时路基相对稳定。通过详细勘察资料,确定现场硬壳层有效厚度及土层物理力学指标,如根据荷载形式计算的硬壳层临界厚度大于实际厚度,则可通过振动碾压、冲击压实及夯压等方式改变其厚度和物理力学指标,使硬壳层尽量改善,达到充分利用软土地基潜力的目的。特别对于粘土硬壳层下卧砂性软土,纵向排水条件较差、路基填土高度较低(2.5m 以下)及湿陷性黄土地基的处理较为经济适用。

2. 砂石挤淤法

此法包括抛石挤淤及砂碎石挤淤,适用于湖塘河底等积水洼地。对于地下水位高、塘水不易抽干、表面无硬壳,软土液性指数大,厚度薄,片石能下沉至下卧层表面,宜采用抛石挤淤。一般采用较大的片石(直径不宜小于 30cm),抛石从中部开始,逐次向两旁展开,使淤泥向两边挤出,在片石高出水位 50cm 后,采用重型压实机械碾压、夯压,然后在其上铺设反滤层辅以土工格栅后填土;对于软基段沟塘,如淤泥层较厚,无明显下卧硬层,难以确定清淤深度,机械无法在塘底操作的条件下,宜采用填砂或石屑挤淤。为保证挤淤后路基稳定,可在坡脚线外填筑土体围堰兼做反压护道及填料的包边土。围堰排水后,挤淤从中部开始向两旁展开,先在中部开挖清淤槽 3-5m 宽,以保证填料有足够侧向挤压力。第一层填砂厚度 1.5m 左右,以轻型压路机可稳压为度,两侧挤出的淤泥在围堰与填砂之间及时清出,塘基稳定后,以上填砂 30cm 一层,采用中型压路机碾压,保证 90% 以上密实度。填料高出围堰顶 50cm 后,两侧设置干砌片石及土工布反滤层,并在砂石面以上铺设土工布或土工格栅后填土,由于砂石增加了塘底软弱层的透水性,塘底淤泥在路堤及砂石荷载下水分迅速渗透入砂石层,加速塘底下层淤泥的固结,可有效提高地基承载力。

3. 垫层法

在软土地基地面上,铺设一层特殊材料,再在其上填筑路堤,称为垫层法。如地表无硬壳层或为透水性硬壳层,垫层材料宜选用砂石等透水性材料,统称为排水垫层。排水垫层直接铺设在软土地基表面上,使其在软土和填土之间增设一排水面,从而使地基在填土荷载作用下,加速了地基的排水固结,提高地基强度。垫层厚度以保证不致因沉降发生断裂为宜,目前多选用 50cm 左右。当辅以土工布或格栅时,由于变形趋于均匀,可适当减少垫层厚度。当软土层为粘性软土或硬壳层,封水条件较好时,不宜采用透水性垫层,应使用加固型垫层,利用垫层强度和刚度,使上部荷载的

传递得到有效调整,减少路床应力并使其分布均匀。其硬化材料多种多样,应以就地取材为原则,体现实用、快速、投资少、效益高的特点。具体材料及处理方式有:

(1) 配较好的山皮石废料,最大粒径 20cm,含泥量 5% 以下,连续级配,可直接按 30cm 一层,振压或冲压密实。

(2) 原地表翻拌石灰水泥等处理后,地表以上再加铺石灰土、水泥土或二灰土,可根据地表水或地下水状况选用相应水稳性材料。

(3) 高炉混合矿渣或钢渣垫层。材料露天堆放至少一年以上,最大粒径控制 20cm,通过 0.075mm 筛孔的颗粒,塑性指数不宜超过 6,铺筑的矿渣层顶面可用最大粒径 5cm,最小厚度 10cm 且级配良好的矿渣做封层。压实度用碾压遍数控制。

矿渣垫层有以下特点:具有良好的渗透排水效果,颗粒粗糙,压实后嵌锁牢固,稳定性好。强度高;矿渣料具一定的胶结性,其后期强度和整体性好。矿渣是工业废料,料源丰富,价格低廉,施工方便。

4. 置换法

该法又称换土垫层法,是指将路床顶面以下一定范围的软弱土层利用人工、机械或其它方法清除,分层置换强度较高的砂、碎石、山坡石,改良土以及其它性能稳定和无侵蚀性的材料,并振实(压实)到要求的密实度。对于软土厚度不大,埋藏浅,无硬壳层,路床承载力低及路基填土高度不大的路段辅以等载或超载预压较为适用。换填深度根据路床承载力及外荷载情况综合确定,需满足路基稳定及工后沉降指标要求,一般在路基填土高度 5m 以下,路床承载力标准值在 100kPa 以下时,换填 80cm,承载力标准值在 50kPa 以下时,换填 120-150cm。当地下水位低于换填基底高程,软土透水性差,路堤填土高度在 2.5m 以下时,可采用改良土等隔水型材料换填。当地下水位高,软土渗水性好,路堤填土高度较大时,宜选用透水性材料换填以加快软土层固结。置换法通常辅以土工布或土工格栅以扩散应力,减少总沉降量及不均匀沉降。

5. 浅层复合地基处理

这种方法是相对于深层水泥搅拌桩、粉喷桩、碎石桩等复合地基处理方式而言,指对路基表层 3~5m 的软土地基进行石灰桩、二灰桩、CPC 桩及干振复合桩等方式处理,以达到桩土共同承担上部荷载的目的。浅层复合地基处理对下卧层为非软土地基,地表硬壳层效应差、排水条件差、挖除换填工作量大、处理范围广以及进度要求紧的路床处理特别适用。为实现桩土共同承担上部荷载的目的,浅层复合地基处理方案选择的关键是根据软土的含水量、孔隙比、承载力等指标对桩体提出相应要求:桩体的强度、刚度指标,对软土的挤密置换率(选择桩径及间距),吸水效率要求等。对高含水量软土可选用石灰桩、二灰桩,但桩体本身强度刚度较低;CFG 桩强度较高,但吸水率低,可用于低含水量软土。由于近年来复合桩发展较快,材料选择范围不断加宽,新工艺不断出现。干振复合桩就同时满足了吸水率及强度刚度指标综合要求,其桩体强度 3~8MPa,吸水率 30%-50%,能有效改善桩间土物理力学指标,充分发挥桩、土力学潜能,达到浅层复合地基处理的最优化效果。比如,合(肥)-徐(州)高速公路北段 269K 的 300m 芦苇荡淤泥质土干振复合桩处理,软土层厚 3.5m 左右,采用桩径 15cm、桩长 4m、间距 90cm 的复合桩,处理后,复合地基承载力从

85kPa 提高到平均 177kPa, 路基荷载压缩沉降 3cm 左右, 符合了软土处理的目的。于振复合桩的施工工艺及材料配比设计等详见第八章。

6. 固化剂处理湿软地基在多雨潮湿的平原湿软地区, 地基普遍分布大量潮湿粘性土, 其含水量高, 塑性指数大, 含较多有机质。由于粘粒含量及有机质影响, 水泥及石灰等稳定效果较差, 处理后很难达到密实度要求, 采用置换法, 成本又较高, 在这种条件下采用新型粘性土固化材料稳定过湿土, 提高地基承载力具有很强的适应性。在石灰水泥中, 添加高性能无机增强吸水材料改性而成的复合固化材料, 可起到强烈吸水、促进土粒砂化, 形成针状矿物加筋作用, 能有效降低过湿土含水量, 改善压实性, 增强稳定土强度、水稳性和抗冻融能力, 达到就地利用不同有机质细粒土处理湿软地基的目的, 是浅层软土处理新材料新工艺的发展方向之一。

(二) 浅层处理设计

1. 硬壳层的界定及临界厚度计算

1) 软土地区的路基类型

根据软土的工程特性, 有无硬壳、硬壳的物理力学指标好坏及厚度大小, 将软土地区的路基分成三种类型。

(1) 软土路基软土直接出露地表 或者其上虽有硬壳层 而厚度不足 1.5m 的路基。

(2) 硬壳层路基软土层上的表土层, 其物理力学指标符合硬壳层标准, 且厚度大于 1.5m 的路基。

(3) 正常路基土基压缩范围内不存在软土, 土基工作状态满足路面设计要求, 或者硬壳层指标满足稠度 $W_c > 0.75$; 孔隙比 $e \leq 0.8$; 压缩系数 $\alpha \leq 0.2/\text{MPa}$; 比贯入阻力 $P_s \geq 2.4\text{MPa}$; 回弹模量 $E_o > 22 \sim 25\text{MPa}$; 加州承载比 $\text{CBB} > 5$; 粘聚力 $C > 0.02\text{MPa}$; 其厚度能满足稳定性验算和容许沉降量要求的路基。

对于软土路基, 必须进行稳定性检验和沉降计算, 根据具体情况, 进行路基的加固和处理。对于正常的路基, 可以直接填筑路堤, 或者直接铺筑路面, 无特殊原因, 一般不另作处理。对于硬壳层路基, 是可以利用的, 但它不同于正常路基, 可能强度不够, 不能满足路面的要求。也可能厚度小, 虽已大于 1.5m, 也还不能满足路堤沉降的要求和稳定性的需要, 而要根据具体工程, 改善土基, 或作适当处理。

2) 硬壳层指标界定

目前国内外对硬壳层是作为软土的相对概念提出的, 一般认为, 软土层以上地表土指标 $W_c > 0.5$; $e < 1.0$; $\alpha < 0.5/\text{MPa}$, $PS \geq 1.0\text{MPa}$; $P_o \geq 10\text{MPa}$; $\text{CBR} > 2$; $C > 0.015\text{MPa}$ 的表土层视为硬壳层。

3) 硬壳层临界厚度的确定

理论上, 硬壳效应随着硬壳层厚度的改变而改变。在实际工程中, 往往硬壳层达到一定厚度时, 方有利用的价值; 这时的硬壳效应才比较明显, 因此把可以利用的最小硬壳层厚度称为临界厚度。硬壳层临界厚度的确定是非常复杂的, 它涉及到外荷载的形式、大小、硬壳和软土层的厚度和强度等因素。尽管如此, 仍可粗略地提出硬壳层的临界厚度以供设计、施工使用。

根据汽车荷载作用下的双层体系, 利用 "DCT" 路面弹性层状体的计算程序, 并

求出在汽车动荷载和承载板受力作用下,不同厚度硬壳层的应力-应变关系,以期找到在一定荷载作用下,(这里指13t轴重的活载和相当于黄河车载重的静载两种情况)硬壳发挥作用较明显的厚度即硬壳的临界厚度值。计算出的垂直应力 σ_z 和垂直位移随硬壳强度和厚度的变化关系,绘成图2-1、图2-2、图2-3、图2-4、图2-5。

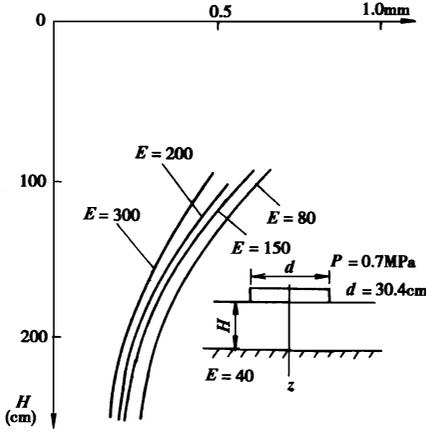


图 2-1 不同模量时,垂直应力随硬壳深度的变化

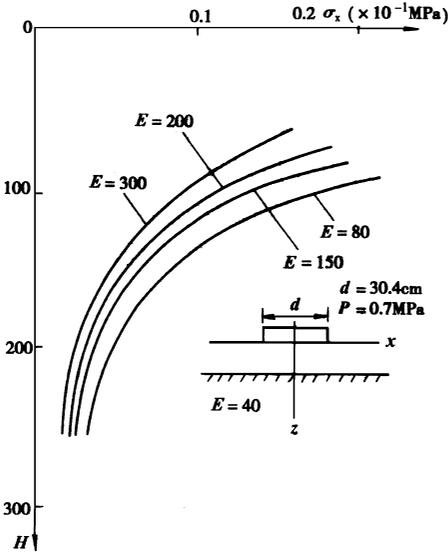


图 2-2 不同模量时垂直应力随硬壳深度的变化

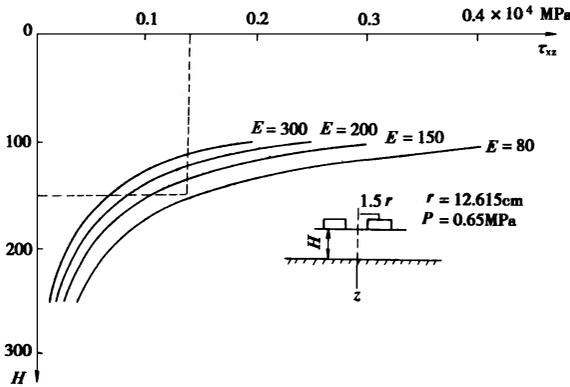


图 2-3 不同模量时，水平剪应力随硬壳深度变化

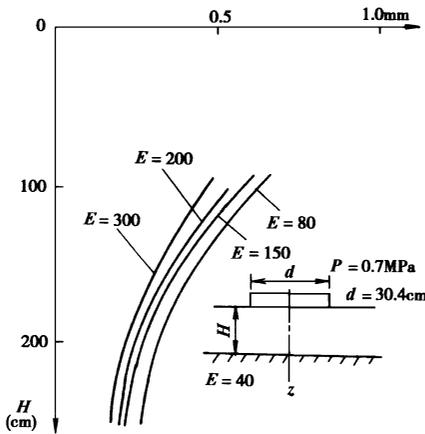


图 2-4 不同模量时，垂直位移随硬壳深度变化

从图中可见，随着硬壳厚度的增大，无论是和 z 都相应减小，说明硬壳有应力扩散作用。主要的应力扩散区位于硬壳表面以下 1.5m 的范围内，当硬壳厚度小于 1.5m 时，线束斜率小，土体的压缩变形大，承载力低，在汽车荷载的作用下，地基的硬壳作用不明显；当硬壳层厚度大于 1.5m 时，曲线束斜率变陡，土体的压缩变形随硬壳厚度增加而减小，应力扩散趋向零，特别是剪切应力表现更为明显。

4) 硬壳层作用分析

硬壳层能提高软基承载力，有应力扩散作用，减少不均匀沉降。除此还有两个突出的作用：

(1) 减少地基沉降量。荷载愈大，地基沉降量减少的幅度也愈大，地基的沉降量

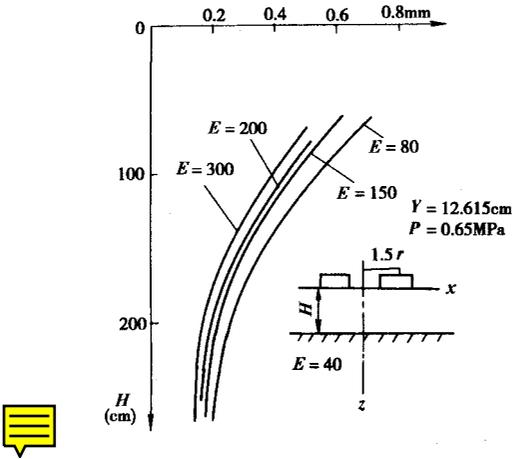


图 2-5 不同模量时，垂直位移随硬壳深度变化

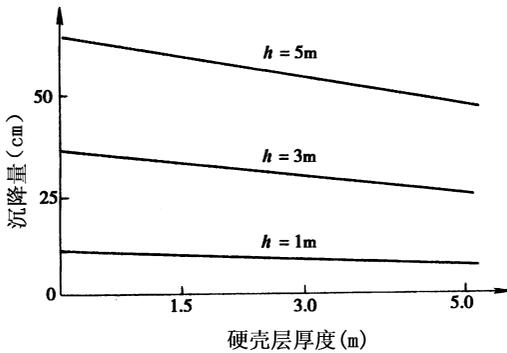


图 2-6 沉降值硬壳层厚度的变化

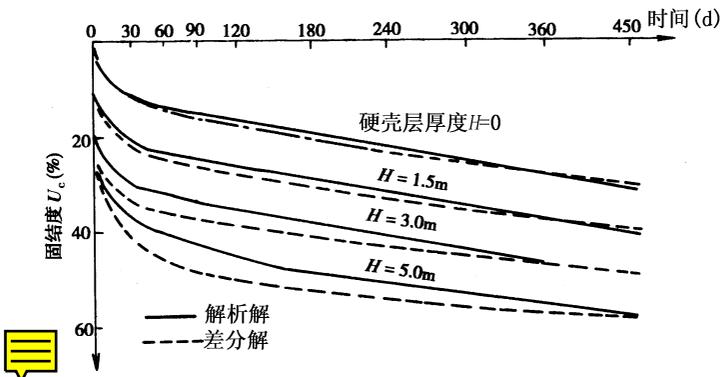


图 2-7 路基高度 $h = 3\text{m}$ 时，不同厚度硬壳层的固结度 - 时间曲线

与硬壳层厚度成线性关系(图 2-6)。

(2) 硬壳层厚度的增加,相应地基固结度也增大,这个结论,用解析解和有限差分分解所得的结果基本一致(图 2-7)。

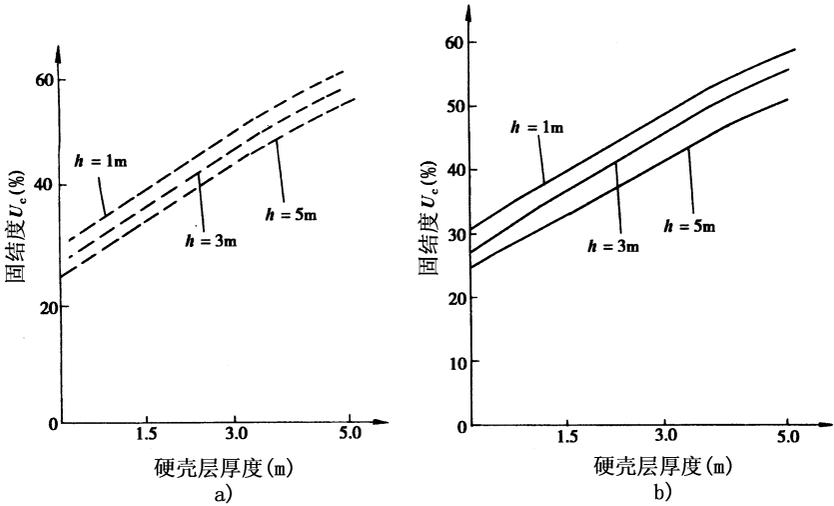


图 2-8 一年时间完成的固结度
a) 有限差分法计算结果; b) 解析解

5) 利用硬壳层后容许工后沉降的控制

根据以上硬壳层临界厚度及其作用的分析结果,可得到不同填土高度的路堤在不同厚度硬壳层条件下一年的固结度,如图 2-8。如对 5m 路堤,硬壳层厚 3m,一年固结度 $> 40\%$,假设设计总沉降量为 50cm,为此,一年后剩余沉降量最大不超过 30cm,已满足规范一般路段的容许工后沉降要求。当剩余沉降量不符合要求时,可通过延长预压期,加大预压荷载、采用高标准压实设备(如冲击式压路机、重锤夯等)加大加厚硬壳层的方式加速固结及沉降。

2. 换垫法设计

1) 垫层强度图

垫层材料本身的强度必须满足承载力的要求。垫层的承载力宜通过现场试验确定(见图 2-9),对一般工程,当无试验资料时,可按表 2-1、表 2-2、表 2-3 选用,并应验算下卧层的承载力。

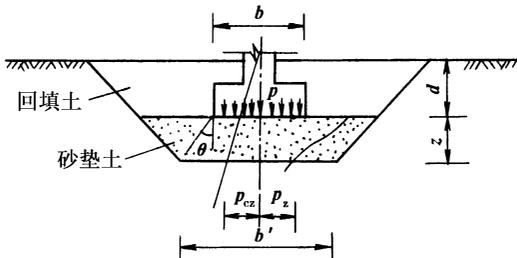


图 2-9 垫层内应力分布

表 2-1 各种垫层的承载力

施工方法	换填材料类型	压实系数 (λ_c)	承载力标准值 f_k (kPa)
碾 压 或 振	碎石、卵石	0.94 ~ 0.97	200 ~ 300
	砂夹石(其中碎石、卵石全重的 30% ~ 50%)		200 ~ 250
	土夹石(其中碎石、卵石全重的 30% ~ 50%)		150 ~ 200
	中砂、粗砂、砾砂		150 ~ 200
	粘性土和粉土($8 < IP < 14$)		130 ~ 180
	灰土	0.93 ~ 0.95	250 ~ 250
重锤夯实	土或灰土	0.93 ~ 0.95	150 ~ 200

注：1. 压实系数小的垫层，承载力标准值取低值，反之取高值；

2. 重锤夯实土的承载力标准值取低值，灰土取高值；

3. 压实系数 λ_c 为土的控制干密度与最大干密度的比值；土的最大干密度宜采用击实试验确定。碎石或卵打

的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2t/m^3$ 。

表 2-2 干渣垫层容许承载力 f 和变形模量 E_0 的参考值

放工方法	干渣类型	压实指标	(kPa)	E_0 (MPa)
平板振 动器	分级干渣 混合干渣	密实(同一点前后两次压隐差 $< 2mm$)	300	30
	原状干渣		250	25
8 ~ 12t 压 路机	分级干渣 混合干渣	密实(同一点前后两次压隐差 $< 2mm$)	400	30
	原状干渣		300	30
2 ~ 4t 振 动压路 机	分级干渣 混合干渣		400	40
	原状干渣		300	30

表 2-3 土石屑垫层质量控制值及承载力标准值

孔隙比 e	土的干密度 ρ_a (t/m^3)	承载力标准值 f_k (kPa)	孔隙比 e	土的干密度 ρ_a (t/m^3)	承载力标准值 f_k (kPa)
< 0.4	> 1.95	120 ~ 150	$0.4 < e < 0.5$	$1.81 < \rho_a < 1.95$	100 ~ 120

2) 垫层厚度

垫层的厚度，应根据下卧土层的承载力确定，并符合下式要求：

$$P_z + P_{cz} \leq f_z \tag{2-1}$$

式中： P_z ——垫层底面处的附加压力；

P_{cz} ——垫层底面处土的自重压力；

f_z ——垫层底面处土层的地基承载力。

垫层的厚度一般不宜大于 $3m_0$ 。

垫层底面处的附加压力值 p_z 可分别按下式简化计算：

条形基础

$$P_z = b(P - P_c)(b + 2z \tan \theta) \quad (2-2)$$

矩形基础

$$P_z = bl(p - p_c)(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta) \quad (2-3)$$

式中： b ——矩形基础或条形基础底面的宽度；

l ——矩形基础底面的长度；

P ——基础底面压力；

p_c ——基础底面处土的自重压力；

z ——基础底面下垫层的厚度；

θ ——垫层的压力扩散角，可按表 2-4 采用。

表 2-4 压力扩散角 θ ($^\circ$)

换填材料 z/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾角砾卵石、碎石	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)	灰 土
0.25	20	6	30
> 0.25	30	23	

注：当 $z/b < 0.25$ 时，除灰土仍取 $\theta = 0^\circ$ ；当 $0.25 < z/b < 0.50$ 时， θ 值可内插求得。

3) 垫层宽度

垫层的宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式计算或根据当地经验确定。

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (2-4)$$

式中： b' ——垫层底面宽度；

θ ——垫层的压力扩散角，可按表 2-4 采用；当 $z/b < 0.25$ 时，仍按表中 $z/b = 0.25$ 取值。

垫层顶面海边宜超出基础底边不小于 300mm，或从垫层底面两侧向上按当地开挖基坑经验的要求放坡。

4) 变形复核

对于重要的建筑或垫层下存在软弱下卧层的情况，还应进行变形复核。建筑物沉降由砂垫层自身变形和下卧土层变形两部分构成：

$$S = S_s + S_u \quad (2-5)$$

式中： S_s ——砂垫层自身变形值，mm；

S_u ——压缩层厚度范围内，自砂垫层底面算起的各土层压缩变形之和，mm。

(1) 砂垫层自身变形在满足垫层底面尺寸规定后可仅考虑其压缩变形，并可按下式简化计算：

$$S_s = (P + aP)h_s / 2E_s \quad (2-6)$$

式中： E_s ——砂垫层压缩模量(kPa)，宜由荷载试验确定；当无试验资料时，可选用20~30MPa。

(2) 砂垫层底面附加压力可按下式计算：

$$P_z = (aP + \gamma_s h_s) - \gamma_o h \quad (2-7)$$

式中： h ——天然地面至垫层底面距离，m；

γ_s —— h 深度范围内天然土层的平均容重(kN/m³) (地下水位以下扣浮力)，有相邻基础影响时，应另加相邻基础传来的附加应力。

(3) 下卧土层变形可用分层总和法按下式计算：

$$S_u = \Psi_s P_z \sum (b'\delta_i - \delta_{i-1}) / (E_s \cdot 1-2)_i \quad (2-8)$$

式中： P_z 、 b' 见上述定义；

i ——自垫层底面往下—算的土层序数。

5) 抗震复核

尽量不要选用细砂、轻亚粘土做垫层材料，对选用粉煤灰做垫层时，应满足抗震要求，粉煤灰压实垫层不产生液化的标准贯入击数(未经钻杆修正)可参考表2-5。

表2-5 粉煤灰垫层不产生液化的要求的N值

垫层厚度(m)	N值	垫层厚度(m)	N值
≤5	≥8	>5且≤8	≥10

注：本表适用于抗震设防烈度7度，考虑近、远震。

三、垫层材料

粘性土、砂类土、砾石、碎石、石渣、矿渣、灰土、二灰土和细砂掺砾石等均可作为垫层材料，可根据各类建筑物具体情况选用，尽量就地取材。如果采取砂料作垫层，对有抗震设防要求的工程，尚需满足防震要求。

垫层材料选用的要求：

1. 砂石应级配良好，不含植物残株、垃圾等杂质。当使用粉细砂时，应掺入25%~30%的碎石或卵石，最大粒径不宜大于50mm。对湿陷性黄土地基，不得选用砂石等渗水材料。

2. 土石屑其粒径 $d < 2\text{mm}$ 部分不得超过总重的40%，含粉量(即粒径 $d <$

0.075mm)不得超过总重的9%,含泥量不得超过总重的3%。

3. 素土土料中有机质含量不得超过5%,亦不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时,其粒径不宜大于50mm。用于湿陷性黄土地基的素土垫层,土料中不得夹有砖、瓦和石块。

4. 灰土体积配合比宜为2:8或3:7。土料宜用粘性土及塑性指数大于4的粉土,不得含有松软杂质,并应过筛,其颗粒不得大于15mm。灰土宜用新鲜消石灰,其颗粒不得大于5mm。

5. 工业废渣包括高炉干渣和粉煤灰。高炉干渣包括分级干渣、混合干渣与原状干渣;粉煤灰包括湿排灰与调湿灰,但不应混入植物、生活垃圾和有机质等杂物。

6. 其它质地坚硬、性能稳定、透水性强、无侵蚀性的材料垫层,但必须进行现场试验证明其技术经济效果良好及施工措施完善。

7. 砂垫层应选用中砂或中砂以上的粗粒砂石,其含泥量不得超过3%。

四、硬壳层及垫层施工

1. 硬壳层补充压实

在硬壳层厚度低于临界厚度,工后沉降、预压期不满足设计要求时,首先应考虑对原地表硬壳进行增厚补强,主要处理措施有重锤夯实、高性能压路机压实等。

1) 重锤夯实法

重锤夯实法是利用起重机械将重锤提到一定高度,自由落下时的冲击能来夯实浅层地基。重锤夯实法一般适用于地下水位距地表0.8m以上的稍湿的杂填土、粘性土、砂性土、湿陷性黄土和分层填土等地基。

(1) 主要机具设备及夯击参数

重锤夯实法的主要机具设备为起重机、夯锤、钢丝绳和吊钩等。

锤的规格,其形状宜采用截头圆锥体,可用200号以上的钢筋混凝土制作,其底部可填充废铁并设置钢底板使重心降低。锤重宜小于1.5t,锤底面静压力宜控制在15~20kPa。

起重设备宜采用带有摩擦式卷筒的起重机或其它起重设备。

夯实的影响深度与锤重、锤底直径、落距以及土质条件等因素有关。对于湿和稍湿,密度为稍密-中密状态的杂填土、粘性土、砂性土、湿陷性黄土等,夯实时如采用重1.5t,底面直径1.15m的锤,落距3~4m,其有效夯实深度约为1.1~1.5m,地基承载力一般可达100~150kPa。

一般情况下,增大夯击功和击实遍数可提高夯实效果,但当土被夯实到某一密度时,再增加夯击功或夯击遍数,土的密度不再增大,有时反而降低。因此,应进行现场实验,确定符合夯击密度要求的最小夯击遍数、最后下沉量(最后两击的平均下沉量)、总下沉量及有效夯击深度等。粘性土、粉土及湿陷性黄土最后下沉量不超过10~20mm。砂土不超过5~10mm时即可停夯。试夯时一般夯击6~10遍,施工时可适当增加1~2遍。

(2) 施工要点

①垂锤夯实施工前应在现场试夯,试夯面积不小于10m×10m。

②夯击前应检查作业面内土的含水量。如含水量偏高,可采用翻拌、晾晒,均匀掺入吸水材料(干土、生石灰)铺设15~20cm碎石垫层等措施;如含水量偏低,应洒水湿润并待渗透均匀后夯实。

③夯打方式,第一遍宜一夯挨一夯进行,第二遍应在第一遍的间隙点夯击,如此反复,最后一遍应一夯套半夯。

(3) 质量检验

重锤夯实地基的质量验收,除符合试夯最后下沉量的要求外,地基表面总平均下沉量不小于试夯总下沉量的90%为合格。检查频率为 100m^2 不少于两点,如不合格,应进行补夯,直到合格为止。

2) 高性能压路机压实法

高性能压实是指目前较为先进的冲击压实技术,是利用三角形或五边形压实轮通过低频率、大振幅的高能量冲击土体,使其由弹塑性状态变成弹性复原状态,在路床下形成2m以上连续、稳定的加强层。这种方法一般适用于稍湿的杂填土、湿陷性黄土、粘性土、砂性土等原状土地基的补强压实。

(1) 主要机械设备及其参数

冲击式压路机主要有25kJ三角形和15kJ五边形两种,最大冲击力可达4MN,压实影响深度2.5m左右,牵引行驶速度10—12km/h,冲击频率2次/s,压实最佳含水量范围较重型击实实验最佳含量范围宽 $\pm 4\%$ 。

压实影响深度与冲击遍数有关。对原地表的压实,如采用25kJ型冲压20遍,原状土深度2—2.5m范围,密实度可提5%—10%,路床承载力可提高50%—100kPa。一般情况下,增加冲压遍数可提高压实度及影响深度,但当土体被压实到某一密度后,再增加压实遍数,补强效果已不明显。一般经济压实遍数为20—25遍。

冲击式压路机适应于大范围快速补强压实。

(2) 施工要点

①冲压前应在施工现场选取实验段,在路基全宽范围内,实验长度不小于100m。

②冲压前后应在地表2.5m范围内选取相应的土壤参数。冲压实验中每冲压5遍应观测地表沉降量及检测密实度变化情况,待沉降及密实度变化趋于收敛时,确定冲压遍数。

③施工前地表含水量过高及地下水位较高时,应对表层及路槽进行相应处理。

④冲压方式,每一遍压实轮均应采用套压方式,外侧压实轮需落在前一行两轮中间。相邻两遍压实的冲压位置应错开,后一遍需冲击在前一遍的波峰处,以提高平整度和冲压均匀性。一般冲压25遍后地表3m直尺平整度应控制在3cm以内。

(3) 质量检验

冲击压实的质量验收,主要以实验段参数为标准,总沉降量、路床承载力及影响深度检测不低于实验段要求。检查频率为 100m^2 两点。如不合格,应增加压实遍数至合格为止。

2. 垫层施工

1) 砂和砂石垫层施工

(1) 施工要点

①为将砂垫层压实到设计要求的密实度，压实方法常有振动法（包括平振、插振、夯实）、水撼法、碾压法等。平振每层铺筑厚度 20—25cm，施工含水量 15%—20%。插振每层铺筑厚度为插入式振捣器的工作厚度，应饱水施工。平振、插振应严格控制材料的含泥量及细度模数。夯实法可采用重锤、小型打夯机或人工夯实，铺筑厚度根据实验确定，施工含水量应控制在 8%—12%。碾压法可采用光轮静碾、光轮振动压路机等，可根据下卧层承载力及土质确定，压实厚度应控制在 30cm 以内，含水量 8%—12%。

②遇有土基松软，含水量高时，经监理工程师同意可采取以下措施：将砂运送到施工沿线两侧，用轻型推土机或皮带输送机运至路基，辅以人工找平；砂垫层底部加铺 20cm 碎石垫层或土工布、土工格栅。严禁扰动下卧软土层，防止土砂混合减少垫层有效厚度。

③砂石垫层底面宜铺设在同一标高上，如深度不同时，基底地基面应开挖成踏步或斜坡搭接，各分层搭接位置应错开 0.5—1.0m 距离，搭接处注意捣实，施工应按先深后浅的顺序进行。

④当采用置换法施工，地下水高于基坑底面时，需采取降水措施，注意边坡稳定，以防坍土混入砂石垫层。

(2) 质量检测

①在工程进行中实行分段验收，一般以 200m 为一验收段，验收中线、宽度、厚度、平整度等几何尺寸。

②环刀法检测密实度时，用容积不小于 200cm³ 的环刀压入每层 2/3 深度处取样，测定其干容重，以不小于砂料在中密度状态时的干密度数值为合格。

③钢筋贯入测定密实度法：检查时先将表面砂刮去 3cm 左右，并用贯入仪、钢筋、钢叉等以贯入度大小检查砂垫层质量。钢筋贯入工具是用直径 20mm，长度为 1250mm 的平头钢筋，落距为 700mm 自由下落。钢叉贯入测定法是用水撼法使用的钢叉，落距为 500mm，自由下落。以上钢筋和钢叉的插入深度指标，可根据砂在标准干容重时的小型试验确定。

2) 矿渣及山皮石垫层施工

(1) 施工要点

①严格控制填料最大粒径、土及粘粒含量，由于旧钢渣、煤矸石及山皮石含较高超粒径材料，对 20cm 以上的要进行破碎或捡出。

②地表清理要按规范要求先清除表土、杂草，然后进行填前压实，如表土松软，可翻拌晾晒及掺生石灰处理，以确保第一层填料密实度达到要求。采用置换法，如地下水位高于基坑底面时，需采用挖沟或井点降低地下水。

③填筑垫层第一层压实厚度不超过 40cm，而后每加一层应控制在 30cm 以内，大型推土机找平后先用 16t 振动压路机碾压 2 遍，再用 45t 以上振动羊脚碾或拖式光碾复压 3 遍，无轮迹及沉降后检测密实度。碾压后表面孔隙及坑槽可用细料找补压实。

④某些特殊路段需带水填筑、地基承载力 50kPa 以下或挤淤施工时，稳定层厚度

可根据现场条件增大至 50cm-100cm,需满足重型机械压实条件,局部路段可采用重锤夯边补料边夯实稳定。

(2) 质量检测

①填筑材料除检查最大粒径外,施工中每 1000m³左右应做一组筛分实验,级配明显不合理时需及时调整,粘粒含量和塑指及土含量超标的材料应禁止使用。

②施工中分段验收,中线、宽度、平整度、厚度等几何尺寸需满足设计和规范要求。

③由于填料的级配差异,在施工中密实度控制应以碾压表面重型振动压路机压实无轮迹及沉降为度。密实度检测采用灌砂法,可通过现场增加取点数量计算干容重标准值,与室内标准级配材料最大干容重实验对比确定。稳定层密度应达 90%以上,其它层面密实度应达 93%以上,才能有效发挥粗糙颗粒的嵌锁牢固效果。

④应力控制,当垫层厚度达到 80cm 以上时,其表面容许承载力应达到 250—300kPa 以上。

3. 粉煤灰、二灰、灰土及水泥石垫层

(1) 施工要点

①粉煤灰的最大干密度和最佳含水量,与粉煤灰颗粒粗细、形态结构和压实能量有关,应通过室内击实实验确定。每一层粉煤灰垫层验收合格后,应及时铺筑上层或土封层,防止干燥松散和遇水液化。

②二灰垫层要严格控制石灰、粉煤灰配合比及拌和的均匀性,铺筑后养护期内必须加强交通管制并及时覆盖。

③灰土及水泥石垫层的石灰、水泥质量及土的塑性指数应符合设计要求,施工时加强对有效活性材料含量及土团含量的检测,并防止出现拌和素土夹层,铺筑压实后注意保湿养护。

④几种垫层均应在路槽无水状态下施工,不能采用水沉法施工。当垫层长期处于水位以下时,不宜使用灰土、水泥石等半刚性水稳性差的垫层,宜首选砂或碎石垫层。

(2) 质量检测

①粉煤灰垫层质量检测可用环刀法或贯入测定法测定密实度。

②二灰、灰土及水泥石垫层除测密实度外,还需检测石灰、水泥剂量、土团含量、拌和均匀性、无侧限抗压强度等指标。

五、工程实例

1. 某工程冲击式压路机处理软土地基

某高速公路,有 37km 路段长的湿陷性黄土地基。为避免黄土湿陷工后沉降引起路基路面病害,采用了 25KJ 三角形冲击压路机冲压路床。冲压 30 遍后,路床平均下沉量为 21.8cm。1.5m 深度范围土体密实度由 72% 提高至 90% 以上,2m 范围内提高至 85% 以上,路床下 80cm 处承载力由 62kPa 提高至 150kPa, CBR 值由 5.1% 提高到 13.8%,地基承载力提高两倍以上,路床两米范围内形成了连续均匀的加固层,已满足硬壳层受力及工后沉降设计要求,处理费用仪相当于 50cm 砂石垫层的 20%。

2. 芜湖长江大桥接线沟塘填砂挤淤示例

1) 工程概况

填砂挤淤工程位于合(肥)-芜(湖)高速公路 k84+875~k100+766 段,全长 15.9km,是芜湖长江大桥配套工程。路线地处江淮平原,穿越圩区及河网地区,为长江下游冲湖积漫滩区。路基沟塘纵横交错,水面占路线总长 1/4 左右,平均水深 3m,液化淤泥 2m 以上,下卧淤泥质软土,浸水易液化形成新淤泥夹层。

2) 施工方案

原设计要求围堰清淤,基底压实后分层回填素土。由于地下水位 1m,渗透量大,无法排干塘内积水,同时因淤泥过深,机械设备无法在工作面内展开,现场施工只能采取清淤回填同步进行,在挖掘机臂长范围内清淤后,回填土形成工作平台向前推进。考虑到施工方案对清淤及回填质量均无法保证,结合长江下游丰富廉价的中粗砂资源,施工采取了填砂挤淤方式。

(1) 在坡脚线外侧用推土机直接填筑顶宽 3—5m 的土体围堰,围堰顶兼做施工便道保障路线贯通。排水、清除水草,并保持塘底有少部分自由水,使淤泥处于液化状态。

(2) 挤淤由中线向两侧进行,清除中线两侧 3m 范围淤泥后推入中粗砂以保证侧向挤压力,填砂挤出的淤泥及时清出并向两侧扩展,挤淤完成后砂顶面应能满足重型推土机及挖掘机稳压要求。

(3) 挤淤面以上 30cm 一层分层回填中粗砂,采用振动压路机压实,保持砂处于稍湿状态可吸收下卧淤泥质土水分以利排水固结。填砂至围堰顶以上 50cm,设置干砌片石反滤层及土工格栅后填筑路堤。

(4) 设置沉降观测板及位移边桩,控制填土速率,等载预压 6 个月至 12 个月。

3) 效果检测及结论

路堤填筑结束预压 6 个月后,平均月沉降量为 7mm,并保持了与路基沉降同步。

预压后进行了塘底钻探取土和原位测试等土工试验,平均固结度已达 80% 以上,淤泥质粘土层平均十字板剪切强度为 29.4kPa。

接线工程土方运距平均 25km,填砂单价低于土方单价 5 元/m³,同时填砂挤淤减少了清淤量并加快了路基施工进度,为接线工程与长江大桥同步建成通车提供了有力保障。

3. 合(肥)-徐(州)高速公路置换法垫层施工示例

1) 工程概况

置换法垫层施工具体位置为合(肥)徐(州)路 K224+400~K225+300,全长 900m,平均填土高度 1.2m,为低填方软土路堤。地基各层土物理力学指标见表 2-6。

2) 施工方案原设计软土段地表以上设置 40cm 碎石垫层加一层土工格栅浅层处理。根据场地附近丰富的山皮石资源,采用了山皮石换填表层淤泥质粘土配合土工格栅等载预压方案。换填深度为 1m,分 40cm、30cm、30cm 三层填筑;采用 16t 振动压路机及 45t 振动羊脚碾压实。施工及检测参照垫层施工有关内容。

3) 结论

换填后表层地基容许承载力检测值为 350kPa,满足了低填方路堤承载力及工后允许沉降要求。

表 2-6

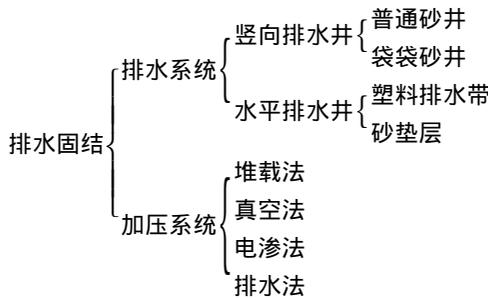
序号	土层名称	厚度 (m)	ω (%)	γ (kN/m ³)	E	ω_1	ω_p	I_p	C_v	C_c	C_a	P_c (kPa)
1	淤泥质粘	1.0	35.6	17.4	1.26	36	20.7	15.3	4.82×10^{-4}	0.35	0.21	69
2	亚粘土层	1.7	31.0	18.2	0.74	32.4	19.1	13.3	1.79×10^{-3}	0.2	0.08	120
3	粉砂	3~5	30.1	19.1	0.85					0.12	190	

第二节 排水固结法处理软基

一、概述

排水固结法处理软基是在建筑物建造前,对天然地基或已设置竖向排水体的地基加载预压,使土体固结沉降基本完成或大部分完成,从而提高地基土强度,减少地基工后沉降的一种地基加固方法。

排水固结法由排水系统和加压系统两部分共同组成,见图 2-10。



排水固结系统由竖向排水体和水平排水体构成,主要作用是改变地基的排水边界条件,缩短排水距离和增加孔隙水排出的途径。当软土层靠近地表且较薄或土的渗透性好且施工周期较长时,可在地面铺设一定厚度的砂垫层,不设竖向排水通道。土中的孔隙水在外荷载作用下排至砂垫层,从而产生固结。若软土层较厚时,为加快排水固结,应在地基中设置砂井等竖向排水体,与水平砂垫层一起构成排水系统。

加压系统是指对地基施加的荷载布置。

排水系统与加压系统总是联合使用的。如果只设置排水系统,不施加固结压力,土中的孔隙水没有压差,不会发生渗透固结,强度不会提高。如果只施加固结压力,不设置排水体,孔隙水就很难排出来,地基土的固结沉降就需要较长的时间。

目前,实际工程中应用较多的排水固结法有砂井(塑料排水板)加载预压和砂井

(塑料排水板)真空预压。

排水固结法一般适用于饱和软粘土、吹填土、松散粉土、新近沉积土、有机质土及泥炭土地基。应用范围包括路堤、仓库、罐体、飞机跑道及轻型建筑物等。

二、排水固结法原理

饱和软粘土地基在荷载作用下,孔隙水受压差作用,由排水通道缓慢排出,使孔隙体积减小,地基发生固结沉降;同时土中有效应力增加,地基土强度逐渐增长。排水固结法就是运用上述原理来对软土地基进行处理。

排水固结法的关键在于排出孔隙水,使孔隙体积减小及有效应力增加,从而产生固结沉降。在地基中设置砂垫层及砂井等的目的就是增加了排水途径,缩短排水距离,从而加快软弱土层的排水固结(见图2-11)。

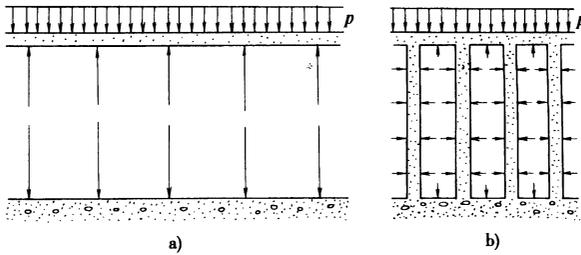


图2-11 地基土排水原理

a) 竖向排水情况; b) 砂井地基排水情况

排水固结法的加荷方式可采用直接堆载法、真空抽吸、预压、降低地下水位及电渗法。

真空预压法是将不透气的薄膜铺设在需要加固的软土地基上,通过土体中设置的竖向排水体及埋设于砂垫层中的滤水管道,将薄膜下土体中的水、气抽出,从而在土体与砂垫层及砂井等竖向排水体之间形成压差,发生渗流,使土中孔隙水压力不断降低,有效应力不断增加,促使土体渗透固结。

降低地下水位法是利用井点抽水降低地下水位以增加土的有效应力,从而加速固结。降水法最适用于砂性土和软粘土层中存在砂或粉土的情况。

电渗法是在土中插入金属电极并通以直流电,使土中水分流向阴极即电渗现象。如将阴极汇集的水排走,土体中孔隙水就会减少,有效应力就会增大,从而导致渗透固结。

三、排水固结法加固地基的设计与计算

排水固结法加固地基设计前,应进行场地勘察,首先查明土层在水平和竖直方向的分布和变化、透水层的位置及水源补给条件,地下水深度等;其次进行室内土工试验,确定土的固结系数,孔隙比和固结压力关系,三轴试验抗剪强度等;最后进行原位十字板剪切试验,确定各土层十字板抗剪强度。

(一) 预压法

预压法加固地基的设计包括以下内容:(1)选择竖向排水体;(2)确定其尺寸、间距、排列方式和深度;(3)确定预压荷载大小、范围、速率和预压时间;(4)计算地基的固结度强度增长;(5)进行稳定性和变形计算。

1. 预压荷载计算

预压荷载的大小应根据设计要求确定,通常取建筑物的基底压力值。对于沉降要求严格的建筑,应采用超载预压法,其目的简而言之就是:①加速固结;②克服蠕变(如含有有机质较多的淤泥等);③降低工后沉降等。

2. 加载预压的计算步骤

由于软粘土地基抗剪强度低,不能快速加载,必须分级加载,即在一级荷载作用下,待地基强度随固结而有所增加并可承受下一级荷载后,再施加下一级荷载。在进行具体计算时,可先拟定一个初步加载计划,然后校核这一加荷计划下地基的稳定性和沉降。

1) 利用天然地基土的抗剪强度,计算第一级容许施加的荷载 P_1 ,一般可采用以下几个公式计算。

(1) 斯开普顿极限荷载半经验公式

$$P_1 = \frac{1}{K} \times 5 \times C_u(1 + 0.2B/A) \times (1 + 0.2d/B) + \gamma \cdot d$$

式中: K ——安全系数,取 1.1~1.5;

C_u ——天然地基土的不排水抗剪强度(kPa);

d ——基础埋置深度(m);

A 、 B ——分别为基础的长边与短边(m);

r ——基底以上土的容重(kN/m^3)

(2) 对饱和软粘土

$$P_1 = \frac{5.14}{k} + \gamma \cdot D$$

(3) 对条形填土

$$P_1 = 5.52 \times \frac{C_u}{k}$$

2) 计算第一级荷载作用下地基强度增长值(在 P_1 作用下,经过一段时间预压,地基强度将提高)。

$$\tau_{f_1} = \eta(\tau_{f_0} + \Delta\tau_{f_c})$$

式中: τ_{f_1} —— P_1 作用下经过一段时间,地基中某点的抗剪强度;

τ_{f_0} ——地基土的天然抗剪强度,由于十字板剪切试验测定;

$\Delta\tau_{f_c}$ ——该点由于固结而增长的强度,通常取固结度 70%;

η ——土体由于剪切蠕变而引起强度衰减的系数,可取 0.7~0.90。

3) 计算 P_1 作用下达到设计要求的固结度所需时间。达到某一固结度所需时间可根据固结度与时间的关系求得,时间求出来后,就可确定第二级荷载开始施加的时

间。

4) 根据第一级荷载作用下得到的地基强度, 计算第二级所能施加的荷载 P_2 。 P_2 可按下列公式计算:

$$P_2 = 5.52 \frac{cf_1}{K}$$

再求出 P_2 作用下, 地基固结度达 70% 时的强度及所需时间。然后计算第三级荷载的开始施加时间及荷载大小。依次计算各级荷载的开始施加时间及荷载大小。

5) 以上步骤即形成一个初步加荷计划。对每一级荷载下的地基稳定性都要进行验算, 若不满足稳定性要求, 应调整加荷计划。

6) 计算预压荷载作用下地基的最终沉降量和预压期间的沉降量。这样就可确定预压荷载的卸除时间。经预压后所剩余的沉降量, 应在建筑物的容许沉降范围内。

(二) 砂井排水法 (包括袋装砂井)

1. 简介

砂井设计时, 先设定施工方法, 砂井的直径, 砂井的间距及改善范围, 然后进行稳定及沉降的分析。如果安全系数及剩余沉降量不能满足容许值, 则修改砂井的间距及改善范围 (深度及宽度), 再进行分析。

1) 软土层中的砂层

在这种情况下采用砂井排水法施工, 同未处理时对比, 有的看不出效果。对这些实例进行调查的结果表明, 多数是粘土地基中夹有薄砂层没有发现, 因为有否薄砂层对设置砂井是有差别的, 因此采用这个方法进行设计时, 必须特别注意砂层, 以减少不必要的浪费及提高施工进度。

2) 防止扰动周围的土

由于设置砂井, 周围的土有时会受到大的扰动, 使透水性与地基的强度下降。为防止这种情况发生, 要选择适合于地基条件的施工方法, 同时砂井的设置距离要尽量取大。一般水平方向固结系数 C_h 可以达到垂直方向固结系数 C_v 的几倍, 但由于砂井的施打方法不同, 有时只能达到垂直方向固结系数 C_v 左右或更小的数值, 这一点必须注意。

3) 砂井的材料

砂井长期汇集从软土层固结排出的水, 起着排水通道的作用, 因此, 必须充填能够长期发挥足够的透水能力而不淤塞的材料作为过滤料。为此, 宜采用质量百分率为 15% 的粒径 D_{15} 至少为邻接砂桩的软土层中最粗的土的粒径 D_{15} 的 4 倍以上, 同时小于邻接砂桩的软土层中最细的土的粒径 D_{35} 的 4 倍。不过, 这种颗粒级配的材料难以取得, 使用透水性好而又干净的砂作为砂桩材料也无妨。

4) 对于泥炭层

施打砂井产生的置换效果, 提高了土的原始强度, 而对固结方面的改善效果不明显。

2. 具体设计

砂井设计内容包括砂井的直径、间距、深度、排列方式及砂料的选择。通常砂井

直径、间距和长度的选择,应满足在预压过程中,在不太长的时间内(一般为6-12个月),地基能达80%以上的固结度。

1) 砂井的布置

(1) 砂井的直径和间距

砂井的直径和间距,主要取决于软土的固结特性和预压期的要求。根据砂井理论,对于不考虑井阻和涂抹作用的理想情况,采用缩小井距要比增大砂井直径效果好得多。但直径越小,施工越容易出现井阻问题。影响越明显。根据工程实践,工程上常用的直径为20-30cm,袋装砂井为7-10cm。

砂井的间距为两相邻砂井中心间的距离,这是影响固结速率最重要的因素之一。井距愈小,固结愈快;反之,固结愈慢。因此,当填土高,地基土的固结系数小和施工预压期短时,应采用较小的井距;反之,可采用较大的井距。砂井直径与间距的关系,可由井径比来反映,井径比按下式确定:

$$n = d_e / d_w$$

式中: n ——井径比;

d_e ——砂井有效排水范围等效圆直径(mm);

d_w ——砂井直径。

普通砂井井径比一般取6~8。袋装砂井或塑料排水带井径比一般取15~20。

(2) 砂井排列

砂井平面排列方式多采用正方形和正三角形。当砂井排列为正方形时,砂井的有效排水范围为正方形;当砂井排列为正三角形时,有效排水范围为正六边形(如图2-12)。在有效排水范围内的水是通过砂井排出的,在进行实际计算时,每个砂井的有效影响范围化作一个等体积的等效圆柱体,其直径 d_e ,与砂井间距 S 的关系如下:

正方形排列 $d_e = 1.128 S$

正三角形排列 $d_e = 1.05 S$

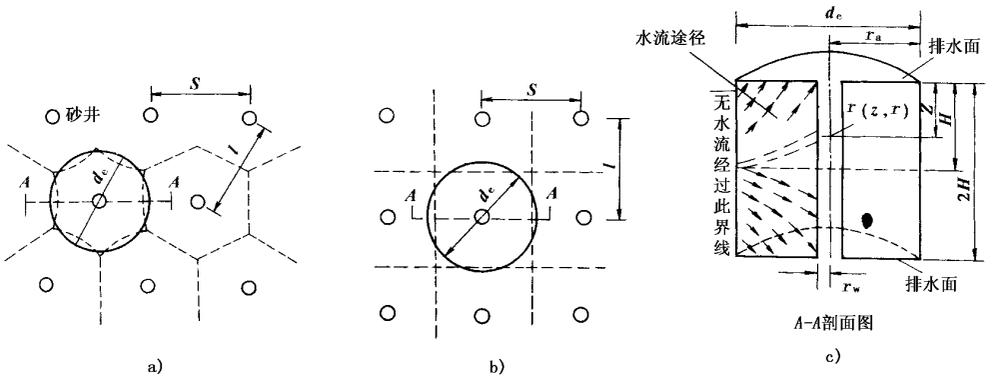


图2-12 砂井平面布置及有效影响圆柱体剖面

(3) 砂井深度

砂井的深度,视软土层的情况和路堤高度而定。当软土层较薄或底层为透水层时,砂井应贯穿整个软土层。当软土层的厚度很大时,由于深层土的固结的影响相对减弱,故不一定要打图 2-12 砂井平面布置及有效影响圆柱体剖面穿整个压缩层。这时一般可先选定某一砂井深度、直径和间距,再通过沉降和固结度计算,得到最佳组合。当用以控制路堤的整体滑动稳定性时,砂井的深度宜超过最危险滑动面的深度。

(4) 砂井布置范围及砂垫层

砂井布置范围一般比建筑物基础外缘扩大 2~4m。为了把砂井中的水分排到路堤坡脚以外。应在路堤底部铺设砂垫层。若缺乏砂砾时,也可采用砂沟式垫层,即横向每排砂井顶部设置砂沟一条,再在纵向以数条砂沟使它们相互连接。纵向砂沟采用中间密,两旁疏的方法布置。砂垫层的用砂粒度要求与砂井的用砂粒度要求相同。砂垫层应形成一个连续的、有一定厚度的排水层,以免地基沉降时被切断而使排水通道堵塞。砂垫层的厚度一般取 0.3~0.5m,砂沟的宽度可为砂井直径的两倍,高度为 0.4~0.5m。

2) 地基固结度的计算

砂井地基的固结度与砂井的布置、固结时间、地基的固结系数、排水条件等因素有关。

(1) 瞬时加荷条件下,砂井地基的平均固结度计算

路堤填土在短时间内迅速完成时,砂井地基的平均固结度 U ,由竖向平均固结度 U_v ,和辐射向平均固结度 U_r ,两部分组成。即:

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$$

其中计算竖向平均固结度 U_v 时,不考虑砂井的存在,这与单向固结计算方法相同。辐射向平均固结度 U_r 可按辐射向时间因数 T_r ,及井径比 n 的大小,可查《公路设计手册路基》图 2-8-35 得到。

当软土层很深,砂井未穿过整个软土层时,地基固结度应分砂井部分和砂井以下两部分计算。砂井深度范围内的固结度按上述公式计算,这时的竖向排水距离等于砂井的深度;计算砂井以下部分的固结度,要近似地假定砂井底面为一排水面,按上述竖向固结度的计算方法计算。

这时砂井的平均固结度为:

$$U = AU_{r2} + (1 - A)U_2$$

式中: U_{r2} ——砂井部分土层的平均固结度;

U_2 ——砂井以下土层的平均固结度;

$$A \text{——面积比: } A = \frac{A_1}{A_1 + A_2}$$

其中: A_1 、 A_2 ——分别表示砂井部分和砂井以下部分土层起始孔隙水压力分布曲线所包围的面积。

(2) 逐渐加载条件下,砂井地基平均固结度计算因施工填土是逐步进行的,故在

利用上述公式进行固结度计算时，必须结合填土情况予以修正。

①连续等速填土：计算固结度时所取时间 t 按填土期的一半计；

②分级等速填土：可把各级填土荷载分开考虑，并假设它们之间互不影响。每级荷载的固结度由等速加载阶段和该级荷载持续作用阶段两部分组成，并分别占总固结度的 $\frac{p_i}{p}$ (该级荷载重) 倍。而总的平均固结度，即由各级荷载的平均固结度叠加而成。

按上述方法算得砂井地基所能达到的固结度，据此验算软土地基上路堤的稳定性。若验算所得的最小稳定系数低于要求值时，则应调整砂井的深度或井距。

(三) 地基抗剪强度增长的计算

在预压荷载作用下，地基产生排水固结，抗剪强度逐渐增长。地基中某一时刻土的抗剪强度可用下式表示：

$$\tau_f = \tau_{f0} + \tau_{fc} - \Delta \tau_{fs}$$

式中： τ_f ——地基土某一时刻的抗剪强度 (kPa)；

τ_{f0} ——天然地基抗剪强度 (kPa)，由十字板剪切试验确定；

τ_{fc} ——该点由固结而增长的抗剪强度 (kPa)；

$\Delta \tau_{fs}$ ——由于剪切蠕变而引起的抗剪强度衰减量 (kPa)。

目前常用的预估抗剪强度增长的方法有有效应力法和有效固结压力法

1. 有效应力法

由于 $\Delta \tau_{fs}$ 难以推算，上式改成为：

$$\tau_{ft} = \eta \cdot (\tau_{f0} + \Delta \tau_{fc})$$

式中： η ——综合折减系数，根据有些地区的实测反算结果，取 0.75 ~ 0.90；剪应力大取低值反之取高值。

强度增长估算公式：

$$\tau_{fc} = KU_i \Delta \sigma_1$$

式中： $K = \sin \phi' \cos \phi' / (1 + \sin \phi)$

U_i ——地基中某点固结度，可用平均固结度代替；

$\Delta \sigma_1$ ——荷载引起地基中某点的最大主应力增量；

ϕ' ——土的有效内摩擦角，由三轴固结不排水试验确定，一般为 24° ~ 30°
则地基中某点强度可表示为：

$$\tau_{ft} = \eta (\tau_{f0} + KU_i \Delta \sigma_1)$$

2. 有效固结压力法

有效固结压力法只模拟压力作用下的排水固结过程，不模拟剪力作用下的孔隙水压力变化。当荷载面积相对于土层厚度比较大的预压工程，可采用有效固结压力法且可直接用十字板剪切试验结果来检验计算值的准确性。

对于正常固结饱和软粘土，其抗剪强度为：

$$\tau_f = \tan \phi_u$$

式中： σ'_c ——有效固结压力 (kPa)；

φ_u ——由固结不排水试验测定的内摩擦角。

因此，由于固结而增长的强度可表示为：

$$\tau f_c = \Delta \sigma_1 \tan \varphi_u = \Delta \sigma_z U_1 \tan \varphi_u$$

式中： $\Delta \tau f_c$ ——由固结而增长的强度（kPa）；

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

（四）稳定分析

软土地基上的路堤稳定性分析，目的是通过计算路堤在修筑过程中和完工后的稳定情况。选择合理的填筑速度和稳定措施，以保证路堤在施工过程中和完工后的稳定。

软土地基上路堤的稳定分析，通常采用圆弧滑动面法，即假定路堤填土连同软土地基沿同一圆弧破裂面滑动，计算作用在该圆弧上的总抗滑力矩和总滑动力矩，或者计算作用在该圆弧上各点的总抗滑力和总滑动力，求其整体滑动稳定安全系数。

1. 条分法

条分法同时考虑了软土地基的粘聚力和摩擦力。

首先，考虑路堤的高度与宽度，软土层的深度与成层状态及土质等因素。

假定几个破坏滑动圆弧。如图 2-13：

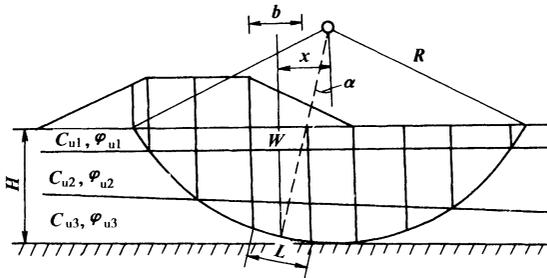


图 2-13 分条法稳定计算

将这些滑动圆弧上的土块，分割成侧面竖直的几个细条，各细条的滑动破坏安全系数 F 用下式计算：

$$F = \frac{C_u L + W \cos \alpha \tan \varphi}{W \sin \alpha}$$

式中： W ——细条土的总荷载；

α ——细条滑动面的平均倾角；

C_u, φ ——细条滑动面上土的非排水粘聚力及非排水内摩擦角；

L ——细条滑动面的长度。

则整个土块的滑动破坏安全系数 F_s ，用下式计算：

$$F_s = \frac{\tan \varphi \sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i + C_u L}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

对所有假定的危险滑动面，分别求算安全系数，取其中最小的，作为路堤滑动破坏的安全系数。

计算中所采用的抗剪强度指标粘聚力 C_u 和内摩擦角 φ 值，对于路堤土部分，应用快剪试验的数值。对于地基土，主路堤快速填筑而软土来不及固结时，应采用快剪试验的数值；在路堤填筑速度非常缓慢和地基排水条件良好时，宜采用固结快剪的数值；当填土速度介于两者之间时，地基土得到部分固结，其强度处于快剪和固结快剪之间，验算时应按地基的固结程度来确定其数值。

2. 固结有效应力法

固结有效应力法，考虑了软土地基在路堤填筑过程中的固结作用，其稳定系数采用以下公式计算：

$$F = \frac{\sum (S_i + \Delta S_i) \sum (S_j + P_j)}{P_T}$$

式中：

$$S_i = W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_{qi} + C_{qi} L_i$$

$$\Delta S_i = W_i L_i U_i \cos \alpha_i + \tan \varphi_{qi}$$

U_i ——地基的固结度；

W_i ——第 i 土条滑裂面所在地基地层的强度增长系数；

C_{qi} 、 φ_{qi} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内时，分别为该土条所在土层的快剪（直剪）内聚力（kPa）及快剪内摩擦角；

φ_{qi} 、 U_i 当第 i 土条的滑裂面处于地基时，分别为该土条所在土层的固结快剪（直剪）的内摩擦角及滑裂面所处位置的固结度。

S_i ——地基土内抗剪力；

S_j ——路堤内抗剪力；

P_T ——各土条在滑弧切线方向的下滑力的总和；

W_{oi} 、 W_{ei} ——当第 i 土条的滑裂面处于地基内时，分别为滑裂面以上该土条中的地基自载及路堤自载，kN。

(五) 沉降计算

软土地基上路堤的沉降计算需考虑两部分，一部分是由于地基固结所产生的沉降，另一部分是地基因侧向变形而产生的弹性剪切变形沉降。软土地基上路堤的最终沉降量：

$$S = S_c + S_d$$

式中： S_c ——因地基固结而产生的沉降量；

S_d ——荷载作用下地基因侧向变形而产生的瞬时沉降量。

1. 固结沉降 S_c 的计算

固结沉降是地基在排水固结过程中由于体积压缩而产生的，通常采用分层总和法计算：

$$S_c = \sum_{i=1}^n \left(\frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \right) \Delta h_i$$

式中： e_{0i} ——第 i 层中点的土自重应力所对应的空隙比；

e_{1i} ——第 i 层中点的土自重应力和附加应力之和相对应的空隙比；

Δh_i ——第 i 层的厚度。

e_{0i} 和 e_{1i} 由室内固结试验所得的 e_c 曲线上查得。

2. 瞬时沉降 S_d 的计算

当软土地基厚度很大，作用于其上的圆形或矩形面积上的压力的均布时， S_d 可按下式估算：

$$S_d = C_d p b \left(\frac{1 - \mu^2}{E} \right)$$

式中： P ——均布荷载；

b ——荷载面积的直径或宽度；

C_d ——考虑荷载面积形状和沉降计算点位置的系数（表 3—1）；

E, μ ——土的弹性模量和泊松比。

表 2-7 半无限弹性体表面各种均布荷载面积上各点的 C_d 值

形 状	中心点	角点或边点	矩边中点	长边中点	平 均
圆形	1.0	0.64	0.64	0.64	0.25
圆形（刚性）	0.79	0.79	0.79	0.79	小 7Q
方形	1.12	0.56	0.76	0.76	0.95
方形（刚性）	0.99	0.99	0.99	0.99	699
矩形（长宽比）					
1.5	1.36	0.89	0.97	0.97	115
2	1.52	0.98	1.12	1.12	1.30
3	1.78	1.11	1.35	1.35	1.52
5	2.10	1.27	1.63	1.68	1.93
10	1.53	1.49	2.12	2.12	2.25
100	4.00	2.20	3.60	3.60	3.70
1000	5.47	2.94	5.03	5.03	5.15
10000	6.90	3.70	6.50	6.05	6.60

四、真空预压法

(一) 简介

真空预压法加固地基是在需要加固的软土地基表面先铺设砂垫层,然后埋设垂直排水通道(袋装砂井或塑料板排水井),再用不透气的封闭膜使其与大气隔绝,薄膜四周埋入土中,通过在砂垫层内埋设吸水管,用真空装置进行抽气,形成真空,土体中的孔隙水在负压作用下不断由排水通道排出,而使土体固结。真空预压法适用于一般软粘土地基,但当粘土层与有充足水源补给的透气层相间,有大量地下水流入时,或地质条件比较复杂时,不宜采用。

(二) 加固机理

在减压的地基中,过滤层与垂直排水井的孔隙压力减小,粘性土的孔隙水被排出,有效应力增大,固结开始进行。

加固机理主要反映以下几方面:

1. 薄膜上面承受等于薄膜内外压差的荷载。
2. 地下水位降低,相应于增加一个附加应力
3. 封闭气泡排出,土的渗透性加大。

(三) 真空预压法施工

1. 施工要点

1) 真空预压的效果和密封膜内真空度有极大关系,一般要求膜内真空度维持在80kPa的真空压力相当于600mmHg左右。

2) 密封膜的施工应注意

密封材料的选用:密封膜一般采用聚氯乙烯薄膜或线性聚乙烯等专用薄膜;

密封膜一般采用热合连接,连接长度不小于2.0cm;

铺设时确保密封膜本身密封条件,关键在于做好膜四周的密封性,压边材料以粘土或亚粘土为宜;

铺膜时通常采用挖沟直铺和长距离平铺两种。

3) 要求真空设备具有效率高,能持续运转,重量轻,结构简单,便于维修等特点。

2. 施工顺序

1) 设置排水通道

在软基表面铺设砂垫层和在土体中埋设袋装砂井或塑料排水板。

2) 铺设膜下管道

将真空滤管埋入软基表面的砂垫层中。

3) 铺设封闭薄膜

在加固区四周开挖深达0.8—0.9m的沟槽,铺上塑料薄膜,薄膜四周放入沟槽,将挖出的粘性土填回沟槽,封闭薄膜。

4) 连接膜上管道及抽真空装置

膜上管道的一端与出膜装置相连,另一端连接真空装置。主管与薄膜连接处必须

处理好,保证密封,以保持气密性。

3. 施工时的现场测试

1) 真空度

真空度的减少取决于砂井阻力的大小。为了减少砂井阻力,取得较高的真空度,应尽量选用渗透系数大的中粗砂袋装砂井。有效深度应以传递到砂井底部的真空度对土体的加固效果能满足工程要求为宜。

2) 地面沉降量

沉降量的大小同真空度成正比关系。由不同加固面积的实测沉降资料知,沉降量随着加固面积的增大而增大,故在条件许可时,应尽量采取大面积加固。经真空预压后的地基,当停止抽真空后,其地面回弹量约为 3.5cm。

3) 深层沉降

为了分清各土层的沉降情况,应在薄膜内设置深层沉降观测孔。实测结果表明,沉降大部分发生在上部砂井范围内,在透水性的粘土中,真空预压必须和砂井相结合,才能取得良好的加固效果。

4) 水平位移

实测结果表明:由于抽真空时,随着孔隙水压力的降低,在水平方向增加一个向着负压源的压力,使四周土体都向预压区移动,由此促使土体进一步压密。水平位移与地面沉降一样,是随着真空度的加大而增加。

5) 孔隙水压力

实测结果表明,抽真空后砂井中的孔隙水压力迅速下降至稳定值,而土体中的孔隙水压力下降缓慢。

6) 地下水位

实测结果表明,抽真空后加固区升的地下水在压差作用下向膜内流动,形成漏斗状,随着时间的增加水位不断下降,约 60 天趋向稳定,影响距离可达 25m。

(四) 质量检验

真空压重法质量检验包括以下两点:

1. 真空分布管的距离要适当,以使真空度分布均匀;真空分布管的排列有两种,即条形和鱼刺形排列,可因地制宜采用。滤管滤膜的渗透系数不小于 $10-2\text{cm/s}$ 。

2. 要求泵及膜内真空度达到 96kPa 和 73kPa 以上。

如遇基底压力超过了真空预压所能达到的荷载时,为了满足设计要求,可采用真空预压联合碎石桩和真空预压联合堆载预压的综合加固法。

五、施工工艺

(一) 水平排水垫层的施工

垫层是指地面上设置的砂垫层、砂砾垫层、碎石垫层。用作水平排水作用的,一般采用砂垫层。其材料宜采用中砂或粗砂,不许掺有细砂及粉砂,含泥量不得过多。

1. 施工方法

1) 当地基表面具有一定厚度的硬壳层,承载力较好,能满足一般运输机械作业

时,一般采用机械分堆摊铺法,即先堆成若干砂堆,然后用机械或人工摊平。

2)当硬壳层的承载力不足时,一般采用顺序推进摊铺法。

3)当软土地基表面很软时,如新沉积或新吹填不久的超软地基,首先要改善地基的持力条件,使施工人员和轻型运输工具能在其上面作业。处理措施一般采用:①地基表面铺荆笆;②表层铺设塑料编织网或尼龙编织网,编织网上再铺砂垫层;③表面铺设土工聚合物,土工聚合物上再铺排水垫层;④采用人工或轻便机械顺序推进铺设。

2. 施工中注意事项 1)所用材料宜采用中、粗砂、砂砾、碎(卵)石等粒料,且需控制好含泥量及粒料的最大粒径。

2)地下水位高于基坑(槽)底面时,施工前宜采用排水或降水的措施,使基坑保持在无水状态。

3)开挖基坑铺设砂垫层时,必须避免扰动外围软弱土层的表面。

4)垫层底面应铺设在同一标高上。分段施工时,接头处应作成斜坡,每层错开0.5—1m。搭接处应注意捣实,施工应按先深后浅的顺序进行。

5)严格控制虚铺厚度、最优含水量和要求达到的设计密实度。

(二) 竖向排水体的施工

竖向排水体在工程上的应用有以下几种:30—50cm直径的普通砂井;7—12cm直径的袋装砂井;塑料排水板。

1. 砂井的施工工艺

砂井施工工艺主要考虑三个问题:

保证砂井连续、密实,并且不出现颈缩现象;

施工时尽量减小对周围土的扰动;

施工后砂井的长度、直径和间距应满足设计要求。

具体施工方法有以下几种:

1) 套管法

该法将带有瓣管或套有混凝土端靴的套管沉到预定深度,然后在管内灌砂,拔出套管形成砂井。根据施工工艺的不同,又分为静压沉管法、锤击沉管法;锤击、静压联合沉管法,振动沉管法。

(1)静压、锤击联合沉管法。用该法施工,往往在提管时,会由于砂的拱作用及与管壁的摩阻力,而将管内砂柱带上来,使砂井断开或缩井,影响砂井排水效果。

(2)振动沉管法:以振动锤为动力,将套管沉入到预定深度,灌砂后振动提管形成砂井。采用该法施工不仅避免了管内砂随管带上,保证井的连续性,同时砂受到振密,砂井质量好。应用振动沉桩工艺时,激振力与套管的直径、长度关系,参照表2-8。

表 2-8 激振力参考表

套管直径 (cm)	长度 (m)	参考激振力 (kN)
20	4-10	20~120
30	5-15	100-250
40	10-15	200-400

2) 水冲成孔法

该法是通过专用喷头,在水压力作用下冲孔,成孔后经清孔,再向孔内灌砂成形。采用该法施工时,有两个环节需特别注意。一是控制好冲孔时水压力大小和冲水时间,这和土层性质有关;当分层土的性质不同而用相同水压时,会出现成子 L 直径不同的现象。二是孔内灌砂质量。如孔内泥浆未清洗干净,砂中含泥量增加,会使砂井渗透系数降低,这对土层的排水固结是不利的,并且如泥浆排放疏导不好,也会对水平排水垫层带来不利影响。水冲成孔工艺,对土质较好且均匀的粘性土地基是适用的,但对土质很软的淤泥,因成孔和灌砂过程中容易缩孔,故难保证砂井的直径。对于夹有粉砂薄层的软土地基,若压力控制不严,冲水时易出现串孔,对地基扰动比较大,应引起注意。

3) 螺旋钻成孔工艺

该法以动力螺旋钻成孔,属于钻法施工,提钻后孔内灌砂成形。此法适用于陆地工程,砂井长度在 10m 以内,土质较好,不会出现缩颈、塌方现象的软弱地基。该工艺所用设备简单而机动,成孔比较规整,但灌砂质量较难掌握,对很软弱的地基也不太适用。

砂井施工工艺的选用,应根据待加固的软土地基的特殊性和施工环境,以及本地区的经验,在确保砂井质量的前提下,全面分析、审慎确定。

2. 袋装砂井施工

1) 袋装砂井的施工步骤

(1) 施工设备的准备。此工序包括平整场地,机具配备、砂料和砂袋,成孔用的套管、桩尖等备料工作的完成,并对孔定位放样复核,以确保无误。

(2) 沉入套管。将带有可开闭底盖的套管或带有预制桩尖的套管(内径略大于砂袋直径),按井孔定位沉入到要求的深度。

(3) 袋子灌砂压重沉放到管内。扎好砂袋(袋长约比井深长 2m)下口后,在其 F 端放入 20cm 左右高的砂子作为压重,将袋子放入套管中沉入到要求的深度。如不能沉到要求深度,会有一部分拖留在地面上,此时需作排泥处理,直至砂袋沉到预定深度。

(4) 就地填砂入袋成井。将袋口固定在装砂用的砂口上,通过振动将砂填满袋中,然后卸下砂袋,拧紧套管上盖,接着把压缩空气边送进套管,边提升套管至地面。

(5) 用预制砂袋沉放。预先在袋内装满砂料,扎好上口,成为预制砂袋。将砂袋

运往现场，弯成圆形，成圆堆放。成孔后将砂袋立即放入孔内。

2) 袋装砂井施工中的注意事项

(1) 定位要准确，砂井垂直度要好。这样就可确保排水距离和理论计算一致。

(2) 砂料含泥量要小，这对于小断面的砂井尤为重要。直径小，长细比大的砂井，井阻效应较为显著。一般含泥量要求小于3%。

(3) 袋中砂宜用风干砂，不宜采用潮湿砂，以免袋内砂干燥后，体积减小，造成袋砂并缩短，以至与排水垫层不搭接等质量事故。

(4) 聚丙烯编织袋在施工时应避免太阳光直接照射。

(5) 施工中要经常检查桩尖与导管口的密封性情况，避免导管内进泥太多，影响加固深度。

(6) 砂袋入口处的导管口应装设滚轮，避免砂袋刮破、漏砂。

(7) 确定袋装砂井施工长度时，应考虑袋内砂体积减小，袋装砂井在孔内的弯曲、超深以及伸入水平排水垫层内的长度等因素，避免砂井全部深入孔内，造成与砂垫层不连接。

3. 塑料板排水施工

用插板机将塑料排水板打入土中，作出垂直排水通道，可代替常用的排水砂井法。此法滤水性好，适应地基变形的能力强，可确保排水效果，且插放时地基扰动小，施工方便。

塑料板打顺序包括：定位；将塑料板通过导管从管靴穿出；将塑料板与桩尖连接贴紧管靴，并对准桩位；插入塑料板；拔管；剪断塑料板等。

施工过程注意事项

(1) 塑料板插入过程中要防止淤泥进入板芯，堵塞输出通道，影响排水效果。

(2) 塑料板与桩尖连接要牢固，避免提管时脱开将塑料板带出。

(3) 桩尖与导管配合要适当，避免错缝，防止淤泥进入。增大塑料板与导管壁的摩擦力造成塑料板带出。

(4) 严格控制间距与深度，凡塑料板上2m的应作废补打。

(5) 料板需接长时，应采用滤水膜内平搭接的连接方法，为保证输水畅通并且有足够的搭接强度，搭接长度应小于20cm。

(三) 预压荷载

预压荷载的施工一般分三类：

利用建筑物自重加压；

施加外部荷载（堆载预压施工）；

减少地基土的孔隙水（真空预压的施工）。

1. 利用建筑物自重加压

利用建筑物自重加压就是在未经预压的天然软土地基上直接建造建筑物。此法适用于以地基的稳定性为控制条件，能适应较大变形的建筑物，如路堤、土坎、贮矿场、油罐、水池等，

这一方法经济有效，但要注意加荷速率与地基土强度的适应性，在每级荷载作用

下,待地基土强度提高后,才建造下一级建筑物,分阶段依次进行。2. 堆载预压 1) 施工工艺堆载预压的材料一般以砂石、砖等不污染环境的散体材料为主。其施工流程

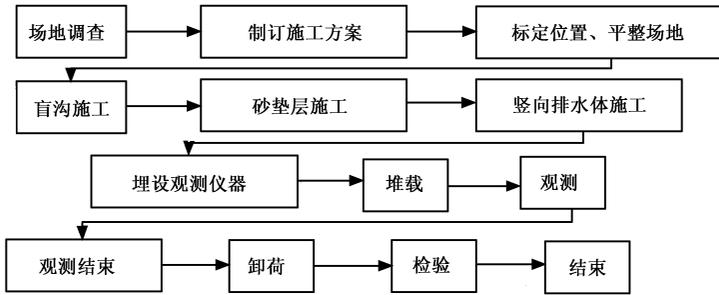


图 2-14 堆载积压施工工艺流程图

见图 2-14。(1) 堆载面积要足够,预压堆载顶面面积应大于建筑物的面积。

(2) 严格控制加荷速率,保证在各级荷载作用下地基的稳定性。

(3) 对打入式砂井地基,应待被扰动的地基土恢复强度后再加载,不可急于求成。

(4) 堆载施工时,分级加荷的堆载高度偏差不应大于本级荷载高度。

3) 施工控制

一般通过沉降、边桩位移及孔隙水压力等观测资料进行控制。沉降控制每天不超过 10~15mm,边桩位移每天不超过 4—6mm。孔隙水压力可制成 $p-u$ 曲线,当曲线陡增时,认为该点已发生剪切破坏;或由 p 值控制,要求 $p \leq 0.5$ 。

3. 真空预压施工

1) 施工工艺流程,见图 2-15。

2) 施工设备

施工设备包括真空泵和一套膜内、外管路。

3) 施工要点

(1) 射流箱内应注满水并保持低温,真空泵空载情况下应超过 96MPa,抽气阶段膜内真空度应大于 800MPa。(2) 冬季抽气时,避免长时间停泵,否则易发生管冻结堵塞现象。(3) 气温高时,加工完毕的密封膜应堆放在阴凉通风处,堆放时给膜料之间适当撒放滑石粉。堆放时间不宜过长,以防相互粘结。(4) 两个预压区的间隔不宜过长,应根据工程要求和土质决定,一般以 2~6m 较好,应避免两预压区的分界线横过建筑物。

(5) 如果密封沟或两侧有碎石或砂层等渗透性好的夹层存在,应将夹层清除干净,回填 40cm 的软粘土。

(6) 铺设滤水管时,滤水管之间要连接牢固,避免抽气后杂物进入射流装置。

(7) 停止预压后,地基土固结度应大于 80%。预压沉降的稳定标准为连续 5d,实测沉降速率不大于 2mm/d。

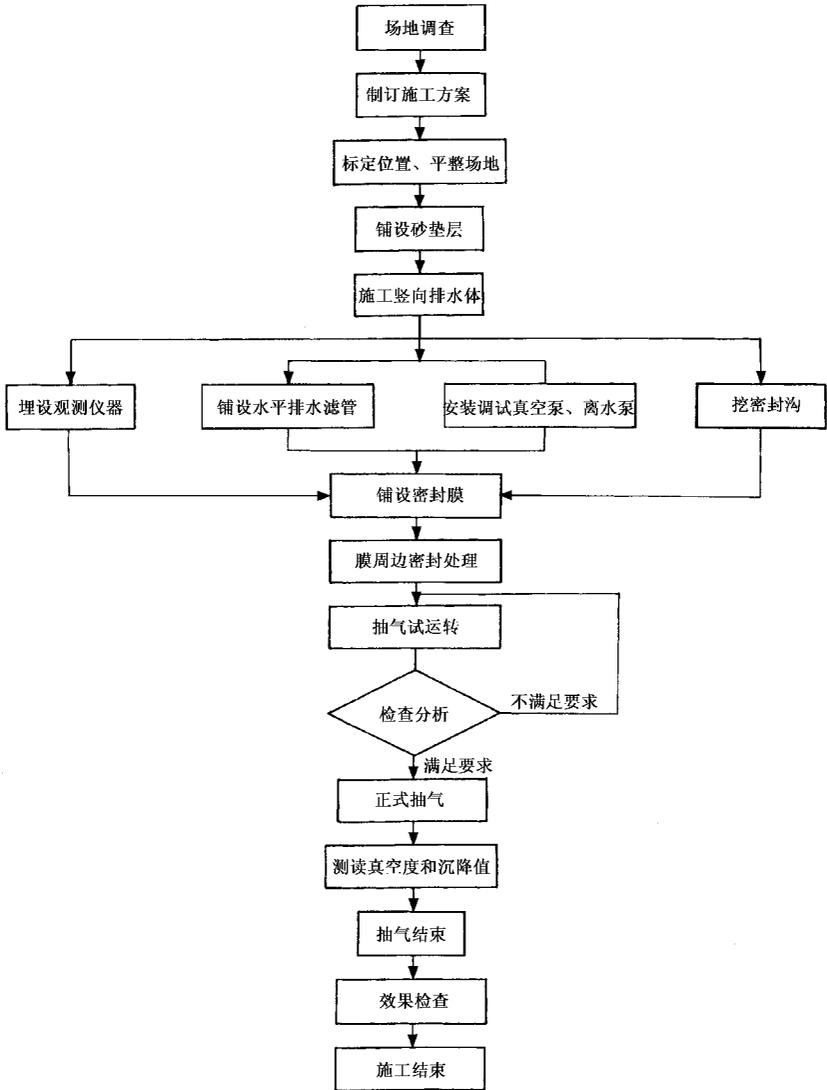


图 2-15 真空预压施工工艺流程

六、效果检测及加荷速率的控制

(一) 孔隙水压力观测

1. 观测仪器

目前常用的有双管式孔隙水压力计和钢弦式孔隙水压力计。

2. 观测点布置

对堆载预压工程，一般布置在场地中央、堆载坡顶部及堆载坡脚不同深度处。对真空预压工程只需在场内设几个测孔，测孔中垂直测点布置距离为 1—2m，不同土层也应设置测点，测孔深度/l 应大于待加固地基深度。

3. 资料应用

1) 计算固结度

$$\mu = \frac{\sigma'}{\sigma} = \frac{1 - \mu_1}{\sigma_0}$$

式中： σ ——加荷后该点孔隙压力累计增加值 (kh)；

σ' ——加荷后该点孔隙压力累计消散值 (kh)；

μ_1 ——t 时实测超孔隙水压力 (kh)。

2) 用 μ/p 值控制加荷速率，

根据土工试验，加荷过快，会造成孔隙水压力上升，导致地基失稳。因此，为了控制加荷速率，须将 μ/p 值控制在一定范围内。

即：
$$\mu/p \leq 0.5$$

式中： μ ——实测孔隙水压力值 (kh)；

p ——与 μ 相对应的荷载值 (kPa)；

3) 用 μ/p 曲线控制加荷速率

把加荷过程中不同荷载作用下的孔隙水压力整理成曲线 (如图 2-16)，对应于转折点的荷载为 P_y 一般 P_y 和极限荷载 P_f 存在下列关系： $p_f/p_y = 1.6$ 。

在 $\mu-p$ 曲线中，出现转折点时，极限荷载为该点荷载的 1 倍。

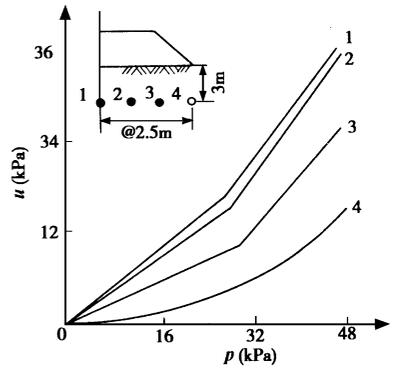


图 2-16 P- μ 关系曲线

(二) 沉降观测

为了进行沉降观测，可设置动态观测仪器。用水准测量测距的方法测定沉降，往往不能时刻掌握详细的变化情况，尤其当基础地基发生明显变形时，宜设置自动记录式仪器。

1. 主要量测仪器

地面沉降仪、深层沉降仪、孔隙水压仪

2. 测定的时间及频率

为了进行沉降管理而设置的动态观测仪器，其测定时间及频率，依软土地基的软弱程度、工程的重要性、施工进度不同而不同，其参考数值见下表 2-9。

表 2-9 测定的频率与时间

仪器名称	地基开始处理至路堤填筑后一个月	路堤筑后三个月以前	路堤填筑后三个月以后	开放交通以后
沉降仪	1 次/1~5 天	1 次/5~10 天	1 次/1 个月	1~4/年
地面位移桩成滑动测定仪	1 次/1~5 天	1 次/5~10 天	按需要	

如能预计到基础地基开始发生变形的时刻，该时刻测定频率要取密些；如处于稳

定时,可取疏些。动态观测是为了工程安全进展而实施的,因而必须及时整理观测结果,随时掌握每时每刻的变化情况。

3. 观测点布置

地面沉降标应沿场地对称线、场地中心、坡顶、坡脚和场外 10m 范围内设置。

真空预压工程地面沉降标应在场内有规律的设置,各沉降标之间距离一般为 20~30m,边界内外适当加密。

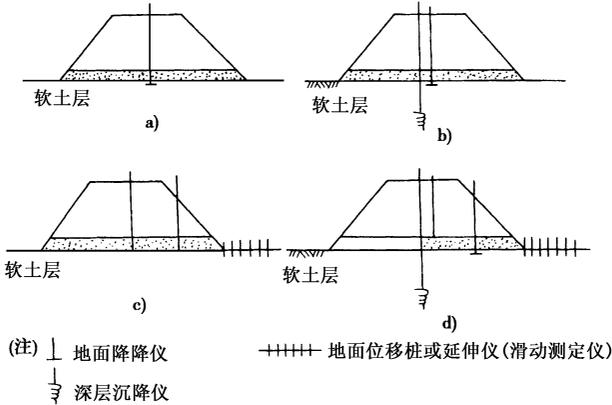


图 2-17 动态观测仪器布置图

- a) 沉降有问题(软土层薄); b) 沉降有问题(软土层厚);
- c) 稳定有问题(软土层薄); d) 稳定与沉降有问题(软土层厚)

深层沉降一般用磁环或沉降观测仪在场地中心设置一个测孔,孔中测点位于各土层的顶部动态观测仪布置如图 2-17。

4. 沉降控制地面沉降观测点的地面沉降量应控制在每天 10~15mm 以内。

(三) 侧向位移观测

施工过程中,如果加荷过快,荷载接近地基当时的极限承载力,地基土会发生较大的侧向位移。地表水平位移标一般用木桩制成,布置在预压场地的对称轴线上的不同

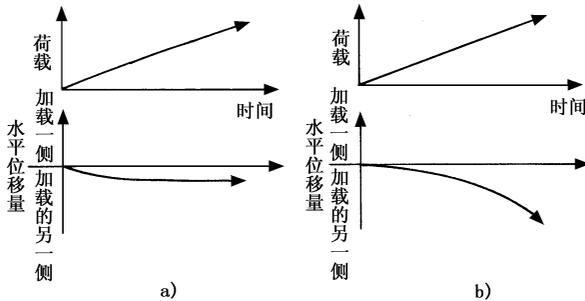


图 2-18 水平位移随时间的变化

- a) 稳定状态; b) 不稳定状态

距离处,深层水平位移由测斜仪确定,测孔中测头距离为1~2m为防止地基发生破坏,水平位移的控制原则为,预压场地外1.0m左右的边桩位移每天不超过4—6mm。

水平位移随时间的变化见图2-18。

第三节 加筋法处理软基

一、土工合成材料

(一) 简介

土工合成材料是20世纪50年代末兴起的,以合成纤维、塑料、合成橡胶等高分子聚合物为原料制成的应用于岩土工程中的土工材料的新型材料(geosynthetics)。根据其制造工艺及应用功能的不同可分为土工织物(geotextile)、土工膜(geomembrane)、土工格栅(geogridgeonet)、土工复合材料(geocomposite)和土工特种材料五大类型,主要功能为加筋、隔离、反滤、排水、防渗、防护等功能,在公路软基处理、路堤加筋、边坡防护以及排水、沥青路面增强诸领域均有广泛的应用,铁路、水利、港航、城建、国防等领域的应用正方兴未艾。

芦苇,木材、竹子,稻草等天然纤维自古以来就在土工中应用,有的延续至今,在许多古建筑中起到加固和稳定土体的作用,合成纤维的问世和飞速发展,首先使纺织工业发生了巨大的变化。20世纪60年代棉纺织品尚占优势而到70年代合成纤维就跃居统治地位。合成纤维的大幅度增产超出民用所需,很快扩展其用途,发展成为新型工程材料,在许多工程领域里(工业与民用建筑,道路软基处理等)得到了成功的应用。合成纤维在使用过程中显示出其突出的高抗拉强度,良好的连续整体性,良好的水理特性及高抗腐蚀性等,这些优越特性恰可弥补岩土之不足。70年代初,开始了对土工合成材料机理和设计方法的探索。1979年在巴黎召开了国际土加筋会议,利用土工合成材料取代初期的金属条加筋的加筋土应用技术逐步为工程师们所重视,并导致土工格栅的应用大量兴起。纵观我国土工合成材料几十年的发展历史,可大致分为三大阶段:初期创始阶段,从土工材料在工程界的开始应用到20世纪80年代中期;中期发展阶段,即80年代中期至90年代;逐步成熟阶段,90年代以后尤其是1998年洪水以后,土工合成材料的应用在国家领导的直接关注下更是又上了一个新台阶,集中体现在各种行业标准和国标的相继出台,使土工合成材料的应用有规可循。

土工合成材料这种新材料在我国的研究和应用起步较晚,但发展非常迅速,在各种工程中的应用,如水坝上游护面,下游排水滤层,道路基床隔离反滤层,护堤防冲蚀,高速公路的软土地基等,已经取得显著效益。有关土工合成材料的学术和情报交流也活跃起来,这标志着土工合成材料的应用在我国已经进入崭新的阶段。土工合成材料这种新材料从诞生到现在仅有近40年的历史,在这不长的时期内就得到如此迅速的发展和广泛的应用,说明它在岩土工程是何等重要,正像专家们指出的那样,

“应用土工合成材料对于岩土工程将是一场革命”，其广阔的发展前景是毫无疑问的。但与此同时也必须看到，快速地推广带来了一些值得注意的问题，最突出的是理论大大落后于实践，最基本的土与土工合成材料相互作用的机理还不十分清楚，对大部分的应用还缺乏分析理论和可靠设计方法。此外，对许多表征土工合成材料重要特性的检测，有的尚缺乏方法。至今，以往大量土工合成材料的工程应用，大多只能建立在经验和试验的基础之上。总之，这一新的技术领域正处于发展时期，技术上正逐步走向成熟，有待于充实，完善和提高。

目前在对待土工合成材料的应用上存在两种偏向：一种是避而不用或根本不信任这种新材料，即持否定态度，这样将会扼杀应用土工合成材料这一新技术；另一种是盲目地简单对待。现阶段正确的办法是要坚持通过正常的程序，对土工织物用量较大的工程，尤其是对于重要或大型的岩土工程，应用时须进一步提高计算理论分析和研究，制定一些必要的选料方法，进行必要的设计和施工性能指标的试验，建立不同应用条件的技术规范标准。

根据目前土工合成材料技术发展的实际情况，本章只简介有关土工合成材料的类型，特性和主要作用以及原理，设计、施工原则和重点，性能参数的检测方法。

(二) 土工合成材料的类型及特性

1. 土工合成材料的原料，制造及产品类型

土工合成材料由合成纤维制成，合成纤维是以煤，石油，天然气等作为原料，经过化学加工而成为高分子聚合物，再经过机械加工制成纤维、条带、网格、薄膜等。纤维又分短丝，连续长丝（直径一般为 $20 \sim 40\mu\text{m}$ ，即 $0.02 \sim 0.04\text{mm}$ ）条丝、单丝、多股丝、纺纤，各种纱线等。

合成纤维的主要优点是质地轻、强度高、弹性好、耐磨、耐酸碱、不易腐烂、不易虫蛀、吸湿性小。主要缺点是容易老化，尤其在阳光照射下老化速度更快。目前国内外都很重视研究延缓合成纤维老化的措施，预计老化问题将会逐步得到解决，并已取得了初步的成果。目前国内用于生产的土工纤维多以丙纶（聚乙烯）、涤纶（聚酯）为主要原料。

土工合成材料的产品类型繁多，根据制造方法的不同大致分为下列几种。

1) 编型土工织物

由单股线或多股线编织而成。主要用于排水、反滤、防护、加筋、隔离等。

2) 织型土工纤维即机织物

类似民用纺织品，由经纱和纬纱两组平行的纱线在纺机上交织而成，其特点是孔径均匀，沿经线或纬线方向的强度大，但斜交方向低，拉断时伸长率较低。织物的厚度和单位面积质量随纤维的粗细而不同。

3) 无纺型土工织物

又称不织型土工织物。这种土工织物由合成纤维原料加工的连续长丝以不规则的排列联接而成。这类土工织物抗拉强度各向一致，与织造物相比抗拉强度略低，延伸率较大，孔径不很均匀，是当前世界上应用最广的一种土工织物。

这种纤维一般由连续生产线生产，其过程是将聚合物原材料经过熔融挤压，喷

丝，直接平铺成网，然后使网丝联结制成土工织物，联接的方法有热压，针刺和化学粘结等不同方法。

4) 土工复合材料

由两种及多种同种类或不同种类的土工合成材料复合而成的，用于某种工程需要的土工材料称为土工复合材料。如复合土工膜由土工布与土工膜复合组成；而土工布和排水土工格网亦可复合成用于满足排水、反滤双重功能的复合排水层。

5) 土工格栅及其它材料

随着聚合材料在土工应用中的发展，为适应岩土工程不同应用的要求，不断开发出新的品种，如土工网、土工垫、土工格栅以及各种土工膜和复合组合材料等。

各种类型土工合成材料的原材和制造方法如表 2 - 10 所列。

表 2 - 10 合成材料的原材和制造方法

序号	分类	原 材	制造方法	主要用途	
1	编形土工纤维	单股丝、多股丝、纱	缠绕		
2	土工纤维	织型土工纤维	单股丝、多股丝	经纬线交织而成，有平纹，斜纹和镜子	排水、反滤、防护、加筋、强化、隔离、垫层等
3	土工纤维	无纺型土工纤维	纤维	针制法厚 1 ~ 5mm 热粘法厚 0.5 ~ 1.0mm 化学粘合法	同上(主要用针刺法织物)
4	土工纤维	组合型土工纤维	纤维	1 ~ 3 的组合	缝织或用针刺法
5	条带织物	带状条	大孔眼(数厘米宽)织造	防浸湿、加筋强化	
6	土工垫(土工塑料垫)	粗硬纤维丝	交点处粘接，厚 1 ~ 5mm	排水、反滤、防浸湿	
7	土工网(土工塑料网)	挤出的塑料股线，线的直径 1 ~ 5mm	挤出的塑料股线(直径 1 ~ mm)	加筋强化	
8	土工格栅(土工塑料栅格)	聚乙烯或聚丙烯板	单向或双向拉伸扩防，孔径 1 ~ 10cm	加筋强化、板式结构物	
9	土工泡沫塑料板	多孔泡沫塑料	挤压机制、压成型		
10	复合型土工聚合物	1 ~ 9 的组合			
11	土工薄膜	塑料 橡胶或土工纤维加防水涂料	溶剂喷涂	防水、防渗、封闭	

2. 土工合成材料特性

土工合成材料突出的优点是：重量轻，整体连续性好（目前在长度上可制成数百米到上千米，可作为较大面积的整体）；施工方便，抗拉强度较高，耐腐蚀性和抗微生物侵蚀性好。不织型的当量孔隙直径小，渗滤性好、质地柔软能与土很好结合。缺点同其原材料一样未经过特殊性处理则抗紫外线能力低，如暴露受到紫外线阳光，直接照射容易衰化，但如不直接暴露，抗老化及耐候性能仍是较高的。

表征土工织物产品性能的指标包括以下几方面。

- 1) 产品形态：材质加工方法、宽度、每卷的直径及重量；
- 2) 物理性质：主要有单位面积质量，厚度，开孔尺寸（孔隙分布及等效孔径）均匀性等；
- 3) 力学性质：包括抗拉强度，断裂时延伸率、撕裂强度、冲穿强度、顶破强度蠕变性与岩土间的摩擦系数等；
- 4) 水理性质：垂直向、水平向透水性；
- 5) 抗老化能力：包括紫外线，温度的敏感性、抗化学和生物腐蚀性。

上述有关产品的形态及物理性质均在制造时形成。有关指标必须经过产品检测，必须提供材料性能规格说明。聚合材料本身的力学性能参数、水力特性以及抗老化性能等参数通常要依靠标准试验确定。这些参数作为产品特性和分类的依据，多数并不能直接用作设计参数。而土与土工合成材料的相互作用的性质：如土和土工合成材料复合体的强度和变形特性；摩擦和粘聚力；蠕变性和动力特性；反滤性能等。这些对提供设计参数和建立分析计算理论十分重土工合成材料的试验方法和标准，国内外尚不统一。目前关于土与土工合成材料的相互作用性质的试验方法大多尚处于研究探索之中。

土工合成材料产品因制造方法和用途不一，宽度和重量规格变化甚大。宽度从不到 1m 到 18m 多，每平方米质量从 0.1s 到 1kg 或更大，一般为 50~1200g/m² 的范围内。

开孔尺寸（等效孔径），无纺型土工织物 0.05—0.5mm；编织型土工织物 0.1—1.0mm；土工垫 5—10mm；土工网及土工格栅 5~100mm。

导水性：大部分编织与热粘型无纺 &xl 织物甚小；针刺无纺型 10—6—10—1 m²/s；土：I：网 10—4~10—2 m²/s；排水用土工复合聚合物 10—4~10—1 m²/s；

抗拉强度：大部分常用无纺型土工织物为 10~30kN/m；高强度的 30~100kN/m；最常用的编织型土工织物 20~50kN/m；高强度的 50~100kN/m；特高强度的编织物（包括带状织物）100~1000kN/m；一般的土工格栅 30~200kN/m；高强度的 200~400kN/m；不同类型的土工合成材料的拉应力和应变关系变化差别很大。

渗透性：土工合成材料的渗透性是其重要的水力学特征之一。根据工程应用的需要，常要确定垂直于和平行于织物平面的渗透性。它是用渗透系数表示的。土工织物的渗透系数约为 $8 \times 10^{-4} \sim 5 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ ，无纺型土工织物的渗透系数为 $4 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-1} \text{cm/s}$ 。土工膜渗透系数为 $3 \times 10^{-10} \sim 5 \times 10^{-11} \text{cm/s}$ 。

不同类型土工织物拉伸变形差别较大，典型的拉力和应变曲线如图 2-19 所示：

表 2-11 分别选列了国内几种土工织物产品的技术性能。表 2-12 为几种土工织物性能在同样试验条件下的对比试验结果，从而可粗略了解各项指标的数值。

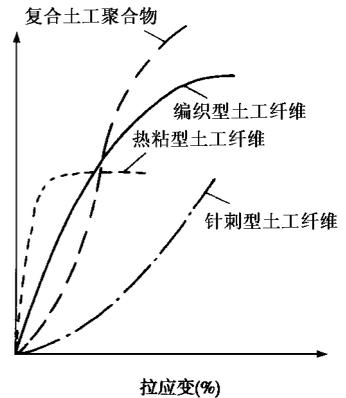


图 2-19 不同类型土工织物的拉力-应变曲线

表 2-11 几种国产土工纤维的性能指标

编号	生产厂名	描述	单位面积质量 (g/m ²)	厚度 (mm)	孔隙特性 (mm)			抗拉强度 (kN/cm)		造气孔
					O ₅₀	O ₉₀	O ₈₅	经向	纬向	
1	上海工业用呢厂	两涂比例 1:1 150mm 短丝非织 针刺,有方向性网	580	4.5				0.188	0.27	70
2	上海工业用呢厂	涂 85%,短丝,非 织、针刺、有力方 向性网	370	3.5~ 4.0	0.168	0.096	46			
3	天津工业用呢厂	涤纶、短丝非织、 针刺无网			0.061	0.069	0.12	0.10		
4	天津工业用呢厂	涤纶、短丝非织、 针刺无网						0.096	0.066	

表 2-12 几种国内外土工纤维产品性能对比试验

产品编号		TYPAR 3601	ICI 2000	C.Z. 300R	C.Z. 300R	C.Z. 400R	上海工 业用呢 厂 2 呢	玻璃纤 维尼龙 涂塑	青岛麻 纺厂编 制型	上海石化 总厂山 五纺土 工纤维 500	Bidim U ₃₄
原材料		聚丙烯 连续长 丝	聚丙烯 连续长 丝	聚丙烯 连续长 丝	聚丙烯 连续长 丝	聚丙烯 连续长 丝	聚丙烯 连续纤 维	玻璃纤 维编制 物	聚丙烯	聚酯纤维	聚酯连 续长纤 维
生产工艺		热粘	热粘	热粘	针刺	针刺	针刺		编织	针制	针制
重量(g/m ²)		205	236.5	250.8	373	469	634.5	795.7	303	435	301
厚度(mm)		0.47	0.95	1.2	3.05	3.56	4.8	0.84	0.65		
平面 应变	最大拉伸强度(kN/ 20mm)	2.058	3.316	3.856	> 2.34	> 2.36	4.70	6.38	5.60	3.494	4.049
	延伸率(%)	34.5	24	26.2	> 85	> 85	65.5	15.4	18.9	69	54.2
拉伸 试验	延伸率为 10% 时的 拉伸强度(kN/ 20mm)	1.717	2.14	2.36	0.502	0.462	0.424	4.237	4.04	0.095	0.667
	最大拉伸强度(kN/ 20mm)	1.27	1.254	1.435	1.344	1.82	1.887	2.50	1.83	1.045	1.0228
握持 拉伸 试验	延伸率(%)	64.2	69.6	63.5	125.1	148.9	88.3	27	26.3	96	69.4
	梯形撕裂强度(kN)	0.848	0.467	0.631	0.545	0.92	0.545	0.253	0.947	0.385	0.595
顶破强度(φ50)(kN)		1.82	2.145	1.277	2.412	2.444	4.13	2.953	4.08	2.70	2.292
落锤试验(10N/10cm)		22.9	32.9	28.8	17.8	15.4	11.9	12.4	8.14	60.8	19
渗透系数(cm/s)		1.4×10 ⁻³	1×10 ⁻³	1×10 ⁻³	3×10 ⁻³	3×10 ⁻³	3×10 ⁻³			30~0.33	3×10 ⁻³
等效孔隙直径 (EOS)(mm)		0.088~ 0.105			0.149	0.149	0.110		0.109		0.12~ 0.149

(三) 土工合成材料的作用、原理及应用

土工合成材料在岩土工程中的主要作用有反滤、排水、隔离和加固强化以及防护等。在有渗流的情况下，利用一定规格的土工织物铺设在被保护的土上，可起到与一般砂砾反滤层同样的作用，且 p 容许水流畅通而同时又能阻止细小土粒移动，从而防止发生流土，管涌和堵塞。

对土工织物滤层工作机理的研究表明，多数渗水性土工织物在单向渗流的情况下，初期紧贴土工织物的土体中发生细粒逐渐向滤层移动，同时还有部分细粒通过土工织物被带走。遗留下的较粗颗粒，与滤层相邻的一定厚度的土层逐渐自然形成一个反滤带和一层骨架网阻止土粒的继续流失。土工织物与其相接触的部分土层共同形成一个完整的反滤体系（见图 2-20），有效的土层逐渐自然形成一个反滤带和一层骨架网，阻止土粒的继续流失。这种反滤体系的构成和效果是有一定条件的，它取决于如下四个因素：

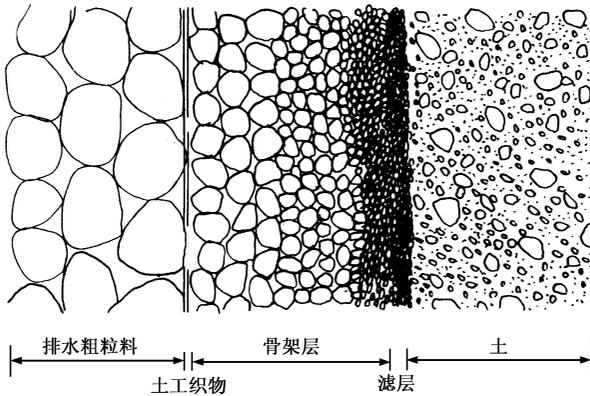


图 2-20 土工织物 - 土反滤的形成示意图

- (1) 土工织物的物理性质（孔隙大小和分布，开孔率，织物厚度和织物的压缩性）；
- (2) 被保护土的性质（粒径和级配、孔隙率、渗透系数、粘聚力）；
- (3) 反滤体上的应力和应变状态；
- (4) 水力条件（层流、紊流、单向渗流和反复渗流）。

正逆两向渗流和紊流会破坏骨架网和反滤带体系的形成，使土粒移动加剧。关于反向流下土工织物的反滤效果，国外有不同的看法。我国公路上的试验证明土工织物与上下薄砂可形成一种结构层，有效地起到动力反向流下的反滤作用。

具有与砂相同孔隙的土工织物其渗透性与砂的渗透性大致相同，但土工织物的孔隙率比砂高得多，同时合成纤维材料的密度比砂低得多，一般仅为砂的 $1/10$ ，因而当土工织物与砂具有相同的反滤特征，则所需土工织物质量比砂砾反滤层少 10 倍。此外，土工纤维反滤层的厚度比砂砾反滤层薄 100 至 1000 倍，这主要是土工织物具

有良好的连续性。两种反滤层总重量可相差 1000 - 10000 倍。

对于土工织物作为反滤层的技术要求,已进行过相当多的研究。美国劳森等及英国大维等有关的研究结果对反滤要求等作了系统的综述和讨论;

值得指出的是,由于土工织物孔隙测定困难,使引用的孔隙数据不尽可靠,以及在土工织物反滤与接触材料的条件及其变形稳定条件的关系等方面研究的还不够,提出的土工织物反滤规范尚有进一步考虑的必要。

2. 排水

某些具有一定厚度的土工织物具有良好的三维透水性,利用这种特殊性除了可以透水反滤外,还可使水经过土工织物的平面迅速的沿水平方向排走,且不会堵塞,构成水平排水层。它还可与其它排水材料(如粗粒料、排水管、塑料排水板等)共同构成排水系统或深层排水井。

以上纤维作为排水层的效果,取决于其在相应的受力条件下导水性的大小,导水性等于水平向渗透系数 K_h 与厚度的乘积及其所需排水量和所接触土层的土质条件。

3. 隔离

土工织物设置在两种不同土或材料,或者土与其它材料之间把它们互相隔开,避免混杂产生不良的效果。其作用原理是依靠土工织物的高抗拉,抗顶穿及撕裂强度,整体连续性和广泛的柔韧性以及良好的耐酸碱,生物侵蚀性等适应受力,变形和各种环境变化的影响而不破损。这样,当用于受力的结构体中,必将有助于保证结构的状态和设计功能,用于材料,储存堆放可以避免材料损失和劣化,对于废料还可有助于防止污染。

作为隔离用的土工织物,其渗透性应大于所隔离土的渗透性并不被堵塞,在受荷影响下还要具备足够的耐磨性,当被隔离体的材料或土层之间无水流作用时,不透水土工聚合膜同样可起到隔离的作用。

4. 加固和补强

利用土工织物的高强度,韧性等力学性能,分散荷载,增大土体的刚度模量,改善土体(或加筋土)及各种复合土工结构的受力性能。

1) 土工合成材料加固补强地基的原理:

土工合成材料用于地基加固补强的常用材料为土工格栅、土工格网,以及土工布等材料,土工格栅、土工格网等筋材的作用机理与土工布有相似之处,即它们都可以通过与土体的摩擦这种方式发挥自身的抗拉强度,同时又有很大区别,土工格栅、土工格网具有一定的开孔率,通过与土体颗粒以及其他粒状填料之间的嵌锁与咬合作用来发挥性能。这使得这种材料总体优于土工布类材料,而且还克服了土工布这类材料分隔了土体,不能充分发挥土体自身抗剪强度的弱点。

加固补强材料表面糙度及机械嵌锁性是发挥其与土体界面效应的重要条件。土工格栅、土工格网的节点厚度远大于筋条厚度,加糙了表面,与土体界面的摩擦,机械咬合作用远大于土工布。当粒状填料堆积在土工格栅上时,部分颗粒穿过网孔,并与下部土层相嵌,使网孔受到的拉力负荷转变成周围土体中的压应力,使嵌锁土体受到压缩、包裹作用。格栅与土体形成一个稳定的、有一定模量的,能抵抗水平剪力的类

似柔性平台的复合结构。所用的筋材层数愈多，填料愈密实，其加固效果越好。

为充分发挥筋材的抗拉特性，土工格栅铺设时，应尽可能拉紧铺平，从而给加筋材一个预拉力，并应注意筋材间的搭接与固定。

当很软的地基可能产生很大变形时，铺设的土工合成材料由于其承受拉力和与土的摩擦作用而增大侧向限制，阻止侧向挤出，从而减小变形特别是侧向变形，增大地基的稳定性。通常可采用将土工材料反包回折的方式以进一步增强侧限作用。

以土工合成材料加筋垫层为例，用图 2-21 和式 4-1 来示意说明土工合成材料承受拉力而产生的支承和减小侧向挤出的效果。

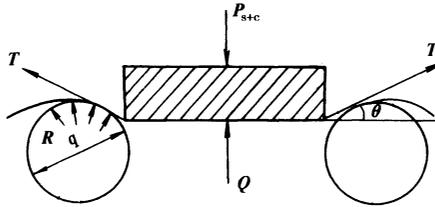


图 2-21 土工合成材料受力示意图

$$P_s + c = acN_c b + 2T \sin \theta \beta TR N_q b + \gamma D_f N_q b \quad (4-1)$$

式中：第一项为原地基的极限承载力；

第二项为地基在荷载下沉降使土工合成材料承受拉力所产生的效应；

第三项是土工合成材料阻止隆起而产生的平衡镇压作用效应；

第四项为隆起产生的埋深效应；

P_{s+c} ——每延米荷载 (kN)；

α 、 β ——地基形状系数，一般取 $\alpha = 1.0$ ， $\beta = 0.5$ ；

C ——土的粘聚力 (kh)；

N_c 、 N_q ——与内摩擦角有关的承载力系数，一般 N_c 取 5.3， N_q 取 1.4。

b ——基础宽度 (m)；

T ——土工合成材料的拉力 (kN/m)；

θ ——基础边缘与土工织物的倾斜角，一般取 $\theta = 10^\circ$ ；

R ——假想圆的半径 (m)，一般等于 3m 或为软土层的厚度的一半，但不超过 5m；

γ ——土的容重 (kN/m³)；

D_f ——填土下沉及侧向隆起量 (m)；

第二、三、四项均为由于铺设土工合成材料而提高的承载力。第四项有时可以略去。

2) 土工合成材料用于加筋土时，其作用与其它筋材的加筋土相似。加筋土是一种由土和抗拉力筋材的组合物，通过土与加筋之间的摩擦力使之成为一个整体，提供锚固力保证支挡建筑物的稳定。但土工合成材料这种筋材是相对柔性的。

对于一般无加筋的无粘性水平半无限土体，随着横向变形的逐渐增大，土楔体从

静止状态变为主动状态而破坏，如果在水平方向埋置有拉筋，则拉筋之间的土层上下被拉筋压紧，土和拉筋之间的摩擦充分作用，如果拉筋层间非常靠近，则横向变形就和拉筋的变形相等。一般拉筋的弹性模量要比土的大若干倍，所以横向变形甚小，可以忽略不计。只要拉筋不发生破坏，土体内部应力状态几乎不变，于是无粘性土，在加筋方向获得和拉筋的抗拉强度相适应的表观粘聚力，如对应于荷载条件，适当地配置加筋，加筋土就成为能够同时支承外力和自重的结构体。实际应用中加筋提供的补强和稳定作用主要是侧向应变，加筋的刚度和土类型的系数。

土工合成材料在公路系统除大量应用于软弱地基的加固外，在路堤边坡的分层加筋中已得到大量应用，以防止边坡的溜坍滑坡，提高边坡稳定性，同时可增大坡比，减少占地面积，国外已有较成熟的应用方法和计算方法，如英国 NETLON（耐特龙）公司已开发分相应计算软件，美国、意大利应用也相当普遍，目前国内的应用已趋于成熟，如京珠（北京—珠海）高速公路粤北段已大量采用土工格网用于膨胀土路堤边坡的分层加筋，107 国道武汉段东西湖地区软基上道路扩宽工程，全长 10km 全部采用土工格网加筋处理。在大量工程实践中，国内专家已总结出一套适宜国内工程施工的设计、计算方法。现将用于膨胀土路堤边坡分层加筋的计算方法介绍如下。

(1) 确定加筋材所需的总应力：

$$T = 0.5SL/KH2r$$

式中：T——加筋筋材所需的总拉力（kN）

S_L ——安全系数，一般采用 1.5；

H——膨胀土路堤高度（m）；

r ——路堤填土容重（kN/m³）；

K——水平力系数。

按上式计算结果与浅层坍滑计算所得推力进行校核比较，取其最大值作为设计依据。

(2) 加筋材料的选择可选用土工格网或其它筋材。

(3) 计算膨胀土路基加筋层数

$$T_f = T/n$$

式中： T_f ——要求每层加筋筋材具有的平均抗拉力（kN）；

n ——膨胀土路堤加筋层数；

T——加筋筋材所需的总拉力（kN）。

要求每层加筋材料的容许抗拉强度要大于每层需要的拉力，并按膨胀土路堤高度（H），求出相邻加筋筋材的垂直间距 d_z ，设计时可按不同加筋层的受力情况和施工条件，对层间距（垂直间距）作适当调整。

(4) 加筋筋材长度确定

每层加筋筋材长度是由破裂面以内滑体的水平宽度上。和破裂面以外锚固长度 L_b 之和组成的， L_b 可由下式计算：

$$L_b = \frac{S_f K_a d_z}{2 \operatorname{tg} \phi}$$

式中： S_p ——加筋筋材抗拔安全系数（一般取 3.0）；

K_a ——主动土压力系数；

d_z ——加筋筋材层与层之间垂直间距（m）；

ϕ_s ——加筋筋材与周围土间的摩擦角。

根据国内外实践经验，当膨胀土路堤边坡高度 H 在 0.8m 以内，路基底无地质突变，加筋筋材长度 $L \geq 2.5m$ ，层间距 $d_z = 0.4m$ ，可以满足路堤内部稳定要求；当 $H = 8 \sim 12m$ ，填料为中强膨胀土时，路基底无地质不良时，筋材长度 L 要求达到 4.0 ~ 6.0m，才能满足稳定要求。

土工合成材料中，土工格栅具有优良的加筋性能，可广泛用于软土地基、高路堤，以及加筋挡墙结构中。加筋挡土墙在设计时对其加筋层数确定后，每层均需验算其内部及外部稳定性。这可参考英国、美国等相关单位开发的计算模型；国内相关大专院校也建有自己的计算模型也可参用。

土工合成材料作为加筋一般要求有一定的刚度，新发展的土工格栅能够很好地与土相结合，是一种好的加筋材料，与金属筋材相比土工合成材料不会因腐蚀而失效，已在桥台、挡土墙、护坡、海岸、码头支护建筑、软基处理中得到了成功的应用。

5. 其它作用

除了上述四种主要作用外，还有一些其它作用，如不透水土工合成材料可以防渗，防止水进入土体或土工结构物。某些土工合成材料可以保温防冻，减缓土内温度的变化。此外还有用土工合成材料作成袋子用于堆填和防护，以及应用土工合成材料防止裂隙扩大减小应力集中等。

必须注意：在实际工程中应用土工织物往往总是几种作用的综合，其中有的是主要的，有的是次要的。这一点对于选料和设计却是十分重要的，表 2-13 为几种工程应用中的土工织物所起作用的分析示例。

表 2-13 土工合成材料在不同工程应用中的作用

应用	隔离	反滤	平面排水	加固	备注
公路、铁路和路基	√	z		-7	
加固	A	√	u	"	√ 表示重要作用；
排水	^	√	√	^	√ 表示次要作用；
湿填路段	√	√	0	'	0 表示被动作用；
海岸、河岸、防岸	A	√	"	A	x 表示不重要
沥青强化	x	x	0	√	
加筋土	0	x	0	√	

土工合成材料的几种作用组合起来有可能用来有效地解决各种各样的岩土工程问题。过去公路、铁路、水利、港航等工程常遇到的排水、冲蚀和松软地基加固的难

题，但却有大量成功的正确应用土工合成材料的实例。

(四) 土工合成材料加固地基的设计及施工要点

1. 设计要点

在我国，土工合成材料应用技术目前大多处于探索和开发阶段，在地基处理方面应用尚无公认可靠的计算理论和设计方法，目前国家已出台了一批行业规范，交通部已公布了公路土工合成材料应用技术规范，水泥部、铁道部也都有相应规范颁布实施。本节着重介绍土工合成材料设计的基本原则及反滤和地基加固的设计要点。

1) 设计的一般原则

(1) 应用土工合成材料的工程设计程序

应用土工合成材料的工程，其设计同任何一个木工程的设计程序

- a. 确定范围和目标；
- b. 勘察查明场地的工程地质条件；
- c. 确定设计方案，包括几个对比方案；
- d. 建立分析模型计算方法和确定设计参数；
- e. 进行分析；
- f. 根据经济和施工可行性，比选并确定最佳方案；
- g. 作出详细的设计；
- h. 施工检测。

(2) 几点基本考虑

土工织物的具体选择和工程设计，随各种具体工程应用而不同，但对每种应用，下面几个方面都是必须考虑的。

a. 考虑与应用结构型式有关的危险因素及其对整个结构破坏的影响。临界应用通常指用于永久性建筑物，一旦土工合成材料破坏将损害建筑物的状态。例如，坝体内反滤系统在桥台后的排水系统失效将影响桥台的稳定，因而应特别慎重，非临界应用包括大多数临时工程和即使发生破坏但可修复并且不会影响整个建筑物状态的应用。对临界应用必须仔细和慎重周密地考虑，要掌握较好充分的依据。对于非临界应用则可较大胆的试用土工合成材料，但亦必须认真对待。

b. 分析不利条件通常包括：极软地基，高荷载条件、高的或可反向的水力条件，对于排水问题碰到间断性级配的土等等。

c. 考虑土工合成材料对整个工程设计和施工方法的影响，如铺设土工合成材料要采取何种新的施工方法及其它需要特殊考虑的问题。

(3) 考虑土工合成材料的性能要求

表 2-14 为土工织物的性能对其在不同作用中的重要性，根据它便可以确定应该注意土工合成材料的那些性质，然后再根据设计必须有关性能指标的数值，选定采用何种土工合成材料。

2) 关于应用土工织物反滤的设计

应用土工织物的反滤在很多方面类似于砂砾料反滤的设计，但除了要求符合反滤条件的标准外，还必须同时考虑在隔离，平面排水和补强加固作用的必须要求，以便

保证其反滤层的稳定、连续和正常工作，从而达到预期的效果。

表 2-14 土工合成材料的性能与其作用的关系

性 质		作 用			说 明
		隔离	反滤及排水	加固	
1. 构造和基本物理构造	材料的构造	×	×	△ [√]	材料的构造对控制应力,应变性状和表面摩擦起主要作用
	制造方法	△	√	√	它控制许多性质,因而特别注意
	单位面积重量	√	√	√	标志产品质量是否具有—致性
	孔隙尺寸	√	√	√	对于隔离,渗透以及确定纤维内和交面处阻隔细拉的能力特别重要。对与填料的机械咬合互锁作用特别重要
	开孔面积	√	√	√	
	厚 度	√	√	×	在受力时,纤维在土中的压缩及再排改变其厚度及许多土工合成材料材料的性质
	构造刚度	√	√	√	
2. 水力和力学特性	应力—应变特性	△	△	√	加固补强作用取决于这些性质,要了解在一定应变下的应力及应力—应变曲线,而不仅仅是峰值
	至破坏的拉伸过程	△	△	√	
	蠕变和应力松弛	×	×	√	
	局部顶破及撕裂强度	△	△	√	阻隔和分散荷载是土工织物的两个主要好处,必须与局部顶破和撕裂强度相联系
	表面摩擦力及粘着力	×	×	√	要发挥其抗拉强度必须有充分的摩擦力及粘着力
	单位面积或单位厚度的液体流动能力	×	√	×	土纤维容许水通过这对其排水和反滤作用来说明是基本的
3. 环境特性	耐久性	√	√	√	土工合成材料必须能够随着时间的延续而保持工作的状态,因此必须能适应所要经受的环境条件
	温度稳定性	√	√	√	
	化学光线稳定性	√	√	√	
	紫外光稳定性	√	√	√	

注:表中:√——表示重要;△——表示次要;×——表示不重要

(1)土工织物反滤层的孔隙要求

a. 由符合一定标准和级配的砂砾料构成的传统反滤层,一般要求符合三方面的标准。

①防止管涌 $D_{15f} < 5D_{85b}$ (2-9)

②保证透水性 $D_{15f} > 5D_{15b}$ (2-10)

③保证均匀性 $D_{50f} > 25D_{85b}$ (对级配不良的滤层) (2-11)

或 $D_{50f} < 7D_{50b}$ (对于级配均匀的滤层) (2-12)

式中: D_{15f} ——表示相应于颗粒粒径分布曲线上百分数 P 为 15% 时的颗粒粒径 (mm);

f ——表示滤层土;

D_{85b} ——表示相应于粒径分布曲线上 P = 85 的颗粒粒径;

b ——表示被保护土。

b. 根据所谓“等效薄膜”概念,由太沙基(Terzaghi)古典滤层设计理论推导得出的土工织物孔隙尺寸的要求。

对于非粘性土:

防止管涌 $O_e < 1 \times D_{85b}$ (2-13)

渗透畅通 $O_e > 1 \times D_{15b}$ (2-14)

保证均匀 $O_e < 2.3 < D_{50b}$ (非编织型) (2-15)

$O_e > 1.4 \times D_{50b}$ (编织型) (2-16)

对于粘性土:

$$O_e < 0.08\text{mm}$$

式中: O_e ——为土工织物的等效孔径,指对土工织物起控制作用的孔径,对编织型土工织物滤层(孔眼比较均匀)一般取 O_{50} 或 O_{90} 作为 O_e 。

c. 美国陆军工程师兵团标准。

防止管涌 $EOS < D_{85b}$ (适用于 $D < 0.074\text{mm}$ 颗粒含量小于 50%) (2-17)

防止堵塞 $EOS \leq 0.149\text{mm}$

式中:EOS——土工织物的等效孔径其值相当于 O_{85} 也认为相当于 O_{95} 。

在上述规定范围内尽可能采用较大的 EOS 值,同时规定,对 $D_{85b} < 0.074\text{mm}$ 的土不宜采用土工织物作滤层。

(2) 土工织物的厚度选择

土工织物的厚度根据使用要求选择,较厚的材料耐久性较好,但渗透性较差。

(3) 在护岸工程的土工织物滤层设计中,护面石块尺寸可根据设计波浪参数确定,但一般石块重不应大于 30kg。(水头差变化不大的平坦位置,石块重可大至数百公斤)。如果纤维滤层设在迎水面,护面块石应用两层,以便吸收能量。避免由于周期波浪压力的抽吸作用,使纤维下石块及土粒移动,以致土工织物失去作用。

护面石之下的石块尺寸应大于邻近石块孔隙。对符合规定级配的 1—3kN 的石块,可直接与土工织物接触。

(4) 一般当与土工织物滤料接触的土料为粘性土,且粘料含量超过 50% 时,作为预防措施,最好在纤维与土层间铺设 15cm 砂垫层,以避免孔隙被堵塞。

3)关于土工合成材料用于补强地基时设计中的几点考虑(1)设计之前应估计三种可能的破坏形式

- a. 侧向挤出或滑动破坏；
- b. 转动破坏；
- c. 局部支承破坏。

(2)由具体条件准确地决定所需土工合成材料的要求。但一般要注意选用高强度,低延伸率(高模量及工作时延伸率不大于4%—5%),低蠕变性并考虑其单向抗拉强度,湿强度,该具体环境条件下的抗腐蚀及抗紫外线能力等。加固补强材料种类繁多,如土工布、土工、格栅等。在从多材料中,土工格栅以其优异的力学性能及与土体间独特的机械互锁作用受到工程界的格外关注,其应用越来越占有着其他材料无法替代的主导作用。交通部、铁道部以及水利部门大批量应用土工合成材料的工程项目越来越多,不但经济效益显著,社会效益的意义也越来越深远。这里以塑料土工格栅为例介绍其主要品种的技术规格,以供参考(见表2-15,表2-16)。国标GB/T17689-1999对技术指标的规定有全面叙述。

表2-15 单向拉伸聚丙烯土工格栅

材料名称	TGDB25	3GDB35	TGDBSO	TGDB80	DB110
每延米拉伸屈服力(kN/m)≥	25	35	50	80	110
屈服伸长率(%)≤	10				

注:如材料为高密度聚乙烯,则屈服伸长率≤12%

表2-16 双向拉伸聚丙烯土工格栅

材料名称	TGSG15-15	TGSG20-20	TGSG30-30	qUSCAO-40	FGSG45-45
每延米纵向拉伸屈服(kN/m)≥	15	20	30	40	45
每延米横向拉伸屈服(kN/m)≥	15	20	30	40	45
纵向屈服伸长率(%)≤	13				
横向屈服伸长率(%)≤	16				

此外,聚酯格栅,玻纤格栅等材料在柔性路面中也有一定应用。

(3)分析计算时最重要的一点是计算沿垫层需要筋材提供拉力的大小和分布。由加筋提供的拉应力必须保证其稳定性并具有一定的安全系数。

在设计加筋时,一定注意土与加筋材料之间的相互作用,加筋材料自身具有的表面糙度,开孔率,及其与土体间的机械咬合作用是发挥其与土体界面的重要因素。加筋材料与土体间这种嵌锁和摩擦作用使土体具有较高的抗剪强度和张拉模量,对荷载具有均匀扩散传递作用,能将荷载应力均匀地扩散到较大的面积范围内,大大减少了作用于地基上的荷载作用力,同时能控制不均匀沉降,减少总沉降量,不同加筋材料与填料间

的摩擦角可参考表 2-17。

表 2-17 加筋材料与填料间的摩擦角

土工合成材料	等效孔径 d_{10}	粘土、亚粘土	细砂	中砂	粗砂	砂砾	碎石
无纺布	0.05~0.05	$\Phi = 22 \sim 26^\circ$ $C_0 = 2.8 \sim 6.8 \text{ kPa}$	25°	26°	29°	干 28~30° 湿 25~27°	干 29° 湿 25~27°
纺织布	0.1~0.1	19~22°	23°	24°	24~26°	23~26°	24°
土工网格	5~50	22~25°	/	/	/	30~35°	39~43°

(4) 加筋可提供的力和土与加筋之间的结合，预期土与加筋之间的应力—应变关系有关，考虑因素包括地基上填土的尺寸，加筋层的布置、水位、土的强度和变形特性，筋材的力学性能和规定的安全系数等。

(5) 为与无加筋情况下的设计一致，必须保证加筋在承受可能的最大力下而不发生破坏和整体联结不足。

2. 施工要点

1) 应用土工合成材料的工程，其施工除了应遵守一般的有关常规施工程序和规定外，还应着重考虑由于铺设土工合成材料而带来施工的特别要求，并保证按设计断面及质量要求施工，注意现场检测。

土工合成材料的铺设施工随着工程应用及具体条件的不同可能使用各种各样的施工方法和机具，但任何情况下均应注意土工合成材料的有效性 with 施工方法的适用性，必须精心施工，确保软土地基经处理后的强度和稳定性。

2) 保证土工合成材料在处理过程中的整体性，不允许有间断性，如有间断注意土工合成材料的连接，否则经土工合成材料处理后的路基在运营过程中会出现两侧不均匀的沉降，导致路面出现断面现象。

当一块土工合成材料需要与另一块土工合成材料连接时，可采用搭接、缝接、U型钉连接、粘接或焊接等方法，对于土工织物一般多用搭接法和缝接法。

采用搭接法时，搭接长度必须足够长，一般为 30-90cm，视受力和基层土质条件而定。防护工程中，石块重量增大，搭接长度也要增大；水下不规则铺设，搭接长度还应更长。在护岸工程坡面上铺设时，上坡段土工合成材料应搭接在下坡段土工合成材料之上。在搭接处应尽量避免受力，以防止土工合成材料移动。搭接法施工简便，但用料较多。

缝接法对土工织物可采用尼龙线或涤纶线缝接，方法分对面缝和折叠缝，一般多采用对面缝。采用缝接法缝接处的强度可达到纤维强度的 80%，基本上能满足要求。如果采用折叠缝，应用双道线缝合，则可取得更高的强度，施工时最好采用移动式缝合机，避免漏缝及断线等。缝接法节省材料，质量可保证，但较费工。

3) 几点注意事项

(1) 铺设土工合成材料时，应注意均匀，平整。在斜坡上施工时，应保持一定松

紧度(可用U形钉控制),避免因石块挤压而使其变形超出聚合材料的弹性极限。

(2) 铺设土工合成材料时,应注意端头的位置和锚固。

① 用于加固补强时,端部锚固对应力,变形和稳定都有影响,必须精心处理;

② 在护坡坡顶可使土工合成材料末端绕在管子上,埋设于坡顶沟槽中,以防聚合材料下落;

③ 一般堆石路堤的砾石滤水层延伸至坡脚块石护面之内,而纤维反滤层却应终止至护坡块石之内,因为如果坡脚产生冲刷,纤维延伸至块石护面之外,在波浪作用下拍打,就会加速坡脚冲刷成坑。

(3) 对于有水位差变化的情况,施工时直接放置在土工织物层上的大块石间的空隙,应当填塞或设垫层,目的是避免水位下降时土坡中的饱和水因来不及渗出形成显著水位差,使土挤向没有压载空隙,引起纤维膨胀而破坏。

(4) 铺设土工合成材料的关键是保证施工连续性,在施工过程中不得出现扭曲,折皱重叠,并要特别注意避免过量拉伸超过其强度和变形的极限发生破坏或撕裂,局部顶破等。(5) 现场施工中若发现土工织物有破损时必须立即修补好。

(6) 土工织物的存放以及施工铺设过程应尽量避免长时间曝晒或曝露,注意防护,以免其基本性能劣化,最好在一个月之内把上面的保护层做好。

(7) 铺设前,应要求供货单位交付质量合格证和出厂证明书,材料进场以后土工织物予以抽样试验,对照出厂标准和试验性能指标,不合格的坚决不用,以保证原材料质量。如在铺设前发现土工织物有破洞、撕裂等破坏情况,应立即处理。

(五) 土工合成材料基本性质的试验和检测方法

土工合成材料基本性质的试验和检测可分为三类,即一般特性,鉴定和分类参数,以及土与土工合成材料相互作用的特性。

一般特性试验,主要用来描述产品的形态,包括纤维材料的成分和制造方法,单位面积质量,厚度,孔隙尺寸、成卷特征(长度直径和重量),这些性质均在制造时形成,一般制造厂商必须通过产品检测试验,提供作为材料性能规格说明的资料。

鉴别和分类参数通常要依靠标准试验确定,内容包括:力学性能参数,如拉伸强度、拉伸模量、延伸率、撕裂强度、顶破强度、蠕变性等;水力特性参数,如垂直向和水平向渗透性系数;以及耐久性和老化特性,如对紫外线的敏感性,抗化学和生物腐蚀性,对温度的敏感性等。这些参数作为产品特性和分类的依据,多数并不直接用作设计计算用参数。

土与土工合成材料的相互作用性质:如强度和变形特性;土与土工织物之间的摩擦和粘聚力;蠕变性和动力特性;反滤性能等。这些对实际经验的总结和推广十分重要,所以一般研究开发和工程应用都需要通过这些试验进行复核并掌握产品的实用性能。

目前,土工合成材料的试验方法和标准各国尚不统一。美国对部分项目制定了标准。法国、英国等许多国家也有各自的标准。而另外对于土与土工合成材料相互作用的性质试验则大多缺乏方法,正处于研究探索之中。下面分别简要地介绍土工合成材料一些性能试验的方法。

1. 厚度和孔隙尺寸及分布试验

1) 土工合成材料的厚度

厚度主要通过直接量测得出。考虑到实际应用中,土工合成材料常在一定压力下工作,所以不同国家还规定了在一定标准压力下测其厚度,如美国 ASTM 标准规定对于软土的土工织物(如无纺型),压力范围用 $35\text{Pa} \sim 3.5\text{kPa}$,中等的为 $140\text{Pa} \sim 14.4\text{kPa}$,硬质为 $0.7 \sim 70\text{kPa}$ 。法国规定加压面积为 20cm^2 ,压力为 2kPa 。根据不同压力下的厚度变化可求出土工织物的压缩系数。

2) 孔隙尺寸和分布试验

(1) 对于孔隙较均匀的编织型土工织物有采用显微镜把孔隙放大在屏幕上直接量测。

(2) 反筛法,这种方法是将土工织物固定于标准筛框上当作筛子,用这个筛子对若干已知粒径的标准砂或玻璃珠在摇筛机上进行筛分,经过一定时间振摇后,测出留在土工织物上砂粒或玻璃珠的重量及占总重的百分数,所用玻璃珠的粒径不得小于 0.07mm ,标准砂的粒径不小于 0.06mm 。

2. 抗拉强度试验

1) 条拉试验

用一定宽度的土工合成材料试样,用同样宽度的夹具夹紧在试验机上作拉伸试验。试样宽度与长度之比对抗拉强度及破坏应变的影响很大。在 1981 年 Mc Gown 等采用对比试验证明,试样宽长比为 5 时,结果稳定。法国采用 50cm 宽, 10cm 长的试样。而美国 ASIM 标准用 5cm 宽试样。根据拉力及变形的量测数据,可作出拉力和变形曲线,并由该曲线求得破坏时的极抗拉强度 (kN/m) 或破坏时延伸率(破坏时的伸长值/试样原长度)(%),以及一定延伸率时的抗拉强度。

(2) 平面应变抗拉强度试验

在实际工程中,土工织物常铺设在土或石材料内,受拉时一般不会发生显著的横向收缩,因而上面的条拉试验就不符合实际情况。目前,检测中心设计了一种仪器(如图 2-22),试样的宽度为 200mm ,长度略大于 200mm ,另外配有 10 根穿钉及夹杆,等距离夹在试样上(凸钉穿过试样插入孔中连接)然后加荷,这种试验方法可以防止拉伸时试样的横向收缩,它的主要缺点是在凸钉附近将产生集中应力。平面应变抗拉强度比窄条抗拉强度高很多,有时高达一倍左右,相应的延伸率也小很多。

3) 握持拉伸(抓拉)试验

这种抗拉试验反映土工织物在集中荷载情况下分散荷载的能力,美国多以此试验评价产品的抗拉强度。试验尺寸为 $200\text{mm} \times 200\text{mm}$,但夹具宽度为 25mm ,两个夹具间距离为 100mm ,夹具只能夹住试样中间的一部分,加荷使夹具以每分钟 50mm 的速度拉伸直至破坏为止。这种试验已经被美国 ASTM 公认为一种标准试验。

4) 双向拉伸试验

两个方向同时拉伸,其结果可提供有限元分析所用参数。

3. 撕裂试验

1) 梯形撕裂试验

测试土工织物抗撕裂的能力。在一块 $150\text{mm} \times 75\text{mm}$ 的试样上画出一个梯形，梯形高 75mm ，上底宽 25mm ，下底宽 100mm ，在上底中点剪出一个 $6 \sim 9\text{mm}$ 长的缺口(见图 2-22)，用 7.5mm 宽的两个夹头夹紧以匀速拉伸撕裂，记下撕裂扩大时的荷载，相应的最大拉力即撕裂强度。

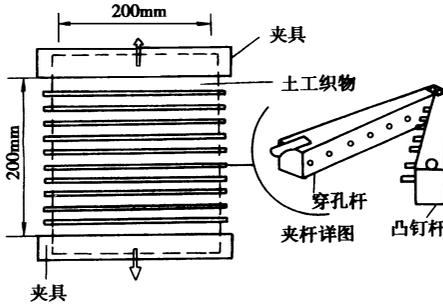


图 2-22 平面应变拉伸试

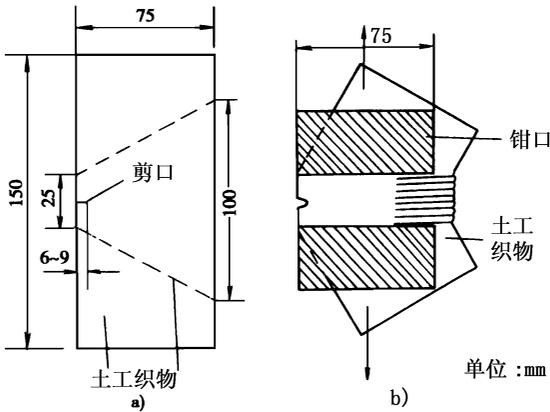


图 2-23 梯形撕裂试验

a) 试验前; b) 试验后

2) 舌状撕裂

美国 ASTM、D₇₅₁ 舌状撕裂试验，试样尺寸为 $75\text{mm} \times 200\text{mm}$ ，预先切开一个 75mm 长的开口，然后缠住割武术的纤维，撕裂，这种试验所得的强度比梯形撕裂要高。

4. 顶破、冲穿强度试验

1) CBR (加州承载比) 顶破试验 (图 2-24)

模仿土工合成材料铺设在软基面上，遇有粗粒石料对土工合成材料的顶压，求其抗顶破的能力。试样由内径为 150mm 的钢环夹固定，顶杆直径 50mm ，匀速顶压试验件，求出最大荷载与荷载贯入曲线和顶破强度。

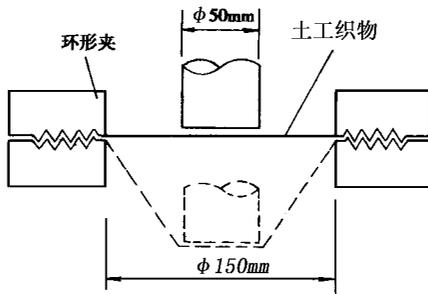


图 2-24 CBR (加州承载比) 顶破试

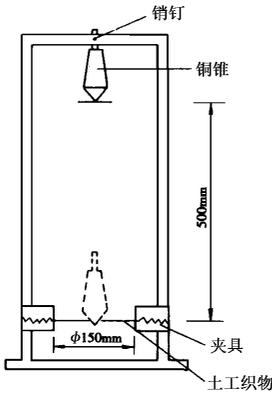


图 2-25 落锥冲穿试验

2) 落锥冲穿试验

模拟尖锐的石块工具跌落在土工合成材料上的破坏情况，土工合成材料试样由内径为 150mm 的环形夹具夹住，用一重 1kg，顶角为 45° 的黄铜尖锥，自 500mm 的高度下落到试样上（图 2-25），量测试样被刺穿的孔径；孔径越小，该土工合成材料抗御冲穿破坏的能力越大。

3) 顶破试验

模拟土工合成材料受到凹凸不平的接触荷载时，抗御破裂的能力，ASTM 方法系将一充满气体的橡皮薄膜顶在土工合成材料上，使成半圆形，增加气体压力直到土工合成材料破裂为止，其气压单位为 Pa。

5. 蠕变试验

土工合成材料在承受拉力不变的情况下，变形随时间的增长的现象称为蠕变。这一种试验模拟土工合成材料作为筋材或在经过加固补强时能否保持其抗拉强度，试验采用拉伸试验设备，控制其拉力不变，在不同时间里测出其变形量，求出蠕变曲线计

算蠕变速率。

6. 摩擦系数试验

用较大型的直剪仪测定出土工合成材料与土或石之间的摩擦系数，将土工合成式样一边固定于直剪仪的下箱土(图2-26)，根据土工合成材料与土或石的相对位置制备试样，用应力控制或应变控制进行剪切试验。根据垂直压力与水平剪力求出摩擦系数和表观粘聚力。

7. 拉拔试验

模拟土工合成材料锚固在土中受拉的特性，一般可用特殊设计的直剪装置，把上下盒固定而拉拔土工合成材料(图2-27)。根据试验数据绘制拉拔力与垂直压力，求出拉拔强度指标，摩擦角和表观粘聚力。

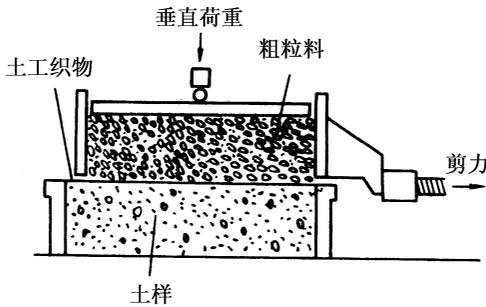


图2-26 剪切试验

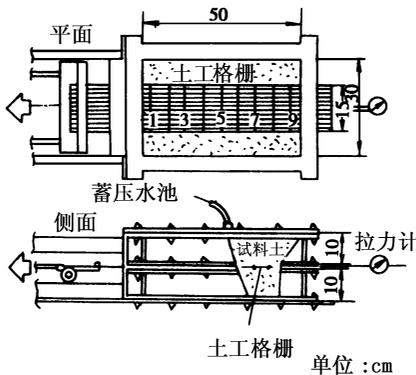


图2-27 拉拔试验

8. 三轴试验

试样中加一层或多层土工织物，进行土-土工织物体系的三轴压缩试验(见图2-28)。了解土-土工织物在不同侧限压力下的应力-应变($\delta-\epsilon$)关系曲线和根据

其曲线求出强度指标。

9. 透水性试验

通过透水性试验测定土工织物的垂直和水平向渗透系数，估价土工织物的导水性和透水性及其随不同水头，压力和历时的变化。

(1) 土工织物在承受压力下的垂直向渗透性试验

采用如图(4-11)所示的装置，试样为 100mm × 100mm 用铜环夹紧，用规定量的砝码重量通过多孔圆盘施加在备用的试样上。筒中分 100mm、200mm、300mm 三种水位，试验时灌入一定的水量，记录水头降至某一定高度时的时间，从而得到单位时间内流过的单位面积水量。计算求出渗透系数。

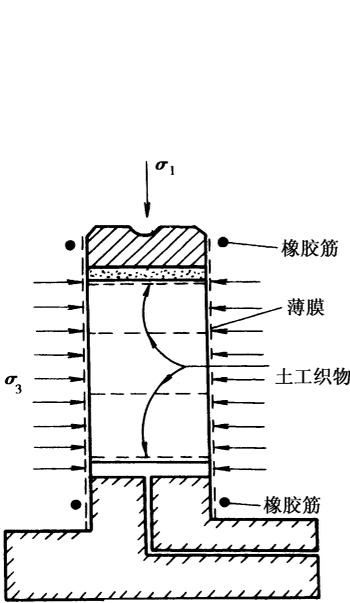


图 2-28 土 - 土工织物组合体系的透水性试验

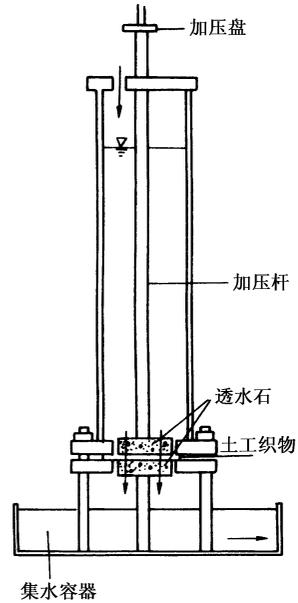


图 2-29 渗透试验

(2) 土 - 土工织物组合体系的透水性试验

用模拟的组合试样进行试验(图 2-30)，估计土与土工织物组合时的透水性，这种试验一般可模拟实际工程应用的条件。

(3) 土工织物的平面排水试验

用以测试通过纤维平面的排水能力。改变加载和水力梯度(图 2-31)可测出承受不同压力及水力条件下土工织物平面的导流特性。

(4) 反滤层试验

土工织物滤层的堵塞试验在垂直管涌仪中进行，被保护土厚为 10cm，上铺设土工织物，其目的是探索被保护的土粒在动水压力作用下进入土工织物层的量及渗透系数的变化，从而分析土工织物层的可行性及其适用条件。试验分自下向上和自上向下两种渗透形式，在自下向上渗透时土工织物上可施加不同的垂直荷载。

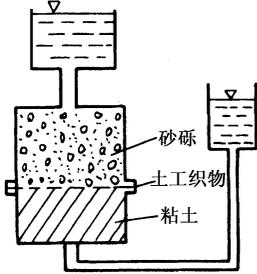


图 2-30 土-土工织物渗透试验

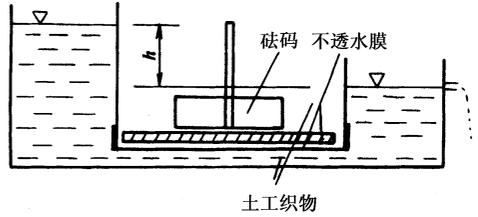


图 2-31 平面排水试验

(5) 动力下的反滤试验

模拟动载下土工织物反滤及阻隔效果,对砂-土工织物-土组合体施加循环应力,量测孔隙压力,土压力及不同加载次数后砂层的污染率和土工织物的堵塞情况。

10. 土工合成材料的耐久性或老化性能

土工合成材料在土工中的应用,一般均要求能保持其必要的性能持久地工作。为此,必须了解其各种老化性能(如强度,延伸度等各种性能随时间的降低),其内容包括如下:

(1) 紫外线稳定性试验

紫外线稳定性能试验(阳光对土工合成材料力学性质的影响),土工合成材料置于紫外线下长期照射,最终都会老化,但抗老化的性能不相同。

试验方法是把土工合成材料试样放在氙弧灯的紫外线下照射,0、150、300、500小时。以120分钟循环改变环境条件,连续试验到各预定的时间。每一循环的前108分钟单纯受紫外线辐射($65^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ 及30%的湿度下),后12分钟喷洒水加上辐射。完成不同龄期的暴露辐射后,取样进行拉伸试验,从而求出其强度随时间的变化趋势。考虑到氙弧灯的紫外线与实际现场日光辐射不会完全相同,所以试验结果只能评价其老化的趋势。

(2) 化学稳定性试验

将试件置于可能接触的碱性,酸性及农药等化学液体中测试其对土工合成材料力学特性的影响。

(3) 温度稳定性试验

试验在高温和低温下土工合成材料力学性质的变化。

(六) 土工合成材料应用范围

土工合成材料在公路工程中,最初应用于软土地基的处理,现在已大批量应用于公路工程的各种场合,形成了自身的特色,公路工程成为土工合成材料的应用大户。1999年交通部颁布了《公路土工合成材料应用技术规范》,进一步有力地推动了土工合成材料在公路建设的蓬勃发展,其加筋、隔离、防渗透、过滤,排水及防护等多种功能均得到了有力发挥。

1. 软基处理

将土工布、土工格栅、土工格网铺设于软土地基和路基之间，加筋软基路堤，提高地基承载力，控制不均匀沉降。工程实例：合徐（合肥—徐州）高路公路北段采用单向拉伸土工格栅处理软土地基；广东新台（新会—台山）高速采用双向拉伸土工格栅（如图 2-32）对软基进行加固。

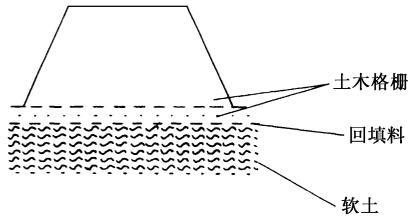


图 2-32 双向拉伸土工格栅软基处理示意

2. 路基边坡加筋

利用土工格栅加固陡坡路基，增加路堤稳定性，节省占地面积。

3. 桥台跳车处理

将土工格栅和土工格网铺设于桥头，分层加筋，处理桥台跳车。另外还引用于填挖交界处，新老路基结合部，控制差异沉降。交通部“八五”攻关项目由长沙交通学院承担的桥台跳车处理课题，在 107 国道长沙段对几座桥台进行处理，进行长达数年的跟踪观测，经济技术效果十分理想，交通部主持对此项目进行了鉴定，现已在全国推广。

4. 土工格栅和土工网处理膨胀土路基边坡。

5. 应用土工膜袋进行临水路基边坡的冲刷防护。

6. 土工布用于道路翻浆处理。

7. 土工布和玻纤土工格栅等用于处理沥青路面反射裂缝控制。

8. 三维网垫边坡防护

将三维网垫（如 EM₃）铺设于边坡上，进行植被绿化护坡。连霍（连云港—新疆霍尔果斯）高速公路安徽段全长 54km 全部采用这种防护技术，取得较理想的防护效果；京珠高速武汉段也采用了三维网防护技术。

9. 喷锚防护

将土工格栅或土工网用于岩石边坡的喷锚防护，且土工合成材料有不锈蚀，与自然坡性好等优势。

10. 反射裂缝的控制

反射裂缝是沥青混凝土路面较普遍存在的一种病害现象，将土工合成材料铺设在半刚性基层与沥青面层之间，便可有效地控制其反射裂缝的发展。

二、加筋土结构

加筋土结构 20 世纪 60 年代创始于法国。这种结构主要由墙面板、拉筋及填土交替铺设而成的一种复合体。它依靠拉筋与填土之间的相互作用力以保持稳定。拉筋一般采用带状镀锌扁钢，也可采用其他合金钢带或土工织物材料以增强防锈性能。早期加筋土的强面采用 3—5mm 厚的镀锌金属曲壳，高 25mm，长数米。现多采用预制混凝土板作为墙面，每块板的尺寸是 1.5m×1.5m，每块板联结 4 根拉筋或土工织物。

加筋土所用的土料需要有较高的摩擦力，根据加筋土的标准规定：塑性指数要小于 6，并要求通过 200 号筛的颗粒重量不超过 25%，因而不能用粘性土作为加筋土的填料。对加筋土的研究工作仍在进行之中，需要不断的完善。我国首批加筋土工程建

于 20 世纪 70 年代末 90 年代初。近年来加筋土挡墙技术在上海地区大力推广应用, 1992 年 10 月在沪青平一级公路拦路港桥高路堤, 首次较大规模采用加筋粉煤灰挡墙技术, 高路堤高度 3~9m, 长 200m; 1993 年 10 月沪嘉高速公路东延伸段工程, 又大规模推广加筋粉煤灰挡墙技术, 高路堤长度 300 多米, 高度 4~8m; 1996 年 4 月在亭大一级公路光线通道又造了加筋土桥台, 路中高度达 7m。2001 年 5 月在安徽合徐高速公路又修建加筋土桥台。从实际应用的情况来看, 加筋土技术绝大多数用于公路工程中, 另外水利坝堤、铁路、桥梁、驳岸、码头、堆料场也使用较多。

本节提出应引起注意几点问题。

1. 在采用加筋土结构的初期, 强面土压力是按照库伦的主动土压力理论进行设计计算

的, 拉筋所受的力也按照主动土压力的数值进行分配计算。但 1976 年美国加州大学进行的加筋土模型实验发现, 拉筋在填土内部的拉力大于墙面土压力而达到相当于静止土压力的数值。

2. 拉筋的极限抗拔力:

$$T = 2bL_e f' \sigma_v$$

式中: B ——拉筋的宽度;

L_e ——拉筋摩擦段的有效长度;

σ_v ——拉筋表面的垂直压应力;

f' ——拉筋与土的摩擦系数。

根据世界土力学会议中报导, 从加筋土实际抗拔试验中求得的摩擦系数和摩擦角, 普遍较室内直剪试验的结果大 50%~100% 左右。编者认为, 这是由于密砂的剪切和膨胀作用在拉筋附近一定范围内引起局部应力增大所致。

3. 合金钢带在土中的埋置, 工程界一度争论其使用存在防锈问题, 据估计在一般填土中寿命可达到百年, 但其中也有不同意见。

目前国内外已正在研究使用土工织物材料做拉筋以提高其长期稳定性。加筋土在世界各国已被广泛使用, 截止 2001 年已有 50 多个国家修建近万项工程。加筋土用于构筑具有垂直壁面的填方, 通常要与挡土墙或其它方案相比, 加筋土结构具有下列特点。

1) 由于它是柔韧性结构, 可用于可能产生不均匀沉降的软弱地基, 例如用混凝土挡土墙或浆砌挡土墙须采用桩基时, 采用加筋土结构往往可以不做任何地基处理, 具有良好的抗震性能。

2) 由于该结构是预制的墙面和拉筋及填土所构成, 在狭窄施工场地或严格限制噪音、振动的地方也能建造。

3) 施工只是单纯作业的重复, 不需要技术工, 也不需要支撑, 也不必在养护上花费时间, 全部作业可在填土一侧进行。

4) 拆除很简单, 所以作为临时构筑物也是适宜的。

5) 一般使用镀锌钢板, 如果环境对防腐蚀不利, 必须慎重考虑其耐久性问题。

6) 必须使用砂性材料, 如得不到适宜的填料, 采用加筋土地基处理方法将会造

成施工一定程度的困难或不经济性。

7) 由于填土中敷设拉筋,完工后再要挖掘或打桩非常困难。

我国公路、煤矿部门以较多地使用加筋土形式的挡土结构,大多数采用混凝土墙面、用圆钢或代用材料(如成束的塑料包装袋、土工织物)等作为加筋材料、有的以采用砂、粘土作为填料,其技术性能仍正在研究之中。

随着加筋土工程在我国的推广应用,我国交通部颁布了《公路加筋土工程设计规范》(JTJ015—91)和《公路加筋土施工技术规范》(JTJ035—91),因此,更加推动加筋土结构的发展。

4. 质量检验

质量检验项目及标准,适用于中间验收及竣工验收。

各工序完成后,应进行分项工程中间检查验收,并提交实测记录资料。经检查验收合格后方可进行下道工序。凡不合格的部分,必须进行补救或返工。

竣工验收时,应按交通部现行的《公路工程质量检验评定标准》(JTJ71—85)的规定提交全部竣工文件。

总体外观鉴定,其墙面板光洁无破损、平顺美观、板缝均匀、线形顺直、沉降缝上下贯通顺

直、附属及防水排水齐全。外观实测标准见表 2-18。

表 2-18 外观实测标准

项次	检查项目		规定值或允许偏差	检查方法	规定分
1	墙顶 高程	路堤式(mm)	±50	水准仪测3点	15
		路肩式(mm)	±30	水准仪测3点	
		桥台(mm)	±20	直面至少2点	
2	墙顶 平面 位置	路堤式(mm)	+50, -100	丈量3处	20
		路肩式(mm)	±50	丈量3次	
		桥台(mm)	±50	直面至少2次	
3	墙面垂度或坡度(mm)		+0.005H及50 -0.01H及100	垂线吊测2次	20
4	面板缝宽(mm)		10	至少5条竖缝	10
5	墙面平整度(mm)		15	3m直尺测3次	20
6	总体外观		符合规定要求	目测	15

加筋土工程质量的总体评价,以总分100分计。其中分项工程占70分,竣工验收外观鉴定占30分。评定时总分未达到70分者为不合格工程;70分以上者为合格工程;达到85分以上者优良工程。

第四节 灌浆法与高压喷射注浆法处理软基

一、灌浆法

(一) 简介

灌浆法是指利用液压、气压或电化学原理,通过注浆管把浆液均匀地注入地层中,浆液以填充、渗透和挤密等方式,赶走土颗粒间或岩石裂隙中的水分和空气后占据其位置,经一定时间后,浆液将原来松散的土粒或裂隙胶结成一个整体,形成一个结构新、强度高、防水性能好和化学稳定性良好的“结石体”。

1. 灌浆法加固目的有以下几方面

- 1) 增加地基土的不透水性。防止流砂、钢板桩渗水、坝基漏水和隧道开挖时涌水,以及改善地下工程的开挖条件;
- 2) 防止桥墩和边坡岸的冲刷;
- 3) 整治坍方滑坡,处理路基病害;
- 4) 提高地基土的承载力,减少地基的沉降和不均匀沉降;
- 5) 进行托换技术,对古建筑的地基加固。

2. 国内外地基灌浆技术的突出特点,主要表现在以下几个方面

1) 在土木工程建设中如铁道、矿井、市政和地下工程等,灌浆法占有十分重要的地位。

2) 可用的浆材品种越来越多,尤其在我国的浆材性能和应用问题较系统和深入地研究后,有些浆材通过改性使其缺点消除,正向理想浆材的方向演变。

3) 为解决特殊工程问题,化学浆材的发展提供了更加有效的手段,使灌浆法的总体水平得到提高。

4) 劈裂灌浆在国外已有 30 多年的历史,我国 20 世纪 70 年代末在乌江渡坝基工程中首次采用这类灌浆工艺建成有效的防渗帷幕。此后,这种技术取得长足的发展,尤其在软弱地基中,劈裂灌浆技术已越来越多地用作提高地基承载力和消除(或减少)沉降的手段。

5) 在一些比较发达的国家中,已较普遍地在灌浆施工中设立电子计算机监测系统,用来专门收集和和处理诸如灌浆压力、浆液稠度和进浆量等重要数据,这不仅可使工作效率大大提高,还能更好的控制灌浆工序和了解灌浆过程本身。在勘探和灌浆施工中广泛地应用电子技术,正使灌浆法从一门“工艺”转变为一门科学。

6) 由于灌浆施工属隐蔽性作业,复杂的地层构造和裂隙系统难于模拟,故开展理论研究实为不易。

灌浆法按加固原理可分为渗透灌浆、挤密灌浆、劈裂灌浆和电动化学灌浆。

(二) 浆液材料

灌浆工程所用的浆液是由主剂(原材料)、溶剂(水或其它溶剂)及各种外加剂

混合而成。

通常所提的灌浆材料是指浆液中所用的主剂。外加剂可根据在浆液中所起的作用，分为固化

剂、催化剂、速凝剂、缓凝剂和悬浮剂等。

1. 浆液的材料分类

浆液材料分类的方法很多，通常可按图 2 - 33 进行分类。如：按浆液所处状态，可分为真溶

液、悬浮液和乳化液；按工艺性质，可分为单浆液和双浆液；按主剂性质，可分为无机系和有机

系等。

(1) 水泥浆材

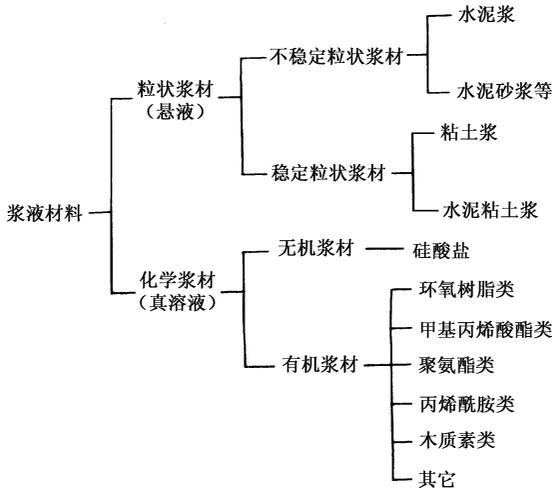


图 2 - 33 灌浆法按浆液材料分类

水泥浆材是以水泥为主的浆液，在地下水无侵蚀性条件下，一般都采用硅酸盐水泥。它是一种悬浮液，能形成强度较高和渗透性较小的结石体。既适用于岩土加固，也适用于地下防渗。在细裂隙和微孔地层中虽其可灌性不如化学浆材好，但若采用劈裂灌浆原理，则不少弱透水地层都可用水泥浆进行有效的加固，成为国内外所常用的浆液。

水泥浆的水灰比，一般变化范围为 0.6 ~

2.0；常用的水灰比是 1 : 1。为了调节水泥浆的性能，有时可加入速凝剂或缓凝剂等附加剂。

常用的速凝剂有水玻璃和氯化钙，其用量约为

水泥重量的 1% ~ 2%，常用的缓凝剂有木质素磺酸钙和酒石酸，其用量均为水泥重量的 0.2% ~ 0.5%。

高水灰比仅对提高浆液的可灌性有利，而对岩土加固意义不大。表 2-19 为几组由 425 号

普通硅酸盐水泥配制成的浆液的基本性能，从表中可看出，高浓度浆液的强度和密度都较大，

但流动性较小，常需掺入某分散剂降低粘度方能使用。

表 2-19 纯水泥浆的基本性能

水灰比	粘度 (s)	密度 (g/cm ³)	结石率 (%)	凝 结 时 间		抗压强度 (MPa)			
				初凝	终凝	3d	7d	14d	28d
0.5 : 1	139	1.86	99	7h41min	12h36min	4.14	6.46	15.30	22.00
0.75 : 1	32	1.62	97	10h47min	20h33min	2.43	2.60	5.54	11.27
1 : 1	18	1.49	85	14h56min	24h27min	2.00	2.40	2.42	8.90
1.5 : 1	17	1.37	67	16h52min	34h47min	2.04	2.33	1.78	2.22
2 : 1	16	1.30	56	17h7min	48h15min	1.66	2.56	2.10	2.8

这种悬浮液的主要问题是析水性大，稳定性差，水灰比越大，上述问题就越突出。此外，纯

水泥浆的凝结时间较长，在地下水流速较大的条件下灌浆时浆液易受冲刷和稀释等。为了改

善水泥浆液的性质，以适应不同的灌浆目的和自然条件，常在水泥浆中掺入各种附加剂，如表 2-20 所示。

(2) 粉煤灰水泥浆材

粉煤灰掺入普通水泥中作为灌浆材料使用，其主要作用在于节约水泥、降低成本和消化三

废材料，具有较大的经济效益和社会效益。近几年这类浆材已在国内一些大型工程中使用时，获

得成功。

对水工建筑物来说，粉煤灰水泥浆材的突出优点还在于粉煤灰能使浆液中的酸性氧化物

(Al₂O₃ 和 SiO₂ 等)含量增加，它们能与水泥水化析出的部分氢氧化钙发生二次反应而生成水

化硅酸钙和水泥铝酸钙等较稳定的低钙水化物，从而使浆液结石的抗侵蚀能力和防渗帷幕的

耐久性提高。

粉煤灰的用量可达 50% (即在配方中水泥与粉煤灰用量相同), 但结石的强度将大大降

低, 如表 2-21 所示。因此, 灌浆前应根据具体条件进行仔细配方试验。

表 2-20 水泥浆的附加剂及掺量

名 称	试 剂	掺量占水泥量 (%)	说 明
速凝剂	氯化钙	1~2	加速凝结和硬化
	硅酸钠	0.5~3	加速凝结
	铝酸钠		
缓凝剂	木质磺酸钙	0.2~0.5	亦增加流动性
	酒石酸	0.1~0.5	
	糖	0.1~0.5	
流动剂	木质磺酸钙	0.05	产生空气
	去垢剂	0.1~0.2	
加气剂	松香树脂	0.005~0.02	产生约 10% 的空气
膨胀剂	铝粉	0.02	约膨胀 15%
	饱和盐水	30~60	约膨胀 1%
防析水剂	纤维素	0.2~0.3	产生空气
	硫酸铝	约 20	

表 2-21 粉煤灰含量对结石强度的影响

试样编号	1	2	3	4	5	6
粉煤灰/水泥	0	1	0	1	0	1
水/固体(重量比)	0.6	0.6	1	1	2	2
28d 抗压强度/MP _a ↓	41.4	13.1	36.0	6.1	31.5	2.6

(3) 硅粉水泥浆材

硅粉是冶金厂生产硅铁过程中的副产品, 经冷凝而成的细球状颗粒。在水泥浆中掺入硅粉及减水剂后, 不仅使浆液的可灌性和稳定性改善, 而且由于硅粉中的活性 S_iO₂ 能与水泥水化生成的 C₃A(OH)₂ 反应生成低 C₃A/Si 的 CSH 凝胶, 这种凝胶的强度高于粗大而多孔的晶体, 从而使浆液结石的强度大大提高。

20 世纪 80 年代, 硅粉水泥浆材已在不少加固工程中得到成功的应用, 常用的配方如表 2-22, 相应的结石强度见图 2-34。

表 2-22 硅粉水泥浆配方

编 号	水灰重量比	配 合 比 (%)			
		水泥	水	硅粉	UNF-5
1	0.5	100	50	0	0
2	0.5	100	50	0	1.0
3	0.5	100	50	8	1.0
a	0.6	100	60	0	1.0
b	0.6	100	60	0	0
c	0.6	100	60	8	1.0

由此可看出：

① 配方中的硅粉含量并不高，一般掺入 6%~10% 即能收到较好效果。

② 水灰比降低，一般不超过 0.6~0.8，试验证明大水灰比的结石强度反而比不掺硅粉的浆液要低；

③ 由于硅粉的比表面积很大，需水量很高，因而为了使浆液获得必需的流动性，有些配方还渗入了高效减水剂 UNF-5。

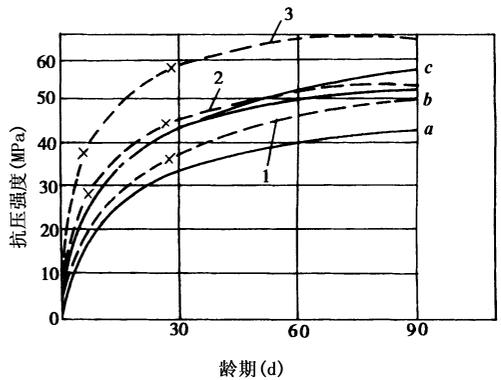


图 2-34 曲线表明，硅粉对水泥浆的增强作用是很明显的，而且只需约两个月的时间即能达到其最高标号。

(4) 粘土水泥浆

粘土是含水的铝硅酸盐，其矿物成分为高岭石、蒙脱石及伊利石三种基本成分。以蒙脱石为主的土叫膨润土，这种土尤其是钠膨润土对制备优质浆液最为有利。因此，膨润土是一种水化能力极强、膨胀性大和分散性很高的活性粘土，在国内外工程中被广泛采用。

粘土由于分散度高和亲水性好，因而沉淀析水性较小，在水泥悬液中加入粘土后，将使浆液的稳定性大大提高。

(5) 聚氨脂浆材

聚氨酯是采用多异氰酸酯和聚醚树脂等作为主要原材料，再掺入各种外加剂配制而成的。浆液灌入地层后，遇水即反应生成聚氨酯泡沫体，起加固地基和防渗堵漏等作用。

聚氨酯浆材可分为水溶性与非水溶性两类，前者能与水以各种比例混溶，并与水反应生成含水胶凝体；后者只能溶于有机溶剂。

聚氨酯浆液具有如下一些特点：

①浆液粘度低，可灌性好，结石有较高强度，可与水泥灌浆相结合，建立高标准防渗帷幕；

②浆液遇水反应，可用于动水条件下堵漏，封堵各种形式的地下、地面及管道漏水，封堵牢固，止水见效快；

③安全可靠，不污染环境；

④耐久性好；

⑤操作简便，经济效益高。

目前在土木工程中用得比较广泛的是非水溶性聚氨酯，其中又以“二步法”的制浆最好，它又称预聚法，是把主剂先合成为聚氨酯的低聚物（预聚体），然后再把预聚体和外加剂按需要配成浆液。

外加剂包括以下几种：

①增塑剂。用以降低大分子间的相互作用力，提高材料的韧性，常用的有邻苯二甲酸二丁酯等。

②稀释剂。用以降低预聚体或浆液的粘度，提高浆液的可灌性。常用的有丙酮和二甲苯等，其中以丙酮的稀释效果为最好。

③表面活性剂。用以提高泡沫的稳定性和改善泡沫的结构，一般采用吐温和硅油等。

④催化剂。用以加速浆液与水反应速度和控制发泡时间，常用三乙醇胺和三乙胺等。

(6) 硅酸盐类浆材

硅酸盐（水玻璃）灌浆是一种最为古老的灌浆工艺，是当前主要的化学浆材，它占用目前使用的化学浆液的90%以上。由于其无毒、价廉和可灌性好等优点，欧美国家根据技术经济指标，依旧将硅酸盐浆材列在其它所有化学浆材的首位。

水玻璃（ $\text{Na}_2\text{O}_n\text{SiO}_2$ ）在酸性固化剂作用下，可产生凝胶。水玻璃类浆液有很多种，表2-23介绍几种较有实用价值和性能较好的浆液。

表 2-23 水玻璃类浆液组成、性能及主要用途

原 料		规格要求	用量 (体积比)	凝胶时间	注入方式	抗压强度 (MPa)	主要用途	备 注
水 玻 璃 — 氯 化 钙	水玻璃	模数 2.5~3.0 浓度 (43~45) B'_e	45%	瞬间	单管或 双管	< 3.0	地基 加固	注浆效果受操作 技术影响较大
	氯化钙	密度 2.3~2.4 浓度 (30~32) B'_e	55%					

续表

原 料		规格要求	用量 (体积比)	凝胶时间	注入方式	抗压强度 (MPa)	主要用途	备 注
水 玻 璃— 铝 酸 钠	水玻璃	模数 2.3~2.4 浓度 40B _e '	1	几十秒~ 几十分	双液	<3.0	堵水或 地基加固	改变水玻璃模数、浓度、铝酸钠和温度可调节凝胶时间,铝酸钠含铝量多少影响抗压强度
	铝酸钠	含铝量 0.01~ 0.19	1					
水 玻 璃— 硅 氟 酸	水玻璃	模数 2.4~3.4 浓度 (30~45) B _e '	1	几秒~ 几十分	双液	<3.0	堵水或 地基加固	两液等体积注浆、硅氟酸不足部分加水补充,两液相遇有絮状沉淀产生
	硅氟酸	浓度: 28%~30%	0.1~0.4					

(7) 水泥水玻璃浆材

水泥浆中加入水玻璃有两个作用,一是作为速凝剂使用,掺量较少,一般约占水泥重的3%~5%;另一是作为主材料使用,掺量较多,要根据灌浆目的和要求而定。在此所述的是指后一种情况。

结合各地的实践经验,水泥水玻璃浆材的适宜配方大体为:水泥浆的水灰重量比为0.8:1~1:1;水泥浆与水玻璃的体积比为1:0.6~1:0.8。水玻璃的模数值为2.4~2.8,浓度为(30~45)B_e'。这些配方的凝结时间为1~2min,抗压强度变化在9~24MPa,如表2-24所示。

表 2-24 水泥水玻璃浆结石强度

水玻璃浓度 (B _e ')	水玻璃浆与水泥 浆体积比	水泥资助浓度 (水灰比)	抗压强度 (MPa)		
			7d	14d	28d
		0.5:1	20.4	24.8	
40	1:1	0.75:1	11.6	17.7	18.5
		1:1	4.4	10.6	11.3
		0.5:1	17.4	20.0	20.2
35	1:1	0.75:1	14.4	13.2	14.8
		1:1	7.3	8.5	10.4

(8) 木质素浆材

木质素类浆材是以纸浆废液为主剂,加入一定量的固化剂所组成的浆液。它属于“三废利用”,源广价廉,是一种很有发展前途的灌浆材料。木质素浆材目前包括铬木素浆材和硫木素浆材两种。这主要是因为现在仅有重铬酸钠和过硫酸胺两种固化剂能

使纸浆废液固化。

铬木素浆材出现得较早，其固化剂是重铬酸钠，该浆液含 6 价铬离子，属于剧毒物质，有可能造成地下水污染。

最早的铬木素浆材只有纸浆废液和重铬酸钠两种成分。但因这种浆液凝胶时间较长，采用了三氯化铁作为促进剂，可缩短凝胶时间；为了提高其强度，又研究铝盐和铜盐作为促进剂的铬木素材，但毒性均未减小。

(9) 改性环氧树脂浆材

环氧树脂是一种高分子材料，它具有强度高、粘结力强、收缩性小、化学稳定性好、并能在常温下固化等优点；但它作为灌浆材料则存在一些问题，例如浆液的粘度高、可灌性小、增水性强、与潮湿裂缝粘结力差等。

近十年来，国内一些单位为克服环氧树脂浆材的上述缺点而进行了大量的试验研究和工程实践，已使环氧树脂成为优良的岩土加固浆材，其中北京水科院的改性环氧树脂 (SK—E)，具有粘度低、亲水性好、毒性较低以及可在低温和水下灌浆等特点，特别适用于混凝土裂缝及软弱岩基特殊部位的灌浆处理。

SK—E 常用配方见表 2-25，物理力学性能见表 2-26。

表 2-25 SK—E 浆液的常用配方

材 料 名 称	作 用	用 量 (g)
环氧树脂 (6101 #)	主剂	100
糠醛	稀释剂	25 ~ 8
丙酮	稀释剂	25 ~ 80
聚酰胺 600 #	增塑剂	20
DMP-30	促进剂	5 ~ 15

表 2-26 SK—E 的物理力学性能

粘度 (Pa·s)	抗压强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	粘结强度 (MPa)
$6 \times 10^{-3} \sim 12 \times 10^{-3}$	60 ~ 80	70 ~ 80	1.2 ~ 2.8

2. 浆液性质

灌浆材料的主要性质包括：分散度、沉淀析水性、凝结性、热学性、收缩性、结石强度、渗透性和耐久性。

1) 材料的分散度

分散度是影响可灌性的主要因素，一般分散度越高，可灌性就越好。分散度还将影响浆液的一系列物理力学性质。

2) 沉淀析水性

在浆液搅拌过程中，水泥颗粒处于分散和悬浮于水中的状态，但当浆液制成和停

止搅拌时,除非浆液极为浓稠,否则水泥颗粒将在重力作用下沉淀,并使水向浆液顶端上升。

沉淀析水性是影响灌浆质量的有害因素。浆液水灰比是影响析水性的主要因素,研究证明,当水灰(重量)比为1.0时,水泥浆的最终析水率可高达20%。

3) 凝结性

浆液的凝结过程被分为两个阶段:初期阶段,浆液的流动性减少到不可泵送的程度;第二阶段,凝结后的浆液随时间而逐渐硬化。研究证明,水泥浆的初凝时间一般变化在2~4h,粘土水泥浆则更慢。由于水泥微粒内核的水化过程非常缓慢,故水泥结石强度的增长将延续几十年。

4) 热学性

由于水化热引起的浆液温度主要取决于水泥类型、细度、水泥含量、灌注温度和绝热条件等因素。例如,当水泥的比表面积由 $250\text{m}^2/\text{kg}$ 增至 $400\text{m}^2/\text{kg}$ 时,水化热的发展速度将提高约60%。

当大体积灌浆工程需要控制浆温时,可采用低热水泥、低水泥含量及降低拌和水温度等措施。当采用粘土水泥浆灌注时,一般不存在水化热问题。

5) 收缩性

浆液及结石的收缩性主要受环境条件的影响。潮湿养护的浆液只要长期维持其潮湿条

件,不仅不会收缩还可能随时间而略有膨胀。反之,干燥养护的浆液或潮湿养护后又使其处于干燥环境中,就可能发生收缩。一旦发生收缩,就将在灌浆体中形成细微裂隙,使浆液效果降低,因而在灌浆设计中应采取防御措施。

6) 结石强度

影响结石强度的因素主要包括:浆液的起始水灰比、结石的孔隙率、水泥的品种及掺合料等,其中以浆液浓度最为重要。

7) 渗透性

与结石的强度一样,结石的渗透性也与浆液起始水灰比、水泥含量及养护龄期等一系列因素有关。

8) 耐久性

水泥结石在正常条件下是耐久的,但若灌浆长期受水压力作用,则可能使结石破坏。

当地下水具有侵蚀性时,宜根据具体情况选用矿渣水泥、火山灰水泥、抗硫酸盐水泥或高铝水泥。由于粘土料基本不受地下水的化学侵蚀,故粘土水泥结石的耐久性比纯水泥结石为好。此外,结石的密度越大和透水性越小,灌浆体的寿命就越长。

3. 浆液材料选择要求

1) 浆液应是真溶液而不是悬浊液。浆液粘度低,流动性好,能进入细小裂隙。

2) 浆液凝胶时间可从几秒至几小时范围内随意调节,并能准确地控制,浆液一经发生凝胶就在瞬间完成。

3) 浆液的稳定性好。在常温常压下,长期存放不改变性质,不发生任何化学反

应。

4) 浆液无毒无臭。对环境不污染,对人体无害,属非易爆物品。

5) 浆液应对注浆设备、管路、混凝土的结构物、橡胶制品等无腐蚀性,并容易清洗。

6) 浆液固化时无收缩现象,固化后与岩石、混凝土等有一定粘结性。

7) 浆液结石体有一定抗压和抗拉强度,不龟裂、抗渗性能和防冲刷性能好。

8) 结石体耐老化性能好,能长期耐酸、碱、盐、生物细菌等腐蚀,且不受温度和湿度的影响。

9) 材料来源丰富、价格低廉。

10) 浆液配制方便,操作容易。

现有灌浆材料不可能同时满足上述要求,一种灌浆材料只能符合其中几项要求。因此,在施工中要根据具体情况选用某一种较合适的灌浆材料。

(三) 设计计算

1. 设计内容

包括以下几方面。

1) 灌浆标准包括灌浆要求达到的效果和质量指标;

2) 施工范围包括灌浆深度、长度和宽度;

3) 灌浆材料包括浆材种类和浆液配方;

4) 浆液影响半径指浆液在设计压力下所能达到的有效扩散距离;

5) 钻孔布置根据浆液影响半径和灌浆体设计厚度,确定合理的孔距、排距、孔数和排数;

6) 灌浆压力规定不同地区和不同深度的允许最大灌浆压力;

7) 灌浆效果评估用各种方法和手段检测灌浆效果。

2. 方案选择

灌浆方案的选择一般应遵循下述原则。

1) 灌浆目的是为提高地基强度和变形模量,一般可选用以水泥为基本材料的水泥浆、水泥砂浆和水泥水玻璃浆等,或采用高强度化学浆,如环氧树脂、聚氨酯以及以有机物为固化剂的硅酸盐浆材等。

2) 灌浆目的如为防渗堵漏时,可采用粘土水泥浆、粘土水玻璃浆、水泥粉煤灰混合物、丙凝(丙烯酰胺类)、AC-MS、铬木素以及无机试剂为固化剂的硅酸盐浆液等。

3) 在裂隙岩层中灌浆一般采用纯水泥浆或在水泥浆(水泥砂浆)中掺入少量膨润土,在砂砾石层中或溶洞中可采用粘土水泥浆,在砂层中一般只采用化学浆液,在黄土中采用单液硅化法或碱液法。

4) 孔隙较大的砂砾石层或裂隙岩层中采用渗入性注浆法,在砂层灌注粒状浆材宜采用水力劈裂法;在粘性土层中采用水力劈裂法或电动硅化法;矫正建筑物的不均匀沉降则采用挤密灌浆法。

表 2-27 是根据不同对象和目的选择灌浆方案的经验法则,可供选择灌浆方案时

参考。

表 2-27 根据不同对象和目的选择灌浆方案

编号	灌浆对象	适用的灌浆原理	适用的灌浆方法	常用灌浆材料	
				防渗灌浆	加固灌浆
1	卵砾石	渗入性灌浆	袖阀管法最好,也可用自上而下分段钻灌法	粘土水泥浆或粉煤灰水泥浆	水泥浆或硅粉水泥浆
2	砂	渗入性灌浆、劈裂灌浆		酸性水玻璃、丙凝、单液水泥系浆材	酸性水玻璃、单液水泥浆或硅粉水泥浆
3	粘性土	劈裂浆、挤密灌浆		水泥粘土浆或粉煤灰水泥浆	水泥浆、硅粉水泥浆、水玻璃水泥浆
4	岩层	渗入性或劈裂灌浆	小口径孔口封闭自上而下分段钻灌法	水泥浆或粉煤灰水泥浆	水泥浆或硅粉水泥浆
5	断层破碎带	渗入性或劈裂灌浆		水泥浆或先灌水泥浆后灌化学浆	水泥浆或先灌水泥浆后灌必环氧树脂或聚氨脂
6	混凝土内微裂缝	渗入性灌浆		改性环氧树脂或聚氨脂浆材	改性环氧树脂浆材
7	动水封堵	采用水泥水玻璃等快凝材料,必要时在浆液中掺入砂等粗料,在流速特大的情况下,尚可采取特殊措施,例如在水中预填石块或级配砂石后再灌浆			

3. 浆材及配方设计原则地基灌浆工程对浆液的技术要求较多,下面仅概述比较重要的几个方面,

1) 对渗入性灌浆工艺,浆液必须渗入土的孔隙,即所用浆液必须是可靠的,这是一项最基本的技术要求,否则就谈不上灌浆;但若采用劈裂灌浆工艺,则浆液不是向天然孔隙,而是向被较高灌浆压力扩大了孔隙渗入,因而对可灌性要求就不如渗入性灌浆严格。

2) 一般情况下,浆液应具有良好的流动性和流动性维持能力,以便在不太高的灌浆压力下获得尽可能大的扩散距离;但在某些地质条件下,例如地下水的流速较高和土的孔隙尺寸较大时,往往要采用流动性较小和触变性较大的浆液,以免浆液扩散至不必要的距离和防止地下水对浆液的稀释及冲刷。

3) 浆液的析水性要小,稳定性要高,以防止在灌浆过程中或灌浆结束后发生颗粒沉淀和分离,并导致浆液的可泵性、可灌性和灌浆体的均匀性大大降低。

4) 对防渗灌浆而言,要求浆液结石具有较高的不透水性和抗渗稳定性;若灌浆目的是加固地基,则结石应具有较高的力学强度和较小的变形性。与永久性灌浆工程相比,临时性工程的要求较低。

5) 制备浆液所用原材料及凝固体都不应具有毒性,或者毒性尽可能小,以免伤害皮肤、刺激神经和污染环境。某些碱性物质虽然没有毒性,但若流失在地下水中也都会造成环境污染,故应尽量避免这种现象。对此问题,要从三个方面来考虑:

(1) 原材料粉状有毒物质比液体更易污染空气和刺激神经;

(2) 浆液灌浆前对人体有不同程度的侵害, 灌浆时则可能受地下水的稀释或因配方不准确而使部分浆液不能充分反应聚合, 从而导致对地下水的污染;

(3) 凝胶地下水可能带出凝胶中有毒物质。

鉴于上述原因, 目前国内外的趋势是尽量避免采用毒性较大的浆材。

6) 有时浆材尚应具有某些特殊的性质, 如微膨胀性、高亲水性、高抗冻性和低温固化性等, 以适应特殊环境和专门工程的需要。

7) 不论何种灌浆工程, 所用原材料都应能就近取得, 而且价格尽可能低, 以降低工程造价。但在核算工程成本时, 应把耗费量与总体效果综合起来考虑, 例如有些化学浆材虽然单价较高, 却因其强度较高和稳定性较好, 常可把灌浆体做得更薄或更浅。

根据土质和灌浆目的的不同, 可将灌浆材料的选择列于表 2-28 和表 2-29。

表 2-28 按土类不同对注浆材料的选择

土 类 名 称		注 浆 材 料
粘性土和粉土	粉土 粘土 粉质粘土	水泥类注浆材料及水玻璃悬浊型浆液
砂质土	砂粉砂	渗透型溶液型浆液 (但在预处理时, 使用水玻璃悬浊液)
	砂砾	水玻璃悬浊型浆液(大孔隙) 渗透型溶液(小孔隙)
	层界面	水泥类及水玻璃悬浊型浆液

表 2-29 按注浆目的的不同对注浆材料的选择

项 目		基 本 条 件	
改良目的	堵水注浆	渗透性好粘度低的浆液(作为预注浆使用悬浊型)	
	加固地基	渗透注浆	渗透性好有一定强度, 即粘度低的溶液型浆液
		脉状注浆	凝胶时间短的增质凝胶, 强度大的悬浊型浆液
		渗透脉状注浆并用	均质凝胶强度大且渗透性好的浆液
	防止涌水注浆	凝胶时间不受地下水稀释而延缓的浆液(溶液或悬浊型的)(使用双层管)	
综合	预处理注浆	凝胶时间短, 均质凝胶强度比较大的悬浊型浆液	
注浆	正式注浆	和预处理材料性质相似的渗透性好的浆液	
	特殊地基处理注浆	和对酸性、碱性地基、泥炭应事前进行试验校核后选择注浆材料	
	其它注浆	研究环境保护(毒性、地下水污染、水质污染等)	

4. 浆液扩散半径的确定

浆液扩散半径 r 是一个重要的参数，它对灌浆工程量及造价具有重要的影响：当地质条件

较复杂或计算参数不易选准时，就应通过现场灌浆试验来确定。在没有试验资料时，可按土的

渗透系数参照表 2-30 确定。

表 2-30 按渗透系数选择浆液扩散半径

砂土(双液硅化法)		粉砂(单液硅化法)		黄土(单液硅化法)	
渗透系数(m/d)	加固半径(m)	渗透系数(m/d)	加固半径(m)	渗透系数(m/d)	加固半径(m)
2~10	0.3~0.4	0.3~0.5	0.3~0.4	0.1~0.3	0.3~0.4
10~20	0.4~0.6	0.5~1.0	0.4~0.6	0.3~0.5	0.4~0.6
20~50	0.6~0.8	1.0~2.0	0.6~0.8	0.5~1.0	0.6~0.9
50~80	0.8~1.0	2.0~5.0	0.8~1.0	1.0~2.0	0.9~1.0

5. 孔位布置

注浆孔的布置是根据浆液的注浆有效范围，且应相互重叠，使被加固土体在平面和深度范

围内连成一个整体的原则决定的。

1) 单排孔的布置

如图 2-35 所示， l 为灌浆孔距， r 为浆液扩散半径，则灌浆体的厚度 b 为：

$$b = 2\sqrt{r^2 - \left[(l-r) + \frac{r-(l-r)}{2} \right]^2}$$

$$= 2\sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}$$

当 $l=2r$ 时，两圆相切， b 值为零。

如灌浆体的设计厚度为 T ，则灌浆孔距为：

$$l = 2\sqrt{r^2 - \frac{T^2}{4}} \quad (2-18)$$

在按上式进行孔距设计时，可能出现以下几种情况：

- (1) 当 l 值接近零时， b 值仍不能满足设计厚度时，应考虑采用多排灌浆孔；
- (2) 虽单排孔能满足设计要求，但若孔距太小，钻孔数太多，就应进行两排孔的方案比较；

(3) 从图 2-36 中可见，设 T 为设计帷幕厚度， h 为弓形高， L 为弓长，则每个灌浆孔的无效面积为：

$$S_n = 2 \times \frac{2}{3} LH \quad (2-19)$$

式中, $L=l$, $h=r-T/2$, 设土的孔隙率为 n , 且浆液填满整个孔隙, 则浆液的浪费量为:

$$m = s_n n = \frac{4}{3} Lhn \quad (2-20)$$

由此可见, 当 l 值较大, 对减少钻孔数是有利的, 但可能造成的浆液浪费量也较大, 故设计时应对比钻孔费和浆液费用进行比较。

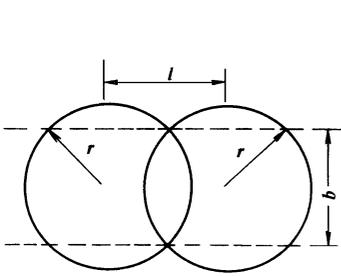


图 2-35 单排孔的布置

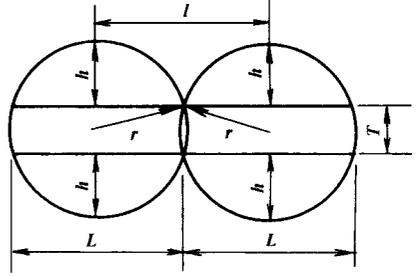


图 2-36 无效面积计算图

2) 多排孔布置

当单排孔不能满足设计厚度的要求时, 就要采用两排以上的多排孔。而多排孔的设计原则是要充分发挥灌浆孔的潜力, 以获得最大的灌浆体厚度, 不允许出现两排孔间的搭接不紧密的“窗口”(图 2-37a), 也不要搭接过多出现浪费(图 2-37b)。图 2-38 为两排孔正好紧密搭接的最优设计布孔方案。

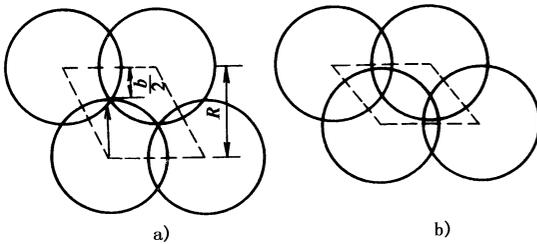


图 2-37 两排孔设计图

a) 孔排间搭接不紧密; b) 搭接过多
R——孔的中心距

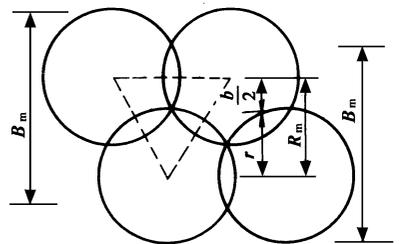


图 2-38 孔排间的最优搭接

根据上述分析, 可推导出最优排距 R_m 和最大灌浆有效厚度 B_m 的计算式

(1) 两排孔

$$R_m = r + \frac{b}{2} = r + \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}$$

$$B_m = 2r + b = 2\left(r + \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}\right) \quad (2-21)$$

(2) 三排孔 R_m 与式 (2-31) 相同

$$B_m = 2r + 2b = 2\left(r + 2\sqrt{r^2 - l^2/4}\right) \quad (2-22)$$

综上所述, 可得出多排孔的最优排距为式(2-19), 最优度则为奇数排

$$B_m = (N-1)\left[r + \frac{N+1}{N-1}\right] \cdot \frac{b}{2} \quad (2-23)$$

偶数排

$$B_m = N(r + b^2) = N\left(r + \sqrt{r^2 - \frac{l^2}{4}}\right) \quad (2-24)$$

式中: N ——灌浆排数。

在设计工作中, 常遇到几排孔厚度不够, 但 $(N+1)$ 排孔厚度又偏大的情况, 如有必要, 可用放大孔距的办法来调整, 但也应按上节所述方法, 对钻孔费和浆材费进行比较, 以确定合理的孔距。灌浆体的无效面积 S_n 仍可用(2-19)计算, 但式中 T 值仅为边排孔的厚度。

6. 灌浆压力的确定

灌浆压力是指不会使地表面产生变化和邻近建筑物受到影响前提下可能采用的最大压力。

由于浆液的扩散能力与灌浆压力的大小密切相关, 有人倾向于采用较高的灌浆压力, 在保证灌浆质量的前提下, 使钻孔数尽可能减少。高灌浆压力还能使一些微细孔隙张开, 有助于提高可灌性。当孔隙中被某种软弱材料充填时, 高灌浆压力能在充填物中造成劈裂灌注, 使软弱材料的密度、强度和不透水性等得到改善。此外, 高灌浆压力还有助于挤出浆液中的多余水分, 使浆液结合的强度提高。但是, 当灌浆压力超过地层的压力和强度时, 将有可能导致地区及其上部结构的破坏, 因此, 一般都以不使地层结构破坏或仅发生局部的和少量的破坏, 作为确定地基容许灌浆压力的基本原则。

灌浆压力值与地层土的密度、强度和初始应力、钻孔深度、位置及灌浆次序等因素有关, 而这些因素又难于准确地预知, 因而宜通过现场灌浆试验来确定。

上海市标准《地基处理技术规范》(DBJ08—40—94)中规定:“对劈裂注浆, 在浆液注浆的范围内应尽量减少注浆压力。灌浆压力的选用应根据土层的性质及其埋深确定。在砂土中的经验数值是 $0.2 \sim 0.5\text{MPa}$; 在粘性土中的经验数值是 $0.2 \sim 0.3\text{MPa}$ 。灌浆压力因地基条件、环境条件和注浆目的等不同而不能确定时, 可参考类似条件下的成功工程实例决定。一般情况下, 当埋深浅于 10m 时, 可取较小的注浆压力值”。“对压密注浆, 注浆压力主要取决于浆液材料的稠度。如采用水泥-砂浆的浆液, 坍落度一般在 $25 \sim 75\text{mm}$, 注浆压力应选定在 $1 \sim 7\text{MPa}$ 范围内, 坍落度较小时, 注浆压力可取上限值, 如采用水泥-水玻璃双液快凝浆液, 则注浆压力应小于 1MPa ”。

7. 灌浆量

灌浆所需的浆液总用量 Q 可参照下式计算, 即:

$$Q = 1000KVn \quad (2-25)$$

式中: Q ——浆液总用量(L);

V ——注浆对象的土量 (m^3);

n ——的孔隙率 (%);

K ——经验系数。

软土、粘性土、细砂 $K = 0.3 \sim 0.5$;

中砂、粗砂 $K = 0.5 \sim 0.7$;

砾砂 $K = 0.7 \sim 1.0$;

湿陷性黄土 $K = 0.5 \sim 0.8$ 。

一般情况下,粘性土地基中的浆液注入率为 15% ~ 20%。

8. 注浆顺序

注浆顺序必须采用适合于地基条件、现场环境及注浆目的与方法进行,一般不宜采用自注

浆地带某一端单向推进压注方式,应按跳孔间隔注浆方式进行,以防止串浆,提高注浆孔内浆

液的强度与时俱增的约束性。对有地下动水性的特殊情况,应考虑浆液的动水流下的迁移效

应,从水头高的一端开始注浆。

对加固渗透系数相同的土层,首先应完成最上层封顶注浆,然后再按由下而上的原则进行

注浆,防浆液上冒。如土层的渗透系数随深度而增大,则应自下而上进行注浆。

注浆时应采用先外围,后内部的注浆顺序;若注浆范围以外有边界约束条件(能阻挡浆液

流动的障碍物)时,也可采用自内侧开始顺次往外侧的注浆方法。

(四) 施工方法

1. 按灌注浆管设置方法分类

1) 钻孔法

主要是用于基岩或砂砾层,或已经压实过的地基。这种方法与其它方法相比,具有不使地基土扰动和可使用填塞器等优点,但一般工程费用较高。

2) 打入法

当灌浆深度较浅时,可用打入方法。即在注浆管顶端安装柱塞,将注浆管或有效注浆管用打桩锤或振动机打进地层中的方法。前者为了拆卸柱塞,而将打进后的注浆管拉起,所以就不能从上向下灌注,而后者在打进过程中,孔眼堵塞较多,洗净又费时间。

3) 喷注法

在比较均质的砂层或注浆管打进困难的地方而采用的方法。这种方法利用泥浆泵,设置用水喷射的注浆管,因容易使地基扰动,所以不是理想的方法。

2. 按灌注方法分类

1) 一种溶液一个系统

该方法将所有的材料放进同一箱子中,预先作好混合准备,再进行注浆,这适用

于凝胶时间较长的情况。

2) 两种溶液一个系统

该法将 A 溶液和 B 溶液预先分别装在各自准备的不同箱子中，分别用泵通过 Y 字管输送，在注浆管的头部使两种溶液会合。这种在注浆中管中混合进行灌注的方法，适用于凝胶时间较短的情况。对于两种溶液，可按等量配合或按比例配合。

3) 两种溶液两个系统此法将 A 溶液和 B 溶液分别准备放在不同的箱子中，用不同的泵输送，在注浆管（并列管、双层管）顶端流出的瞬间，两种溶液汇合而注浆。这种方法适用于凝胶时间是瞬时的情况。

也有采用在灌注 A 溶液后，继续灌注 B 溶液的方法。

3. 按注浆方法分类

1) 钻杆注浆法

钻杆注浆施工法是把注浆用的钻杆（单管），由钻孔钻到所规定的深度后，把注浆材料通过内管送入地层中的一种方法。钻孔达到规定深度后的注浆点称为注浆起点。在这种情况下，注浆材料在进入钻孔前，先 A、B 两液混合，随着化学反应的进行，粘度逐渐升高，并在地基内凝胶（图 2-39）。

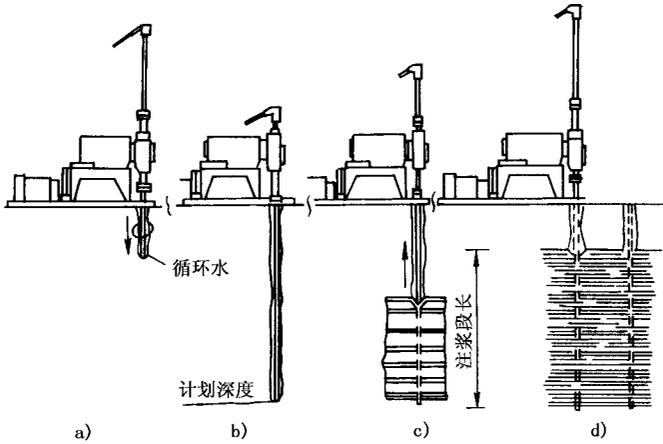


图 2-39 钻孔注浆法示意图

a) 安装机械，开始钻孔；b) 打钻完毕，注浆开始；c) 阶段注浆；d) 注浆结束、水洗，移动

钻杆注浆法的优点是，与其它注浆法比较，容易操作，施工费用较低。其缺点是：浆液

沿钻杆和钻孔的间隙容易往地表喷浆；浆液喷射方向受到限制，即为垂直单一的方向。

2) 单过滤管注浆法

单过滤管（花管）注浆法如图 2-40 所示。把过滤管先设置在钻好的地层中，并填以砂，管与

地层间所产生的间隙(从地表到注浆位置)用填充物(粘性土或注浆材料等)封闭,不使浆液溢出地表。一般从上往下依次进行注浆。每注完一段,用水浆管内的砂冲洗出后,反复上述操作。这样逐段往下注浆的方法,比钻杆注浆方法的可靠性高。

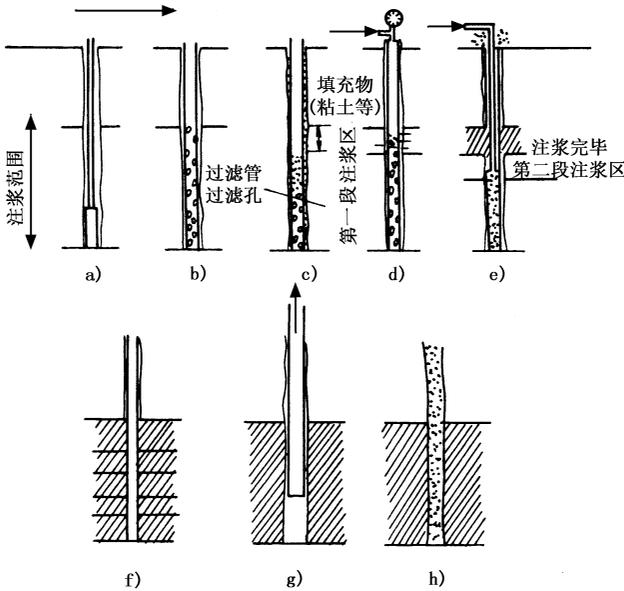


图 2-40 单过滤管注浆

- a) 利用岩石芯管等钻孔; b) 插入过滤管; c) 管内外填砂及粘土; d) 第一阶段在注浆;
- e) 第二阶段注浆, 第一阶段砂浆出; f) 反复 d) \ e), 直到注浆完毕;
- g) 提升过滤管; h) 过滤管孔回填或注浆

若有许多注浆孔时, 注完各个孔的第一段后, 第二段、第三段依次采用下行的方式进行注浆。

图 2-40 单过滤管注浆

a) 利用岩石芯管等钻孔; b) 插入过滤管; c) 管内外填砂及粘土; d) 第一阶段在注浆; e) 第二阶段注浆, 第一阶段砂洗出;

f) 反复 d) \ e), 直到注浆完毕; g) 提升过滤管; h) 过滤管孔回填或注浆

过滤直径大多是 $\varphi = 2 \sim 5\text{mm}$ 。过滤管壁上的孔数 N 与注浆效果关系密切(图 2-41), 其计

算公式如下:

$$N = \frac{A'}{a} = \frac{Aa}{a} = \frac{a\pi D^2/4}{\pi d^2/4} = \frac{\alpha D^2}{d^2} \quad (2-26)$$

式中: A ——过滤孔总面积 (mm^2);

a ——管内断面面积 (am^2);

A ——过滤孔面积比;

a ——过滤孔断面积 (mm^2) ;

N ——孔数 ;

D ——过滤孔直径 (mm) ;

d ——过滤管直径 (mm) 。

单过滤管注浆有如下优点。

(1) 在较大的平面内, 可得到同样的注浆深度。注浆施工顺序是自上而下的进行, 注浆效果可靠。

(2) 化学浆液从多孔扩散, 且水平喷射渗透易均匀。

(3) 注浆管设置和注浆工作分工, 注浆容易管理。

(4) 化学浆液喷出的开口面积比钻杆注浆的大, 所以一般只采用较小

的注浆压力, 而且注浆压力很少出现急剧性变化。

其缺点是:

(1) 注浆管加工及注浆管的设置麻烦, 造价高;

(2) 注浆结束后, 回收注浆管困难, 且有时可能成为施工障碍。

4. 注浆施工的机械设备

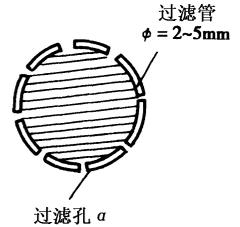


图 2-41 孔数与注浆效果示意图

表 2-31 注浆机械的种类和性能

设备种类	型 号	性 能	重量(kg)	备 注
钻探机	主轴旋转式 D-2 型	340 给油式 旋转速度 :160、300、600、1000r/min 功率 5.5kW(7.5 马力) 钻杆外径 40.5mm 轮周外径 41.0mm	500	钻孔用
注浆泵	卧式二连单管 复 活 活 塞 式 BGW 型	容量 :16~60L/min 最大压力 3.62MPa 功率 3.7kW(5 马力)	340	不含有水泥时的化学浆液不用
水泥搅拌机	立式上下两槽 式 MVM5 型	容量 :上下槽各 250L 叶片旋转数 :160r/min 功率 2.2kW(3 马力)	340	不含有水泥时的化学浆液不用
化学浆液混合器	立式上下两槽 式	容量 :上下槽各 220L 搅拌容量 20L 手动式搅拌	80	化学浆液的配制和混合
齿轮泵	KI-6 型齿轮旋 转式	排出量 40L/min 压力计 3MPa(布尔登管式) 功率 2.2kW(3 马力)	40	从化学浆液槽往混合器送入化学浆液
流量、压力仪表	附有自动记录 仪电磁式浆液 EP	流量计测定范围 40L/min 压力计 3MPa(布尔登管式) 流量 蓝色 记录仪双色 压力 红色	120	

注浆施工机械及其性能如表 2-31 所示。现在的注浆泵是采用双液等量泵，所以检查时要检查两液能否等量排出是非常重要的。此外，搅拌器和混合器，根据不同的化学浆液和不同的厂家而有独自的型号。在城市的房屋建筑中，通常注浆深度在 40m 以内，而且是小孔径钻孔，所以钻机一直使用主轴回转式的油压机，性能较好。但此机若不能牢固地固定在地面上，随着注浆深度的加大，钻孔孔向的精度就会产生误差，钻头就会出现偏离。固定的办法是在地面上枕木用大钉固定，其轨距为钻机底座的宽度，然后把钻机的底座锚在两根钢轨上使钻机稳定。

5. 套壳料配方

套壳料的基本功能为封闭油阀管与钻孔壁之间的环状空间，防止灌浆时浆液到处流窜，在橡皮袖阀和止浆塞的配合下，逼使浆液只在一个灌浆段范围内开环（即挤破套壳料）而进入地层。套壳料的破碎程度越高，注浆率一般就越大，所需注浆压力也较小。

套壳料大体应具备下述几项物理力学性质：

1) 适宜的力学强度，包括抗压、抗剪和抗拉等。高强度套壳料对防止浆液冒出是有利的，但却不利于开环，低强度套壳虽有利于开环，却容易使浆液向上串冒。因此，套壳料的强度必需兼顾开环和防止串浆的需要；

2) 收缩性要小，凝固后不致和袖阀管脱开；

3) 脆性较高，以增加开环后的破碎强度；

4) 当力学强度以 7d 龄期为准时，要求早期强度增加较快，后期强度缓增加；

5) 在向灌浆孔中浇注套壳料时，要求套壳料的粘度较低，析水率较小和稳定性较高。后两项性质的好坏关系着套壳料的均匀程度，对其力学强度及开环质量都有一定的影响。

根据上述要求，国内外所用套壳料都采用以粘性土为主、水泥为辅的低强度配方，为了提高套壳料的脆性，有时还渗入细砂或采用粉粒含量较高的粘性土。

表 2-32 为我国某工程中有效地使用过的套壳料配方，所用的土料为粉质粘土，其级配见表 2-33。

表 2-32 套壳料的配方

配方号	材料重量比			套壳浇筑时的			7 天龄期抗压强度 (kPa)
	水泥	土	水	粘度(s)	稳定性	析水率(%)	
1	1	1.53	1.94	26	0.007	9	100 ~ 200
2	1	1.50	1.88		0.035	1	100 ~ 200

表 2-33 套壳料的级配

颗粒组成 质量分数(%)			土粒密度(g/cm ³)	塑性指数
2 ~ 0.05mm	0.05 ~ 0.005mm	< 0.005mm		
16	52	32	2.71	11.0

6. 灌浆

1) 注浆孔的钻孔径一般为 70~110mm, 垂直偏差应小于 1%。注浆孔有设计角度时应预先调节钻杆角度, 倾角偏差不得大于 20°。

2) 当钻孔钻至设计深度后, 必须通过钻杆注入封闭泥浆, 直到孔口溢出泥浆方可提杆, 当提杆至中间深度时, 应再次注入封闭泥浆, 最后完全提出钻杆, 封闭泥浆的 7d 无侧限抗压强度宜为 0.3~0.5MPa, 浆液粘度 80~90s。

3) 注浆压力一般与加固深度的覆盖压力、建筑物的荷载、浆液粘度、灌注速度和灌浆量等因素有关。注浆过程中压力是变化的, 初始压力小, 最终压力高, 在一般情况下深 1m 压力增加 20~50kPa。

4) 若进行第二次注浆, 化学浆液的粘度应较小, 不宜采用自行密封式密封圈装置, 宜采用两端用水加压的膨胀密封型注浆芯管。

5) 灌浆后就要拔管, 若不及时拔管, 浆液会把管子凝住而增加拔管困难。拔管时宜使用拔管机。用塑料阀管注浆时, 注浆芯管每次上拔高度应为 330mm; 花管注浆时, 花管每次上拔或下钻高度宜为 500mm。拔出管后, 及时刷洗注浆管等, 以便保持通畅洁净。拔出管在土中留下

的孔洞, 应用水泥砂浆或土料填塞。

6) 灌浆的流量一般为 7~10L/min。对充填型灌浆, 流量可适当加大, 但也不宜大于 20L/min。

7) 在满足强度要求的前提下, 可用磨细粉煤灰或粗灰部分地替代水泥, 掺入量应通过试验确定, 一般掺入量约为水泥重量的 20%~50%。

8) 为了改善浆液性能, 可在水泥浆液拌制时加入如下外加剂:

①加速浆体凝固的水玻璃, 其模数应为 3.0~3.3。水玻璃掺量应通过试验确定, 一般为水泥重量的 0.5%~3%;

②提高浆液扩散能力和可泵性的表面活性剂(或减水剂), 如三乙醇胺等, 其掺量为水泥重量的 0.3%~0.5%;

③提高浆液的均匀性和稳定性, 防止固体颗粒离析和沉淀而掺加的膨润土, 其掺加量不宜大于水泥重量的 5%;

9) 冒浆处理。土层的上部压力小, 下部压力大, 浆液就有向上抬高的趋势。灌注深度大, 上抬土明显, 而灌注深度浅, 浆液上溢较多, 甚至会溢到地面上来, 此时可采用间歇灌注法, 亦即让一定数量的浆液灌注入上层孔隙大的土中后, 暂停工作, 让浆液凝固, 几次反复, 就可把上抬的通道堵死。或者加快浆液的凝固时间, 使浆液出注浆就凝固。工作实践证明, 需加固的土层之上, 应有不少于 1m 厚的土层, 否则应采取防止浆液上冒。

(五) 工程实例

安徽省合徐高速公路某标段注浆加固处理工程实例

1. 工程概况

合徐高速公路是国家重点建设项目, 在施工中十六标左 K103+530~K103+660、右 K103+336~K103+360、右 K103+547~K103+587 段由于路面下部存在软土, 路

面出现下陷现象,影响了整个工程的质量。经研究后,决定采用软土分层注浆方法(套管注浆)来进行路面下部的软土土体加固。

2. 工程地质条件

根据资料及施工中所揭露情况,该3个地区地层大致可划分为4层。

1) 油面层及水稳层:该3个地区厚度均为0.46m,为近期铺筑而成。

2) 石灰层:该3个地区厚度均为0.80m,为近期铺筑而成。

3) 杂填土:左K103+530~K103+660段厚度为0.30m;右K103+336~K103+360段厚度为5.70m;右K103+547~K103+587段厚度为3.2m;灰黄色,松散。

4) 粘土:厚度大于1.00m,灰黄色,可塑状,含铁锰质结核。

3. 方案设计和施工方法

1) 该3个地区的填土层底埋深为1.50~7.00m,加固处理的范围为-1.30m~-7.00m。

2) 土体加固区分为3个区域:左K103+530~K103+660段宽度为7.00m;右K103+336~K103+360段宽度为6.50m;右K103+547~K103+587段宽度为7.00m。

3) 本次注浆孔呈梅花状布置,根据各个地区的不同情况,注浆孔的孔距为1.00~2.00m,排距为1.20~2.00m,孔深为2.50~5.00m。

4) 本次施工共用13天,注浆加固面积 1350m^2 ,体积为 6100m^3 ,布置钻孔796个,总进尺3502.6m,注浆过程中采用普通硅酸盐水泥,水灰比0.5,注浆流量8~12L/s,注浆压力0.20~

0.40MPa,共注入水泥330t。

4. 注浆效果及质量检验

1) 取芯观察

注浆加固后约一个月,用钻机干钻采取岩芯,钻具采用127mm的合金钻头,岩芯采取率大于95%。从取出的岩芯中可看出成层3.5~8cm厚度的水泥浆块分布在填土中,空隙与薄弱处充满了浆液的凝固体,有效地提高了杂填土的承载力。

2) 实地观察

注浆前该3处由于下部填土的承载力低,路面出现了下陷,注浆后可明显地观察到下陷的路面得以上抬。证明采用压密注浆是处理因下覆软土造成路基下陷的一种良好的手段。

二、高压旋喷注浆法处理软基

(一) 简介

高压旋喷注浆法一般用工程钻机钻至预定深度后,用高压泥浆泵等发生装置,通过安装在钻杆机端的特殊喷嘴,向周围土体喷射化学浆液(常用水泥浆液),同时钻杆以一定的速度徐徐提升,高压射流破坏了附近的土体结构,并强制与化学浆液混和,在地基中硬化成直径均匀的圆柱体。也可根据工程需要调整提升速度,变化喷射压力,或变换喷嘴的直径,从而改变流量,使固结体成为所需要的设计形状。

高压旋喷注浆法是在灌浆法的基础上,采用高压喷射技术而发展起来的一项新地

基处理技术,过去使用灌浆加固地基,在渗透系数很小的细颗粒土层中,灌注浆液往往难以均匀分布于加固土体中。高压喷射法适用于砂土、粘性土、湿陷性黄土、淤泥和人工填土地基。它既可用于工程修建前加固地基,又可用于工程使用期中的基础托换。

高压旋喷注浆法包括旋转喷射注浆法(简称旋喷法)和定向喷射注浆法(简称定向喷法)。20世纪60年代后期,日本首创单管旋喷法,开始应用于粘土,当时桩径约30cm,引起世界各国的关注。单管喷射法虽加固质量好,施工速度快和成本低,但存在固结体小的问题。因而进一步创造了高压浆液喷射流与外部环绕的气流同轴喷射的二重管旋喷法,即JGP工法和GSP工法;继后又创造了压注水、气和浆三种介质的三重管旋喷注浆法,即CJP工法。现已研制成九重管喷射技术和超高压(400MPa)喷射大直径加固体技术。

旋喷法施工时,喷嘴边喷射浆液边旋转和提升,固结体呈圆柱状,主要用于加固地基,提高地基承载力,改善土的变形性质,也可形成闭合的帷幕,用于截阻地下水流。这种方法在日本称之为CCP2法,施工后形成的圆柱体称为旋喷柱。

定向喷法施工时,喷嘴边喷射边提升,喷射方向固定不变,固结体形如壁状,通常用于基坑防渗,改善地基土的水流性质和稳定边坡等工程。

对于砾石直径过大,含量过大及纤维质的腐殖土,高压喷射法的施工质量则难以保证,有时甚至于达不到静压灌浆法的效果。当地下水流速过大时,喷射浆液无法在注浆管周围凝固。无充填物的岩溶地段,永冻土地基及对水泥有严重腐蚀的地基,均不适宜选用高压喷射注浆法。

我国在20世纪70年代初进行了试验研究,并成功地应用于工程实践,70年代末又进行了CJP工法的试验研究。铁道部还成立了旋喷注浆科研协作组,为旋喷法的研究和应用起积极

推动作用。目前,国内在研制液动高压泥浆泵、钻机、浆液配方固结体内沉埋钢筋笼和定向喷

射防渗等方面都取得了很大成绩。

(二) 高压旋喷注浆法加固机理

1. 高压射流结构

高压喷射加固的浆液通过钻杆侧面的喷嘴喷出,成为具有很大动能的高速高压射流。当

水流经喷嘴在空气中喷出时,其喷射流结构模型如图2-42所示。它一般由三个区域组成,即保持出口压力 P_0 的初期区域A,紊流发达的主要区域B和喷射水变成不连接喷流的终期区域C等三部分。

在A域中,喷嘴出口处的速度分布均匀,轴间动压力为常数,保持匀速的部分向前越来越小。到某一位置后,端面上的流速分布不再均匀,速度分布均匀的部分称为喷

射核(即E区段)。喷射核末端扩散宽度稍有增加而轴向动压有所减少的部分称

为迁移区(即D区段)。在B域中,轴向动压突然变小,喷射核末端扩散宽度

与距离平方根成正比,扩散率为常数,喷射流的混合,搅拌就在这一区域进行。

在C域中,喷射流能量衰减很大,末端成塞化状态。喷射加固的有效长度为A域和B域长度之和,若有效喷射长度越大,则搅拌范围越大,喷射加固体的直径也越大。

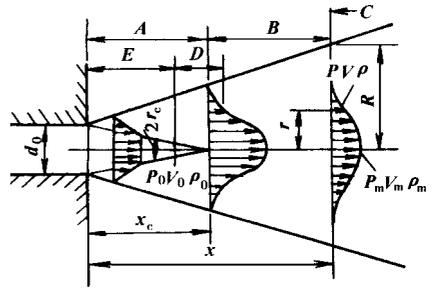


图 2-42 高压喷射流结构图

2. 高压射

流动压力衰减据理论计算,喷流在B域中的动压力与距离的关系如图2-43所示。

在空气中喷水时: $P_m/P_0 = X_0/X$

在水中喷水时: $P_m/P_0 = (X_0/X)^2$

式中: X_0 ——A域的长度(m)

X ——喷射流中心距喷嘴距离(m)

P_0 ——喷嘴出口压力(kPa)

P_m ——喷射流在中轴上的距喷嘴A距离之压力(kPa)

据实验结果:

在空气中喷射时: $X_0 = (75 - 100) D_0$

在水中喷射时: $X_0 = (6 - 65) D_0$

式中: D_0 ——喷嘴直径。

3. 高压喷射流对土的破坏作用

破坏土的结构强度的主要因素是喷射动压,据动量定律在空气中喷射的破坏力为:

$$F = \rho 4 V_m^2 A$$

式中: F ——破坏力;

ρ ——喷射流介质密度;

V_m ——喷射流的平均速度;

A ——喷嘴面积。

由上式可知,破坏力 F 与平均速度 V_m 的平方成正比,所以在一定的喷嘴面积 A 的条件不,为了取得更大的破坏力,需要增加平均速度,也就是需要增加旋喷压力。通常要求高压脉冲泵的工作压力大于 20MPa。这样就使射流像刚体一样,冲击破坏土体,使土与浆液搅拌混合,凝固成柱状的固结体。

4. 水、气同轴喷射的结构对土的破坏作用

单射流虽然具有巨大的能量,但因为压力在土中衰减急剧,所以破坏土的有效射程仍较短,致使旋喷直径较小。

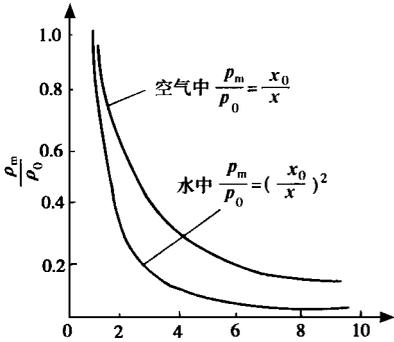


图 2-43 喷射流在中轴线上的压力分布

当喷嘴喷出的高压水射流周围加上圆筒状空气射流,进行水、气同轴喷射时,在高压水喷射流和高速空气的共同作用下,破坏土体并造成较大的空隙。同时,边注浆边旋转并提升喷头,从而在土中形成柱状加固体。图 2-44 所示表明高速空气具有防止高压水射流流动压急剧减少的作用。

水、气同轴喷射的结构同样也是由 A、B、C 域三部分组成。但其 A 域大大地增大。

例如当 $P_0 = 20\text{MPa}$, 它的 A 域长度 $X_0 = 10\text{cm}$, 而单射流的 A 域长度 $X_0 = 15\text{cm}$ 。因水、气同时搅拌土体,如同沸腾,增加对土体的破坏,有利于旋喷桩土粒的细化和搅拌均匀。

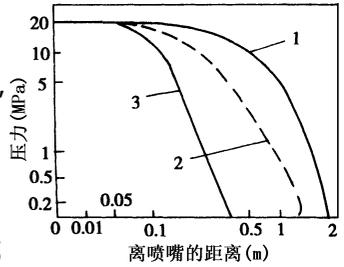


图 2-44 喷流轴上的动水压力与距离的关系

- 1 - 高压喷射流在空中单独喷射 ; 2
- 水、气同轴喷射流在水中喷射 ;
- 3 - 高压喷射充在水中单独喷射

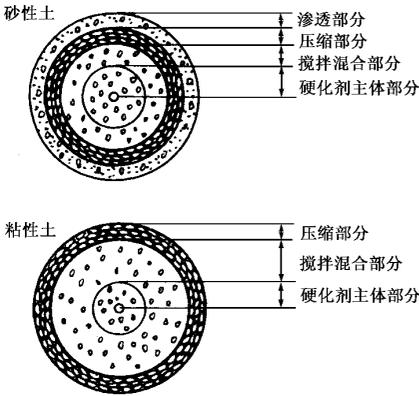


图 2-45 喷射最终固结状况示意图

首先在地面上射水进行压差试验,即检查当喷射压力大于 500kPa 时,压差活门能否准确

关闭。钻机安装要稳准,旋喷管允许倾斜度小于 1.5% 。

2) 钻进开始

钻杆以约 3000kPa 的低压射水钻进,钻杆的回旋速度及钻进尺寸视地质条件而定,一直钻到设计标高。因射水压力小于压差活门的控制压力 (5000kPa),所以整个钻进过程压差活门都保持开启状态。

3) 钻进完毕

高压输送硬化剂,同时压力升高到约 20MPa ,压差活门自动关闭。

4) 开始旋喷

旋喷时转杆的旋转速度为 20r/min 左右,钻杆提升速度视喷嘴直径和加固土体需

5. 加固体结构

高压喷射流在地基中的加固范围就是以喷射距离

加上渗透部分和压缩部分的长度为半径的圆柱体。部分细小的土粒被喷射的浆液所置换,随着液流被带到地面上(俗称冒浆)。其余土粒与浆液搅拌混合,形成了如图 2-45 所示的结构。随土质的不同,横断面的结构多少有些不同。由于固结体不是等颗粒的单体结构,固结质量不太均匀,通常中心的强度低、边缘的强度高。

(三) 施工顺序及基本设计参数

1. 施工顺序

1) 钻机就位检查

要硬化

剂量而异。国内常用高压喷射注浆参数见表 2 - 34 所示。

表 2 - 34 国内常用高压喷射注浆参数表

高压喷射注浆的参数		单管法	二重管法	三重管法	
适用土质		砂土、粘性土、黄杂填土、小粒径砂砾			
浆液材料及其配方		以水泥为主要材料,加入不同外加剂后可具有速凝、早强、抗蚀、防冻等性能常用水灰比 1:1,亦可用化学材料			
高压喷射值	水	压力(MPa)		20	
		流量(L/min)		80 ~ 120	
		喷嘴孔径(mm)及个数		φ2 ~ φ3 (一或二个)	
	空气	压力(MPa)		0.7	0.7
		流量(m ³ /min)		1 ~ 2	1 ~ 2
		喷嘴间隔(mm)及个数	1 ~ 2 (一或二个)	1 ~ 2 (一或二个)	
	浆液	压力(MPa)	20	20	1 ~ 3
		流量(L/min)	80 ~ 120	80 ~ 120	100 ~ 150
		喷嘴孔径(mm)及个数	φ2 ~ φ3 (二个)	φ2 ~ φ3 (一或二个)	φ1 (二个) ~ φ4 (一个)
		注浆管外径(mm)	φ42 或 46	φ42、φ50 ~、φ46	φ75 或 φ90
		提升速度(cm/min)	22 ~ 25	约 10	约 10
		旋转速度(r/min)	约 20	约 10	约 10

5) 旋喷成桩

提出钻杆, 低压冲洗压差活门。移动机械重复 2 至 5 工序。一般单管和双管法旋喷, 可用

旋喷管直接射水成孔, 到预定深度再进行旋喷提升。三重管法施工需预先辅助成孔, 然后插入旋管进行旋喷。

2. 施工技术管理

1) 施工技术参数

日本 C.C.P 协会据实验结果认为表 2 - 35 为最合适的旋喷技术参数。

表 2 - 35 日本 C.C.P 协会提出的旋喷技术参数

项 目	条 件	项 目	条 件
喷嘴直径 (mm)	1.5 ~ 1.8	提升速度 (m/min)	3 ~ 5
喷嘴压力 (kPa)	约 2000	阶段提升速度 (m)	2.5 ~ 5
钻杆回转数 (转/min)	约 20	硬化时间 (min)	约 2

2) 技术要点

(1) 硬化时间的影响

硬化时间过长,易产生冒浆现象,硬化时间过短易堵塞。目前据日本经验,一般控制在

2~3min。

(2) 阶段提升

实验证明定位旋喷3~4转成桩良好。当钻机速度为20转/min时,要定位旋喷10s。若使用1.8mm直径的喷嘴在20MPa压力下,喷射量为22L/min,需使用硬化剂110L,则提升速度是0.2m/min,据此可算出阶段提升间距为3cm;如使用更小直径喷嘴,因喷射流量减小,提升间距要适当缩小,这样也能形成具有光滑外壁的喷射桩。

(3) 低压冲水

浆液的凝固时间小于拆钻的时间(约几分钟)时,拆钻杆前作减压冲水,冲水时间因高压管路及钻杆的长度而异。

起隔水作用的喷射桩须注意钻机竖向钻孔的垂直度,喷射桩体本身的透水系数都在 10^{-6}cm/s 以下,因而不会漏水,关键问题是桩群的连接性。为提高不透水性通常设计成桩位搭接双排或多排喷射桩。

工作时,每一班完工后,须对整个管路清洗,对压差活门要予以解体清洗。

(四) 高压旋喷注浆法施工设计

表2-36 土质调查试验内容

项目名称		需要程度		砂质土	粘性土	备注
现场 试验		土的组成		A	A	选择硬化剂
		标准贯入试验	N	A	A	直径,定提升速度
		透水试验	K	B	C	
室内 物理 性质		容重	r	C	C	
		孔隙比	e	C	C	
		饱和度	G	C	C	
		颗粒级配		B	C	选择硬化剂
		天然含水量	W	A	A	影响粘性土旋桩强度
室内 稠度		液限	W_L	C	B	
		塑限	W_p	C	B	
室内 抗剪 特性		无侧限抗压强度	qu	C	B	
		灵敏度	St	C	C	
		黏着力	C	C	C	
		内摩擦角	ϕ	C	C	
室内 压密 特性		前期固结压力	P_o	C	C	
		压缩指数	Cc	C	C	
		压缩系数	A	C	C	
		渗透系数	K	C	C	

注:各项试验指标的重要性以A、B、C级别表示

1. 土质调查试验

施工设计必须参照必要的现场试验及土工试验，进而确定是否可采用旋喷法加固，若可以，需根据土质情况提出相应的施工工艺措施。调查内容如表 2-36 所示。

2. 旋喷直径的确定

随旋喷方法的不同，形成的固结体直径也不一样。一般说来，同样的压力下，多管旋喷形

成的加固体直径大。

对大型或重要工程，设计直径应由现场试验确定。无设计资料的情况下，对小型或不太重要的工程，可参见表 2-37 取用。

表 2-37 高压喷射注浆固结体特性指标

固结体性质		喷注种类		
		单管法	二重管法	三重管法
单桩垂直极限荷载 (kN)		500600	10001200	2000
单桩水平极限荷载 (kN)		3040		
最大抗压强度 (MPa)		砂类土 1020, 粘性土 510, 砂砾 820		
平均抗剪强度/平均抗压强度		1/5/10		
弹性模量 (MPa)				
干密度 (g·cm ⁻³)		砂类土 1.62.0		
渗透系数 (cms ¹)		砂类土 1010		
C (CPa)		砂类土 0.40.5		
ψ (°)		砂类土 3040		
N (击数)		砂类土 3050		
弹性波速 (kms ⁻¹)	P 波			
	S 波			
化学稳定性能				

3. 地基承载力

经旋喷加固的地基承载力，一般按复合地基或桩基考虑。有关复合地基的具体算法，与上一章中深层搅拌法中求地基承载力的方法相同。以下的介绍按桩基考虑。

旋喷桩具有一定的抗压和抗拆力强度，由于固桩径不均匀且外形不光滑，因此旋喷桩有较

大的承载能力。但单桩承载力的变化很大，一般需做现场试验。安全系数可取 3。

4. 孔位布置

(1) 堵水防渗工程

最好按双排或三排布孔,使旋喷桩交圈形成帷幕。孔距 $L_1 = 1.73R$, R 为旋喷固结体设计半径。另外,排距 $L_2 = 1.5R$ 最为经济。

(2) 加固地基

在上部结构的重量 W 、承台和承台上土体的自重 G 及单桩容许承载力 $[P]$ 已知的情况下,桩数为:

$$n = (W + G) / [P]$$

当偏心荷载时,桩基中各桩受力不均,所以桩数适当增加。

$$n = \mu \times (W + G) / [P]$$

式中: μ ——系数,一般取 1.1 ~ 1.2.

旋喷桩桩距应据基础面积,应力分布情况及各桩受力尽可能相等的原则而定。一般桩距为 $2D_0 \sim 3D_0$ (D_0 为旋喷桩直径)。布置方式可用矩形或梅花形。

5. 浆液配方的选择

我国已完工的高压喷射注浆工程,除个别地点用过化学浆液外,基本上都是以水泥为主要的硬化剂。普通硅酸盐水泥完全水化所需理论用水量,可据其所包含的各种化合物和水化形式进行估算,一般需用水泥 35% ~ 37%。为考虑施工方便,而旋喷浆液的水灰比一般都在 1 : 1 ~ 15 : 1 间变动。但其所掺入外加剂成分和数量是不同的,据不完全统计,试验和使用过的水泥外加剂配方如表 2 - 38 所示。当无试验资料的情况下可加以选用。

表 2 - 38 外加剂成分及浆液特性

配方类型	序号	外加剂成分及百分比	浆液特性
促凝早强型	1	氯化钙 2 ~ 4	促凝早强可灌性好
	2	铝酸钠 2	凝强度增慢稠度大
	3	水玻璃 2	初凝快、终凝时间长、成本低
	4	三乙醇胺 0.3 ~ 0.05, 食盐 1	有早强作用
	5	三乙醇胺 0.3 ~ 0.05, 食盐 1, 氯化钙 2 ~ 3	促凝、早强、可喷性好
	6	氯化钙 (或水玻璃) 2, NNO 0.5	促凝、早强、强度高, 浆液稳定性好
	7	氯化钠 1 亚硝酸钠 0.5 三乙醇胺 0.3 ~ 0.05	防腐蚀、早强, 后期强度高
填充剂型	8	粉煤灰 25	调节强度、节约水泥
	9	粉煤灰 25 氯化钙 2	促凝、节约水泥
	10	粉煤灰 25 氯化钙 2 三乙醇胺 0.03	促凝、早强节约水泥
	11	粉煤灰 25 硫酸钠 1 三乙醇胺 0.03	促凝、早强节约水泥
	12	矿渣 25	提高固结体强度、节约水泥
	13	矿渣 25 氯化钙 2	促凝、早强节约水泥

16. 浆量计算

1) 体积法按旋喷体积计算浆量

$$Q = \frac{\pi}{4} D_e^2 k_1 h_1 (1 + \beta) + \frac{\pi}{4} D_0 k_2 h_2$$

式中：Q——需要用的浆量 (m³)；

D_e ——旋喷体直径 (m)；

D_0 ——注浆管直径 (m)；

k_1 ——填充率 (0.75~0.9)；

h_1 ——旋喷长度 (m)；

k_2 ——未旋喷范围内土的填充率 (0.5~0.75)；

h_2 ——未旋喷长度 (m)；

β ——损失系数 (0.1~0.2)。

损失系数 β 主要考虑了以下因素：

- ①浆管施工时的拆卸和连接；
- ②旋喷作业因故暂时停顿；
- ③泵体及管路存有残余浆液；
- ④浆液顺注浆管向上冒出地面；
- ⑤个别空隙较大、地段的跑浆。

2) 喷量法

按单位时间的喷射浆量及喷射持续时间计算浆量

$$Q = H_q (1 + \beta) V$$

式中：Q——旋喷浆液用量 (m³)；

V——注浆的提升速度 (m/min)；

H——旋喷长度 (m)；

q ——单位时间喷浆量 (m³/min)；

β ——损失系数，国内一般取 0.1~0.3。

3) 特殊地层浆量的用量标准

对砾石砂砾、腐植土等特殊土层，上面的公式不适用。硬化剂量标准可参照表 2-39 选用。

表 2-39 特殊地层硬化剂量标准

土层名称	条 件	桩 径	
砾石	$K \geq 1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$	500~600mm	150L/m
砂砾石	$K \geq 1 \times 10^{-3} \text{cm/s}$	350~450mm	130L/m
腐植土	$W \geq 400\%$	500~600mm	160L/m
腐植土	$W \geq 300\%$	500~550mm	145L/m
腐植土	$W \geq 200\%$	500~550mm	140L/m
腐植土	$W \geq 150\%$	$\approx 500\text{mm}$	135L/m
腐植土	$W \geq 150\%$	400~450mm	130L/m

注：K——腐植系数；W——天然含水量。

7. 设备

旋喷法所需要设备归纳为两大类，主要设备和辅助设备。单管施工主要有高压泥泵、钻机及旋喷单管等；二重管施工的主要机具有高压泥浆泵、钻机、旋喷二重管及空气压缩机等；三重管的主要机具有高压泵、钻机、泥浆泵、旋喷三重管及空气压缩机等；辅助设备有操纵控制系统、高压管路系统（包括高压软管、旋转活接头、钻机、喷嘴、压差活门、材料储存输送系统及其他）。

各种主要机具的性能，须满足表 2-32 旋喷参数要求。

单管法的注浆管作为打孔和注浆用，常用地质钻杆代替喷头安在注浆管下端。单管的喷头如图 2-46 所示。

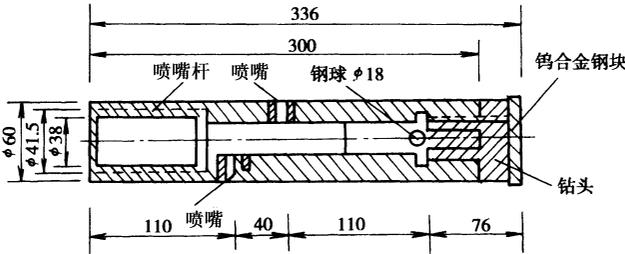


图 2-46 单管喷头示意图（单位：mm）

三重管旋喷法用三根直径不同的钢管套在一起，同轴输送水、气和浆液三种不同的介质。内管输送高压水，中管输送空气、外管输送水泥浆。三重管如图 2-47 所示。

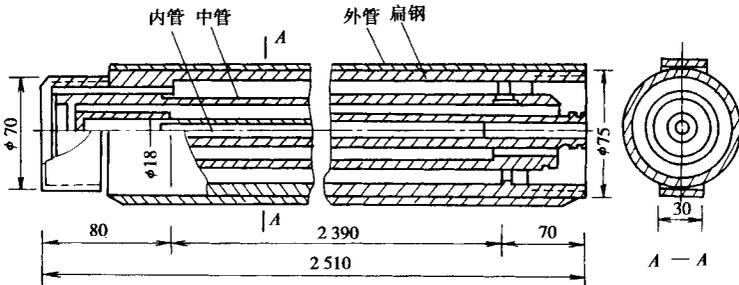


图 2-47 三重管

三重管的喷头是实现水、气同轴喷射和浆液注入的装置，如图 2-48 所示。在喷头的上部设置一个水、气同轴作水平射流的喷嘴（实际上是两个喷嘴，气流喷嘴在水流喷嘴外面，空气从其间隙喷出），出浆口在下部端口。

图 2-49 是喷嘴，其作用是将水和气流的压能最大限度地转化为动能，水气流在其中的速度剧增。其开头对喷射效果的影响颇大，经实验检验，以收敛圆锥形最为合理，以圆锥角 $\theta = 13^\circ$ 的性能最好，其直线部分的长度 L 要短，一般 $L = (3-4) D_0$ ，

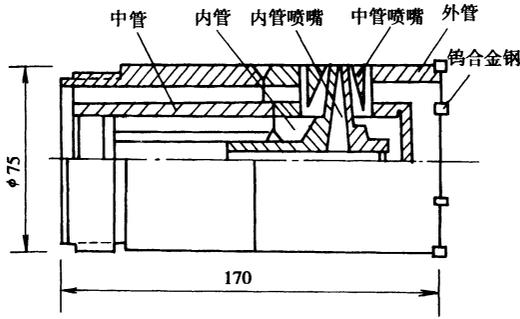


图 2-48 三重管喷头

后端锥形段要长。

8. 质量检验

1) 开挖检验

待浆液凝固具有一定强度后,即可现场开挖检查固结体垂直度和固结形状。

2) 钻孔检查

在已旋喷好的固结体中钻取岩芯,并将岩芯做成标准试件进行室内物理力学性能试验。

此外,亦可在现场进行钻孔,做压力注水和抽水两种渗透试验,测定其抗渗能力。

3) 标准贯入试验

在旋喷固结体的中部可进行标准贯入试验。

4) 载荷试验

垂直载荷试验时,在顶部 0.5 ~ 1.0m 范围内,浇筑 0.2 ~ 0.3m 厚的钢筋混凝土柱帽;水平推力载荷试验时,在固结体的加载受力部位,浇筑 0.2 ~ 0.3m 厚的钢筋混凝土加载面。

5) 动测

在浆液凝固 7 天以后,可用小应变动测法检测其固结体的质量状况,桩径是否均匀,有无缺陷;或用大应变动测法估测其容许承载力。

(五) 旋喷法的适用范围

旋喷法可应用于贯入击数 $N = 0 \sim 30$ 的淤泥、粘性土、砂质土和砾砂等地层的土体加固工程。对点可用单桩或桩群;对线可采用排桩(例如挡土墙、隔水墙);对面可用整体整片桩(如建筑物地基改良)。凡是钻机可以使用的地方,都可以使用旋喷法。无论水平、垂直或倾斜的任何方向都可以施工。

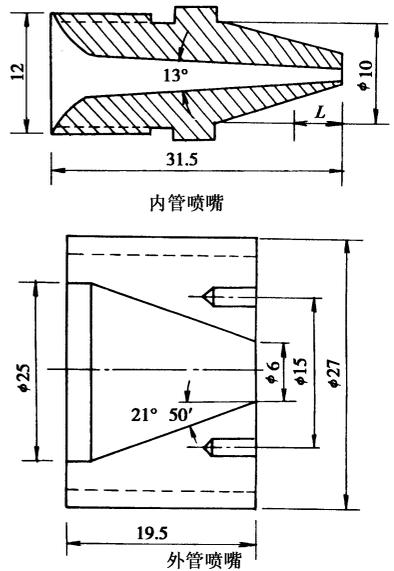


图 2-49 三重管喷嘴示意图

第五节 砂桩、石灰桩、碎石桩 CFG 桩

一、砂桩

(一) 简介

砂桩,又叫挤实砂桩法,是指用振动或冲击荷载在软弱地基中成孔后,再将砂挤压入土中,形成大直径的密实柱体。

砂桩适用于松散砂土,人工填土,粉土或杂填土等地基,可以提高地基的强度,减少地基的压缩性,或提高地基的抗震能力,防止饱和软弱土地基液化。如果建筑物以变形为控制条件,则砂桩处理后的软弱地基需经预压,消除沉降后才可作为建筑物地基,否则难以满足建筑物对沉降的要求。

根据国内外的使用经验,砂桩适用于中小型工业与民用建筑物、散料堆场、码头、路堤、油罐等工程的地基加固。

(二) 作用原理

砂桩用于松砂土地基,可以防止液化;用于粘性土地基中,可以提高承载力;用于桥头引道,能减少土压力偏载与沉降量。但是,这一技术应用于软弱粘土地基,由于成桩过程中对软土的扰动,将导致强度下降。这一点,必须引起足够的重视。

砂桩的原理,对于砂性土与粘性土各不相同。

1. 砂性土

砂性土是单粒结构,密实的单粒结构,颗粒间的排列已接近最稳定状态,在动(静)荷载作用下,一般不再产生大的变形。而疏松的单粒结构,颗粒间孔隙大,颗粒位置不稳定,在动(静)荷载作用下容易产生位移,因而产生较大的沉降,特别在动荷载作用下更为显著,其体积可减少20%。因此,必须经过人工处理后才可作为建筑物的地基。

在砂桩的成桩过程中,因采用振动或冲击方法,桩管将对周围砂土产生很大的横向挤压力,将地基中等于桩管体积的砂土挤向周围的砂层,使周围砂层孔隙比降低,干密度和内摩擦角增大,从而使土的物理力学性能得到改善,地基承载力幅度提高,一般可提高2~5倍。当砂土地基被挤密到临界孔隙比以下时,还可以防止振动液化。

2. 软弱粘性土

(挤密)砂桩在软弱粘性土地基中主要起置换作用和排水作用,这样形成的复合地基,可提高地基的承载力和整体稳定性。在复合地基加载时,由于砂与粘性土的物理力学性质不同,砂桩分担较多的荷载。其结果是减少了粘性土所承担的荷载,也减少了最终固结沉降量。同时,由于砂的抗剪强度比粘性土大,而且荷载的滞后作用较小,因而取代粘性土部分的地基强度和稳定性提高了。此外,和垂直排水法一样,砂桩也有排水井的效果。归纳起来(挤密)砂桩在软

弱粘性土中不外两种作用。

1) 置换作用

粉土多为蜂窝结构，粘性土一般为聚凝结构，在成桩过程中受扰动后，比具有相同密实度和含水量的原状土的力学性质会降低，不仅很难起到挤密加固作用，甚至会使桩周土体强度出现暂时降低。所以砂桩加固软弱地基主要是利用砂桩本身的强度形成复合地基，提高地基的承载力和地基的整体稳定性。

2) 排水作用

排水减压具有双重功能。前者加快固结；后者抵抗土液化。一般软弱地基土的渗透性很小，渗透系数多在 $1 \times 10^{-7} \sim 1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ 范围内。在软弱地基中设置砂桩后，减少了软弱地基土的排水距离，加快了固结速率，有助于地基土强度的提高。

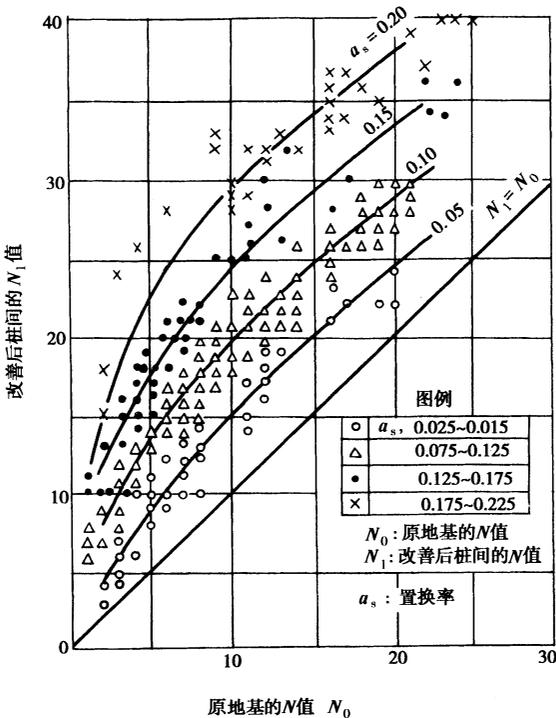


图 2-50 原地基的 N 值 (N_0) 与改善后桩间的 N 值的关系

(三) 设计与计算

1. 砂性土的情况

砂性土地基平时的承载力一般是足够的，而地震时若发生液化，地基就需要进行改善。

砂性土地基改善后的标准贯入击数 N 值，因颗粒级配不同而不同，还取决于原地基上的 N 值与置换率 a_s ，如图 2-50。

设计时先由原地基的 N 值与要求的改善后的 N 值求出需要的置换率 a_s 。

这时置换率 a_s ，随着图 2-51 中砂桩布置的不同而不相同，砂桩的直径 d_s 与间距 d 有如下的关系：

1) 正方形布置时

$$a_s = 0.785 \left(\frac{d_s}{d} \right)^2 \quad (2-27)$$

2) 正三角形布置时

$$a_s = 0.907 \left(\frac{d_s}{d} \right)^2 \quad (2-28)$$

然后假定桩的间距，用式 (6-1) 或式 (6-2)，求算必要的桩径 d_s ，桩的间距一般为 1.2~2.0m。

除上述的方法外，还有根据相对密度与 N 值的关系进行设计的方法，详见有关文献。

2. 粘性土地基

1) 沉降计算

如图 2-52 所示，在面积为 A 的地基中设置断面积为 A_s 砂桩。假定作用于面积 A 的平均荷载为 σ ，砂桩及粘性土部分产生的应力分别为 σ_s 、 σ_c ，则得下式：

$$\sigma_A A = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \quad (2-29)$$

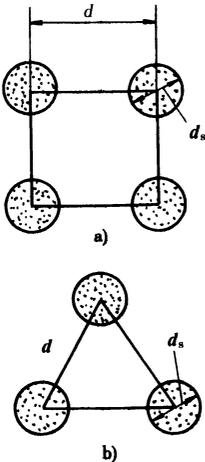


图 2-51 挤实砂桩的布置

a) 正方形布置；b) 正三角形布置

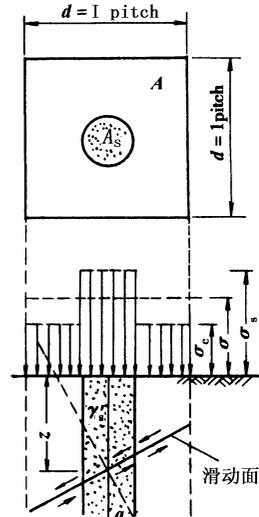


图 2-52 应力集中说明图

以应力分配率 $n = \sigma_s / \sigma_c$ ，砂桩的置换率 $m = A_s / A$ 代入得应力降低系数

$$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n - 1)m} \quad (2-30)$$

施打挤实砂桩后地基的最终沉降量可由下式求得：

$$S_c = m v \Delta_p H \quad (2-31)$$

式中： H ——固结土层厚度；

Δ_p ——垂直附加平均应力；

m_v ——天然地基的体积压缩系数。

复合地基固结引起的路堤的沉降速度，可按砂井排水的考虑方法求算。

2) 滑动分析

图 2-53 的复合地基中，沿滑动面的平均抗剪强度 τ_{sp} 可由下式给出：

$$\tau_{sp} = (1 - m)c + m(\mu_p P + \gamma_p Z) \tan \psi_p \cos^2 \theta$$

式中： c ——桩间土的粘聚力；

z ——自地面起算的计算深度；

γ_p ——砂料的容重；

ψ_p ——砂料的内摩擦角；

μ_p ——应力集中系数， $\mu_p = \frac{n}{1 + m(n-1)}$

m ——面积置换率。

实际设计时，把地基分割成块，如图 2-53 所示，求算每块的平均应力增量，从而计算剪切阻力，进行砂桩布置，使滑动破坏安全系数满足要求。

3. 设计上的注意事项

1) 关于应力分配率 n 及置换率 α_s 根据式 (64)， α_s 及 n 越大，粘土应力 σ_c 就越小，减小沉降的效果就越大。但是，如果采用大的置换率 α_s ，砂桩周围的粘性土，就会受到扰动，致使强度降低和固结系数 C_v 减小，效果可能会相互抵消。此外， n 值的大小还随着地基土的性质、荷载的作用位置及作用时间的变化而不同。实际上，常取 n 值小于 4。

2) 砂桩的材料

砂桩用的砂，细颗粒成分含量不宜多，以透水性大、级配好为宜（有效粒径 $D_{10} < 0.1\text{mm}$ ，均

匀系数 $\mu_o > 5$ ，参照图 2-54）。同时，颗粒形状以棱角易压实的为宜。

(四) 砂桩施工

1. 砂桩材料

砂桩的填料宜用级配较好的中粗砂，也可用砾砂。对于饱和软粘土，因为原地基较弱，侧限不大，为了利于成桩应选用级配好、强度高的砂砾混合料。填料中最大颗粒尺寸由桩管直径和桩尖的构造决定，以能顺利出料为宜，但最大不应超过 50mm。

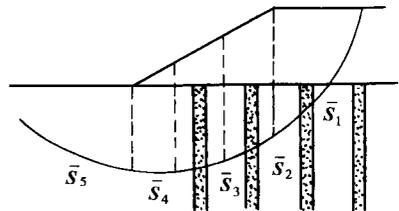


图 2-53 滑动分析图

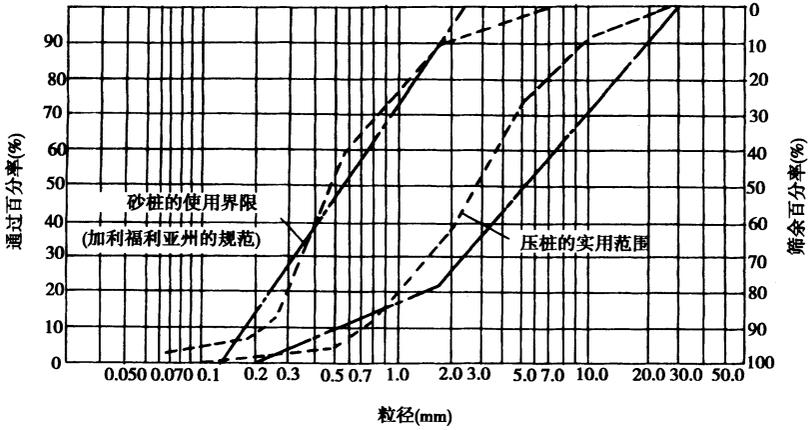


图 2-54 砂桩用砂的颗粒级配

在饱和土中施工时，砂的含水量宜采用饱和状态；在非饱和且能形成直立桩孔孔壁的土层中用捣实法施工时，含水量采用 7% ~ 9%。

2. 施工机械

砂石桩机械主要分为振动式砂石桩和锤击式砂石桩机两类，砂桩常用施工机械的技术性能见表 2-40。

表 2-40 常用砂桩施工机械的性能

类 型	型号名称	技 术 性 能		适用桩孔直径 (cm)	最大桩孔深度 (m)
		锤重 (t)	落距 (cm)		
柴油打桩机	D1-6	0.6	155 ~ 187	30 ~ 35	5 ~ 6.5
	D1-12	1.2	170 ~ 180	35 ~ 45	6 ~ 7
	D1-18	1.8	210	45 ~ 57	6 ~ 8
	D1-25	2.5	250	50 ~ 60	7 ~ 9
电动落锤打桩机		0.75 ~ 1.5	100 ~ 200	30 ~ 45	
振动打桩机	7 ~ 8t 振动沉桩机	激振力 70 ~ 80kN		30 ~ 35	5 ~ 6
	10 ~ 15t 振动沉桩基	激振力 100 ~ 150kN		35 ~ 40	6 ~ 7
	15 ~ 20t 激振力			40 ~ 50	7 ~ 8
	150 ~ 200kN 振动沉桩机				

砂石桩机通常包括桩机架、桩管及桩尖、提升装置、挤密装置（振动锤或冲击锤）；上料设备及检测装置等。高能量的振动砂石桩机配有高压空气或水的喷射装置，同时还配有自动记录桩管贯入深度、提升量、压入量、管内砂石位置及变化以及电机

电流变化等的检测装置。

3. 施工工艺

1) 施工顺序

在砂性土地基中施工从外围或两侧向中间进行，以挤密为主的砂桩宜间隔施工；在淤泥质粘土地基中砂桩从中间向外围或隔排施工；在已有建（构）筑物邻近施工，应背离其方向进行；在路堤或岸坡上施工应背离岸边或坡顶方向进行。

2) 振动成桩法

(1) 施工工艺

振动成桩法是在振动机的振动作用下，把带有底盖（或砂塞）的套管打入到规定深度，然后投入砂料，再排砂于土中，并振动密实成桩。其施工顺序见图 2-55 所示。

①移动桩架及导向架，把桩管及桩尖对准桩位。

②启动振动锤，将桩管打入土中，如遇到坚硬难打的土层，可辅以喷气或射水打入。

③把套管打到预定的深度，然后向桩管内投入规定数量的砂料。

④把桩管提升一定的高度（下砂顺利时提升高度不超过 1~2m），提升时桩尖自动打开，桩管内的砂料被排出。

⑤将套管打下规定的深度，利用振动及桩尖的挤压作用使砂密实。

⑥再一次向桩管内投入砂料，然后把桩管提升到规定的高度。

⑦重复以上工序，砂料不断补充，砂桩不断增高，一直打到地面，砂桩即完成。

(2) 施工要点

①施工前应进行成桩挤密试验，桩数宜为 7~9 根。如果质量不能满足设计要求，应调整桩距、填砂量等有关参数，重新试验或改变设计。

②拔管速度不宜过快，排砂要充分。一般拔管速度为 2m/min。

③控制每段砂桩的灌砂量。一般应按桩孔体积和砂在中密状态时的干密度计算，砂桩的

灌砂量不宜多于或少于设计量的 5%。每根砂桩单位长度内的灌砂量可按以下两式计算：

$$q = \frac{A(e_0 - e_1)}{1 + e_0}$$

$$g = \frac{d_s A_p \rho_w (1 + 0.01 \omega_1) L}{1 + e_p}$$

式中： q ——单位长度灌砂量（ m^3/m ）；

e_0, e_1 ——分别为天然地基和加固后地基土的孔隙比；

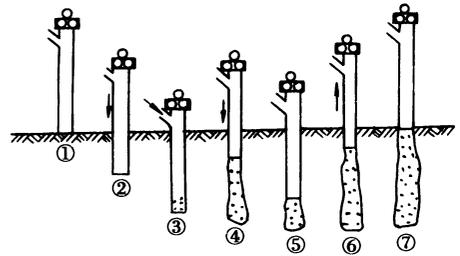


图 2-55 砂桩施工顺序图

A ——每根砂桩的影响范围面积 (m^2) ;

d_s ——砂颗粒的相对密度 ;

g ——单位长度计算灌砂量 (m^3/m) ;

w_1 ——砂的含水量 (%) ;

A_p ——一根砂桩的横截面积 (m^2) ;

ρ_w ——水的密度 (t/m^3)

e_p ——砂桩的孔隙比 ;

L ——砂桩的长度。

④桩管内的砂料应保持一定的高度。

⑤桩管排砂不畅时,可适当加大风压。桩管将拔出地面时,应减小风压,防止砂料外溢。

⑥在软粘土中施工时,桩管未入土时,应先在桩管内投砂 2~3 斗,并复打 2~3 次。这样底部的土更密实,加上有少量的砂排出分布在桩周,既挤密桩周的土,又可起护壁作用,避免因缩颈而出现夹泥断桩现象。

⑦注意贯入和电流曲线变化,如土质较硬,或者排砂量正常,贯入曲线平缓,而电流曲线变化幅度大。

⑧施工结束后,应将基底标高下的松土层夯压密实。

3) 锤击成桩法

(1) 单管法

①施工机具

单管法施工的施工机具主要有蒸气打桩机或柴油打桩机,下端带有活瓣钢制桩靴或预制钢筋混凝土锥形桩尖的桩管和装砂料斗等。

②成桩工艺

单管法成桩工艺见图 2-56。

③施工要点

以拔管速度控制桩身连续性。拔管速度可根据试验确定,在一般土质条件下,拔管速度应

控制在 $1.5 \sim 3.0\text{m}/\text{min}$;

根据灌沙量控制桩直径,当灌砂量达不到设计要求时,应在原位复打一次,或在其旁补加一根砂桩。

(2) 双管法

①双管法施工的施工机具主要有蒸气打桩机或柴油桩机,履带式起重机、底端开口的外管和底端闭口的内管以及装砂料斗等。

②双管法成桩工艺见图 2-57。

③施工要点

为保证砂桩桩体的连续性、密实性和桩周土挤密后的均匀性,在进行⑤工序时应按贯入度进行成桩。

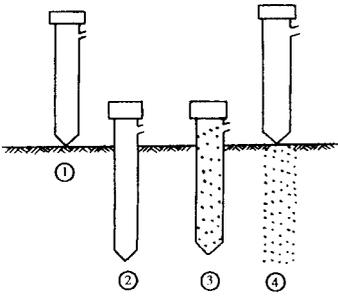


图 2-56 单管法成桩工艺

①桩管就位、闭合桩靴；②将桩管打到设计深度；③灌砂（灌砂量较大时，可分成二次灌入，第一次灌入 2/3，待桩管从土中拔起一半长度后再灌入剩下的 1/3）；④按规定的拔起速度从土层中拔出桩管

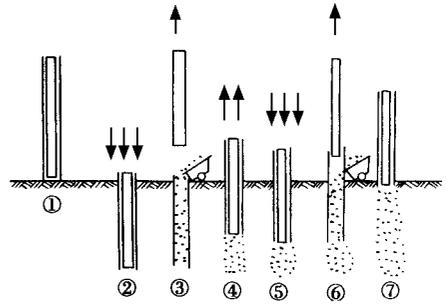


图 2-57 双管法成桩工艺

①将内外管安放在预定的桩位上；②锤击内外管，下沉到规定的深度；③拔起内管，向外管内灌砂；④放入内管到外管的砂面上，拔起外管到与内管底面平齐；⑤锤击内外管，将砂压实；⑥拔起内管，向外管内灌砂；⑦重复（4）~（6）工序，直到桩管拔出地面

（五）质量检验

1. 对砂桩施工的质量要求

- 1) 砂桩必须上下连续，确保设计长度。
- 2) 单位长度的灌砂量要达到设计要求。
- 3) 砂桩平面位置和垂直度的偏差要满足容许值。

2. 砂桩质量检验的要求

1) 检查砂桩的沉管时间、各段的填砂量、提升及挤压时间和桩位偏差等各项施工记录和试

验结果；如不符合设计要求，应采取补救措施。

2) 检验砂桩及桩间土的挤密质量可采用标准贯入、静力触探或动力触探等方法；对重要或

大型工程宜进行现场荷载试验。

3) 桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的形心。

4) 砂桩挤密效果的检测可抽查进行，检测数量不少于桩孔总数的 2%。

5) 施工后应间隔一定时间进行质量检验。对饱和粘性土应待孔隙水压力基本消散后进

行，间隔时间宜为 1~2 周，对其它土可在施工后 3~5 天进行。

二、石灰桩

（一）简介

石灰桩法是用打砂桩的方法，在粘性土地基中用生石灰做成柱体，通过生石灰的消解吸水、继而生成水化物和毛细管的吸水作用，降低粘性土中的含水量，从而提高地基强度，减小沉降量。用它改善地基，有不需上置荷载，而且短时间内能发挥作用的优点。不过，如果穿过滞水砂层，或者与地表水接触，其效果显著降低。其次，

因为吸水会产生高热,所以在使用、贮存时必须注意卫生及安全。设计方法中,因生石灰桩的膨胀压力、膨胀率、吸水效果及桩的强度等,改善地基强度的机理都还不明确,必须积累石灰桩加固软土地基的实测资料,确立合理的设计方法。

这种方法除了单独用生石灰外,也采用和砂及其它材料并用的混合桩。

(二) 作用原理

石灰桩的加固机理可从桩间土和桩身两方面进行分析。

1. 桩间土

1) 成孔挤密

石灰桩施工时经振动钢管成孔后占地基土的体积约为7%,这种挤密效果在地下水位以上更明显。

2) 膨胀挤密

石灰桩在成孔后灌入生石灰便吸水膨胀,对桩间土产生强大的挤压力,这对地下水位以下软粘土的挤密起主导作用。

3) 脱水挤密

软粘土的含水量一般为40%~80%, 1kg 的生石灰消解反应要吸收 0.32kg 的水。同时,由于反应中放出大量热量提高了地基土的温度,实测桩间土的温度在 50°C 以上。使土产生一定的汽化脱水。从而使土中含水量下降,孔隙比减小,土颗粒靠拢挤密,加固区的地下水位也有一定的下降。

4) 胶凝作用

通过X射线衍射,化学分析、差热分析及电子显微照片,证明了土体加固前、后矿物成分和有机物质没有改变。但加固的 CaCO_3 及pH值都明显提高,钙离子含量也相对增加。这是由于生石灰吸水生成的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 中一部分与土中 CO_2 产生反应生成碳酸钙,使桩结硬;另一部分与土中二氧化硅和氧化铝产生化学反应,生成水压硅酸钙、水化铝酸钙等水化产物。水化物对土颗粒产生胶结作用,使土聚集体增大,加固前土样单元体为 $1\sim 4\mu\text{m}$,加固后达 $10\mu\text{m}$ 。加固前颗粒排列松散,加固后趋于紧密。从粒度分析中也可看出加固土粘粒含量减少,这都说明颗粒胶结作用从本质上改变了土的结构,提高了土的强度,而土体的强度将随龄期的增长而增加。

2. 桩身

对于单一的以生石灰作为原料的石灰桩,生石灰水化后,石灰桩的直径可胀到原来所填的生石灰块体积的一倍,如充填密实和纯氧化钙的含量很高,则生石灰容重可达 $11\sim 12\text{kN}/\text{m}^3$ 。

生石灰吸水膨胀后仍然存在着相当多的孔隙,当把胀发后显得相当硬的石灰团用手揉捏时,水分就会被挤出来,石灰块会变成稠糊状。这一现象说明不能过多地依靠石灰桩本身的强度。经很多试验证明,石灰桩膨胀后的挤实作用使桩周土的孔隙比减小,土的含水量降低,形成一圈类似空心桩的较硬的土壳,它使土的强度提高。所以石灰桩的作用是使土挤实加固,而不是桩起承重作用。

(三) 设计与计算

石灰桩的桩径一般为 $15\sim 30\text{cm}$,具体桩径取决于成孔机管径。

桩距一般为3倍桩径。桩距太大则约束力太小。石灰桩可以梅花形或正方形布置。一般离桩的3~4倍桩径外,原状土得不到加固,故对大面积加固通常至少需要二排护桩。

实践证明,石灰桩加固软土地基可按一般复合地基的理论计算。由于建设速度的需要,设计时可只考虑桩身四周挤密土的早期强度,后期强度作为安全储备。

(四) 施工要求

1. 桩身变形模量 $E_s = 10000 \sim 30000 \text{kPa}$, $E_s = (3 \sim 5) E_c$ (E_c 为桩间土变形模量)。
2. 桩土应力比 $n = 3 \sim 10$ 。
3. 加固后土的含水量 w 下降 30% 以上。
4. 土的塑限含水量大幅度下降,土的液性指数 I_L 下降 30% ~ 45%。土的状态明显改变。
5. 土的天然容重 γ 增加 20% 以上,孔隙比 e 减少 15% ~ 40%。
6. 土的粘聚力 c 和无侧限抗压强度 q_u 提高 40% ~ 70%。
7. 绝对沉降量大为减少,仅为未加固天然地基的 $1/4 \sim 1/5$ 。差异沉降为 $3 \sim 5 \text{mm}$ 。沉降速率快,大部分在施工期完成。
8. 加固后的地基承载力为原天然地基承载力的 $2 \sim 3.3$ 倍。
9. 为约束石灰桩的向上胀发,可在桩孔内灌 80cm 厚的素土压顶。加固后地表层 50cm 是疏松的,故建造基础时应予开挖掉这疏松的部分。

(五) 质量检验

1. 桩身质量检验
 - 1) 挖桩检验与桩身取样试验。直接测定桩径、桩的外形、桩身材料分布情况及桩身密实度等,还可直接测定桩身强度。
 - 2) 采用静力触探、轻便触探、标贯试验等测定桩身质量。
 - 3) 荷载试验,有条件时可采用与桩身直径相同的静荷载试验。桩身质量的检验应采用随机抽样检查,抽样检查数量不小于总桩数的 2%,同时每台班至少抽样 1 根。
2. 桩间土检验
一般采用静力触探、标贯试验、轻便触探、旁压试验等原位测试手段,软土中也可用十字板试验,同时钻孔取样进行室内土工试验,测定加固前后的各项指标变化。但值得注意的是,桩间土的加固程度与距桩身的距离有关。
有资料建议试验孔和取样孔取桩位对角线 $1/4$ 的位置。
3. 复合地基质量检验
复合地基承载力可采用现场单桩或多桩复合地基荷载试验。一般采用单桩复合地基试验,即承压板面积等于单桩承担的加固面积。

三、碎石桩

(一) 简介

碎石桩是指用振动、冲击或水冲等方法在软弱地基中成孔后,再将碎石挤入土中

形成大直径的由碎石所构成的密实桩体。按其制桩工艺分为振冲(湿法)碎石桩和干法碎石桩两大类利用振动水冲法施工的碎石桩称为湿法碎石桩。各类碎石桩的主要特性见表2-41。

表2-41 各类碎石桩主要特性

名称		设备与工艺	制桩工效	桩长(m)	桩径(m)	挤密能力	环境影响
振冲碎石桩		专用振冲器水平振冲加水冲造孔,分层挤密填料	较快	20~25	0.6~1.2	强	泥浆污染
干法碎石桩	干振碎石桩	专用振动孔器水平振动造孔,分层振实填料	较快	≤6	0.4~0.7	强	无泥浆污染
	锤击碎石桩	重锤内击沉管,分层击实填料	中等	12~15	0.4~0.7	较强	
	振挤碎石桩	振动沉管法造孔,分层振实填料	较快	19~28	0.4~0.6	中等	

在复合地基的各类桩体中,碎石桩与砂桩同属散体材料桩,加固机理相似。随被加固土质不同机理而有差别,对砂土、粉土和碎石土具有置换和挤密作用;对粘性土和填土,以置换作用为主,兼有不同程度的挤密和促进排水固结的作用。碎石桩在工程中主要应用于以下几个方面:(1)软弱地基加固;(2)堤坝边坡加固;(3)消除可液化砂土的液化性;(4)消除湿陷性黄土的湿陷性。

(二) 作用原理

碎石桩是利用散体材料(碎石)填充到地基预成孔中,或者采用振冲设备,将散体材料充实到地基土中。充实到地基中的碎石具有一定的密实度并呈桩状分布,因而称碎石桩。碎石桩法一般用于处理松散砂或粘性土。

1. 对松散砂而言,利用振动或冲击将碎石压入砂中以减少孔隙比,提高相对密度,其效果如下:

1) 通过振动或冲击将碎石压入砂中,使砂基挤实到临界孔隙比以下,以防止砂土在地震或受振动时液化。

2) 由于形成强度高的挤密碎石桩,提高了地基的剪切强度和水平抵抗力。

3) 减少固结沉降。

4) 由于挤密使地基变均匀。

2. 对粘性土而言,由于形成了一定的间距的碎石桩和粘性土共同构成的复合地基,从而改善了基础地基的整体稳定性,其效果如下:

1) 增加了地基整体抗剪能力,可以提高承载力,防止地基产生滑动破坏。

2) 由于荷载产生桩间的应力集中,减少了固结沉降。

3) 由于密实的碎石桩的排水作用,可以提前完成剩余沉降。

4) 由于复合地基利用,可以减少差异沉降。

(三) 设计与计算

振冲法是以起重机吊起振冲器，启动潜水电机后，带动偏心块，使振冲器产生高频振动，同时开动水泵，使高压水通过喷嘴喷射高压水流，在边振边冲的联合作用下，将振动器沉入到设计深度形成桩孔，再向桩孔逐段填入碎石并逐段振密，从而在地基中形成一根大直径的密实桩柱体并和原地基土组成复合地基，使承载力提高，沉降减少。

在砂性土中，振冲起挤密作用，故称振冲挤密；在粘性土中，振冲主要起置换作用，故称振冲置换。

振冲法适用于处理砂土、粉土、粘性土、填土以及软土，但对不排水抗剪强度小于 20kPa 的软土要慎重使用，应通过现场试验确定其适用性。

1. 振冲碎石桩加固范围

加固范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，应大于基底面积。对一般地基，宜在基础外缘加宽 1~2 排桩；对砂土、粉土等可液化地基应加宽 2~4 排桩（不少于 5m）。

2. 桩位布置

一般采用正方形或正三角形布置。对大面积满堂处理，宜采用正三角形布置；对条形基础，设计时宜先考虑单排桩，若不能满足要求时，可布 2 排或 3 排桩。布桩时对多排桩宜采用正方形布置，也可布置成矩形或等腰三角形，对柱基宜用正方形布置，也可布置成矩形或等腰三角形，单柱柱基内最好布桩不少于 3 根。

3. 桩距

桩的间距一方面要保证复合地基承载力达到设计要求；另一方面又要避免桩距过小出现“串桩”，影响正常施工。一般桩距可取 1.5~2.5m，荷载大或原土强度低时，取小值；反之，宜取大值。对于桩端没达到相对硬层的短桩，应取小值。

4. 桩长

桩的深度一般应达到强度较高的下卧土层。当相对硬层的埋藏深度不大时，桩长应按相对硬层埋藏深度确定；当相对硬层的埋藏深度较大时，应按建筑物地基的变形容许值确定。桩长不宜短于 4m。在可液化地基中，当可液化土层不厚时，桩体应穿透整个可液化层，当可液化层较厚时，应按抗震处理深度确定。

5. 桩径

碎石桩直径取决于地基土质情况和成桩设备等因素。采用 30kW 振冲器成桩时，桩径一般为 0.7~1.0m；采用 75kW 振冲器或桩时，桩径一般为 0.8~1.2m。

6. 复合地基承载力

复合地基承载力标准值应按现场复合地基荷载试验确定，也可用单桩和桩间土的荷载试验。

(四) 施工工艺

1. 振冲碎石桩施工

1) 施工前准备工作

(1) 现场勘察了解场地的地形及周围环境。

(2) 了解场地的地质和地下水的情况,包括土层的分布情况及地基土的物理力学性质、地下水位及动态等。

(3) 对中大型工程或重要工程,应进行振冲试验,根据试验情况确定各项施工参数。

(4) 编写施工组织设计,合理布置现场,明确施工顺序、施工方法、计算所需的机具数量及所需耗用的水、电和填料等。

2) 桩身材料

碎石或卵石可选用自然级配,含泥量不宜超过 10%,材料的最大粒径不宜大于 80mm,对碎石常用的粒径为 20~50mm,粒径太大不仅容易卡孔,而且能使振冲大外壳强烈磨损。

作为桩体材料,碎石比卵石好,碎石之间咬合力比卵石大,形成的碎石桩强度高,而卵石作填料下料容易。

3) 施工机具

振冲法施工的主要机具有振冲器、起吊机械、水泵、泥浆泵、填料机械、电控系统等。

4) 施工顺序

施工顺序一般采用“先中间后周边”或“一边推向一边”的顺序进行。在软粘土地基中施工时,要考虑减少对地基土的扰动,宜用间隔跳打的方式。在既有建筑物邻近施工时,必须遵循图 2-58 所示的顺序,或者用功率较小的振动器施工。5) 施工工艺振冲碎石桩施工过程见图 2-59。

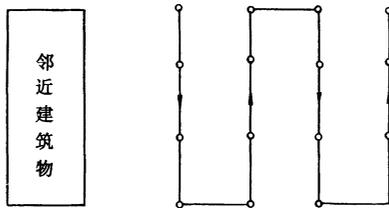


图 2-58 既有建筑物临近施工顺序

(1) 就位 施工机具就位,振冲器对准桩位,开动水泵,待振冲器下端水口出水后,启动振冲器,检查水压、电压和振冲器的空载电流是否正常,如图 2-59a)。

(2) 成孔 启动起吊机械,使振冲器以 1~2m/min 的速度下沉。成孔过程中应使振冲器保持铅直状态。当下沉过程中电流值超过额定电流值时,必须减速或者停止下沉,或者向上起振冲器,待电流下降后继续下沉。在成孔过程中要记录电流值、成孔速度和返水情况。当孔口不返水时,应加大水量。当振冲器达到设计处理深度以下 0.3~0.5m/min 时,开始往上起,直到孔口,如图 2-59b)。

(3) 清孔 成孔后孔内泥浆比重较高,填料在孔内的下降速度将减慢,甚至造成

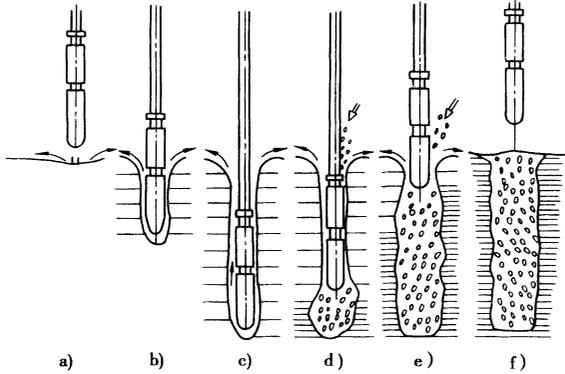


图 2-59 振冲法施工顺序示意图

淤塞。因此成孔后要留一定时间（一般 1~2min）进行清孔，如图 2-59c）。

（4）填料 清孔后，将振冲器提出孔口，即可开始填料。填料方式一般有两种：一种是把振冲器提出孔口往孔内加料，然后再放入振冲器振密，每次往孔内倒入约 0.15~0.5m 石料，分段填料分段振密，直到制桩结束；另一种是振冲器不提出孔口，只是往上提一些，使振冲器离开原来振密过的地方，然后往下倒料，再放下振冲器进行振密，如图 2-59d）。

（5）振密加固 利用振冲器将填入桩孔的石料不断挤入侧壁土层，同时使桩身填料密实。无论那种填料方式都应保证振密自孔底开始，以每段 30~50cm 长度逐段自下而上直至孔口，如图 2-59e）。

（6）成桩 振密加固到孔口时桩体形成，先关闭振冲器，再关闭水泵，如图 2-59f）。

6) 施工要点

（1）水压水量的控制。施工过程中，水量要充足，也不宜过多，以防塌孔。

（2）密实电流的控制。密实电流限定值应根据现场制桩试验确定，对常用的 30kW 振冲器，密实电流一般为 50~55A。

（3）砂量控制。加料宜勤加，但不宜太多。制桩时，一般孔底部分填料比其它部分多。

（4）在强度很低的软土地基中施工，要采用“先护壁，后制桩”的施工方法。即开孔时，先将振冲器沉到第一层软土层，然后加料振挤，把这些填料挤到软土层中，把这段孔壁保护住，接着再用同样方法处理下面的软弱层，直到加固深度。

（5）桩顶部约 1m 范围内，由于该处地基土的上覆压力小，施工时桩体的密实度很难达到要求。应将顶部的松散桩体挖除，或用碾压等方法使之密实，随后铺一层 300~500mm 的碎石垫层，并压实。

2. 干振碎石桩

干振碎石桩是对振冲碎石桩的一种改进，它可克服施工过程中及其后一段时间内

桩间含水量增加,导致强度降低及施工过程中大量排泥浆,污染环境的特点。干振碎石桩的主要设备是干法振动成孔器,见图2-60所示。

1) 适用条件

干振碎石桩适用于加固松散的非饱和粘性土(含水量 $w < 25\%$)、素填土、杂填土和二级以上非自重湿陷性黄土,加固深度6m左右,不适宜加固砂土和孔隙比 $e < 0.85$ 的饱和粘性土。

2) 施工工 2 艺干振碎石桩施工流程见图2-61。首先用振动成孔器成孔,将桩孔中的土挤入周围土体,提起振孔器,向孔内倒入约1m厚的碎石,再用振孔器进行捣实,要求达到密实电流并留振10~15s,然后提起振孔器。如此分段填料振实,直到形成碎石桩。

3. 锤击碎石桩施工

1) 施工设备

(1) 机架 塔架式或桅杆式,机架高度应根据桩长选用,一般8~15m。为保证导管处于铅直状态,机架应设置导向装置。

(2) 卷扬机 卷扬机两套,即主、副各一。卷扬机提升能力应大于冲锤和导管的重力与拔管阻力之和,一般主卷扬机25~35kN,副卷扬机为15~25kN。

(3) 电动机 电动机功率应与卷扬机配套。

(4) 导管 用厚壁无缝钢管制作。

(5) 冲锤。

2) 施工工艺

工艺流程图见6-13。

(1) 就位 机架就位,对准桩位,调平机架,置放导管,如图2-62a)。

(2) 制塞 在导管内投入一定量的碎石,形成一定高度的“石塞”,投料要适当,如图2-62b)。

(3) 沉管 用冲锤反复冲击导管内碎石石塞,由碎石与导管间的摩擦力带动导管与石塞一起下沉,直到设计深度为止。在冲击石塞料的沉管过程中,投料孔入土前必须封闭,如图2-62c)。

(4) 穿塞 沉管到位后,提开导管一定高度(最高300mm),用低冲程将石塞击出管外,并使其冲入管下一定深度;为确定石塞是否被冲击导管,可轻冲管底1~2次,如导管不随之下沉,可判断已经穿塞。

(5) 制桩 制桩包括提管、投料和击实三个过程,如图2-62e)。

在制桩过程中应严格控制每次提管高度,在淤泥质土层中应小于150mm,在一般

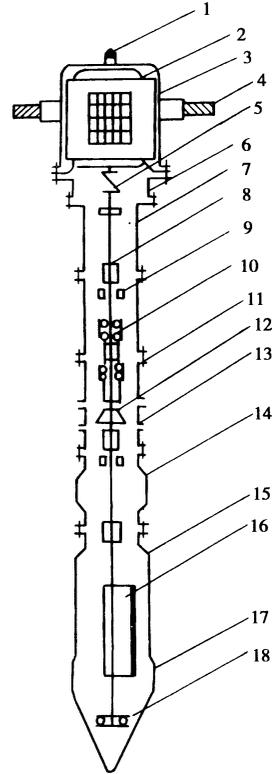


图2-60 干法振动成孔器

1-吊点滑轮;2-电动机;3-电机罩;4-返扭臂;5-联轴器;6-电机座;7-套管;8-传动轴;9-滚珠轴承;10-滚珠轴承;11-滚珠轴承;12-万向节;13-减振器;14-配重体;15-振动壳;16-振子;17-分动头;18-止推轴承

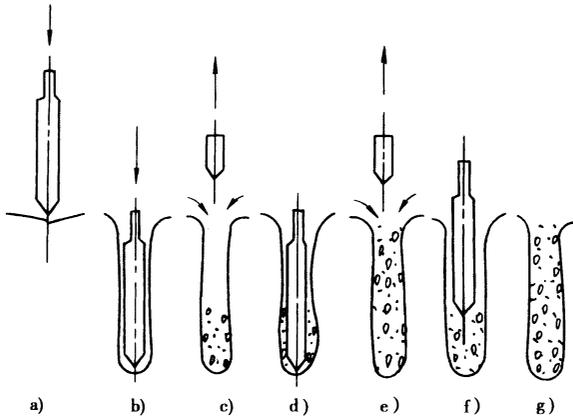


图 2-61 干振碎石桩施工流程

- a) 振孔器就位；b) 振动挤土成孔；c) 上提振孔器填料；
d) 振捣；e) 再提振孔器，填料；f) 再振捣；g) 形成碎石桩

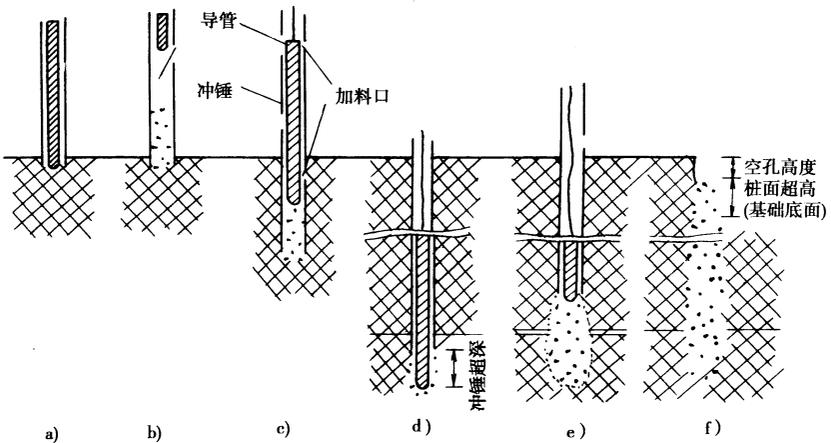


图 2-62 内击沉管法制桩工艺

粘土层中应在 300mm 左右。每次投料量以顺利击出管口并保证桩体连续为准，但要保证每米投石量。

每次击实时一般先轻击，后重击，锤底一般不超过管口。

(6) 形成桩体

制桩完成时，桩顶高程一般应高出基础底面 0.5 ~ 1.0m，这段高度称桩顶超高，以保证基底处的桩体和桩周土获得足够的密实度。超高部分在基础施工时挖除，如图 2-62f)。

(7) 表土处理

碎石桩施工完成后应对地基表面进行处理。处理方式如下：

- a. 对条基和独立柱基：将基底标高下 30cm 厚的加固土挖去，回填 30cm 厚的碎石垫层，并夯实。回填范围超出基础边缘 50cm；
- b. 对片筏基础：将基底标高下 50cm 厚的加固土挖去，回填 50cm 厚的碎石垫层，并压实，回填范围应超出基础边缘 100cm。

四、CFG 桩

(一) 简介

CFG 桩是水泥粉煤灰碎石桩 (Cement Flyash Gravel Pile) 的简称，由碎石、石屑、粉煤灰掺适量水泥加水拌合，用振动沉管打桩机或其它成桩机具制成的一种具有一定粘结强度的桩。桩体主体材料为碎石，石屑为中等粒径骨料，可改善级配。粉煤灰作为细骨料，可以和低强度水泥作用。通过调整水泥掺量和配合比，桩体强度可在 C5 ~ C20 之间变化，一般为 C5 ~ C10。

CFG 桩是在碎石桩的基础上发展起来的，属复合地基刚性桩，从严格意义上来说，应该是一种半柔半刚性桩。由实测资料表明，碎石桩主要受力作用区在 4 倍桩径范围内，沿桩长方向轴向和侧向应力迅速衰减。因此增加桩长对提高复合地基承载力效果不大。碎石桩的桩土应力比一般为 1.5 ~ 4.0，要提高复合地基承载力，只有提高置换率，但提高置换率，将给施工带来很多困难。

CFG 桩由于桩身具有一定的粘结性，故可全长范围内受力，能充分发挥桩周摩阻力和端承力，桩土应力比一般为 10 ~ 40，复合地基承载力的提高幅度较大，有沉降小、稳定快的特点。

CFG 桩可用于加固填土、饱和及非饱和粘性土、松散的砂土、粉土等。对塑性指数高的饱和软粘土使用应慎重。

(二) 作用原理

CFG 桩复合地基的加固机理包括置换作用和挤密作用，其中以置换作用为主。当 CFG 桩用于挤密效果好的土层时，既有置换作用，又有挤密作用，当用于挤密效果差的土层时，只有置换作用。CFG 桩与碎石桩的差别之一在于 CFG 桩可全长受力。当地基土质好，荷载又不大时，可将桩设计短一些；反之则将桩设计长一些。如果地基土很软，而荷载又大时，用柔性桩难满足设计要求，而 CFG 桩可通过应力集中现象来实现。

(三) 设计与计算

CFG 桩设计原则是充分发挥桩间土和桩体的承载力，从而达到提高地基承载力和减少变形的目的。对松散砂土地基可考虑施工过程中产生的挤密作用，对挤密效果差的地基可不考虑其挤密效果。

1. 设计步骤

(1) 根据地基土质、施工设备、布桩方式等条件初步确定桩径和桩距，由桩径和桩距求出置换率。

(2) 由要求达到的复合地基承载力确定桩长。

- (3) 桩身强度设计。
- (4) 配料设计。
- (5) 确定褥垫层厚度。

2. 设计内容

(1) 桩径 d

一般桩径为 350~400mm, 由施工设备的桩管决定。

(2) 桩距 L_p

桩距的大小取决于设计要求的地基承载力、布桩形式、土质与施工机具等。其值可参考表 2-42 选用。

表 2-42 桩距值选用表

	挤密性好的土,如砂土、粉土、松散填土等	可挤密性土,如粉质粘土、非饱和粘土等	不可挤密性土,如饱和粘土、淤泥质土等
单、双排布桩的条基	(3~5)d	(3~5)d	(4~5)d
含 9 根以下的独立基础	(3~6)d	(3.5~6)d	(4~6)d
满堂布桩	(4~6)d	(4~6)d	(4.5~7)d

注: d —桩径, 以成桩后桩的实际径为准

(3) 复合地基承载力

CFG 桩复合地基承载力可按下式确定:

$$f_{spk} = m \frac{R_k^d}{A_p} + \alpha\beta(1 - m)f_{sk}$$

或 $f_{spk} = [1 + m(n - 1)]\alpha\beta f_{sk}$

式中: f_{spk} ——复合地基承载力标准值;

m ——面积置换率;

n ——桩土应力比;

A_p ——桩体的断面积;

f_{sk} ——天然地基承载力标准值;

α ——桩间土强度提高系数;

β ——桩间土强度折减系数; 对于一般工程 $\beta = 0.9 \sim 0.95$, 对于重要工程或变形要求高的建筑物 $\beta = 0.75 \sim 0.9$;

R_k^d ——单桩标准承载力值。

(4) 单桩承载力

CFG 桩单桩承载力可按下式确定:

$$R_k^d = \frac{R_u}{K}$$

式中: R_u ——静载试验极限承载力;

K ——安全系数 取 1.5 ~ 1.75。

还可通过下两式计算确定(取以下两者计算结果较小者):

$$R_k^d = \eta R_{28} A_p$$

$$R_k^d = \left(U_p \sum q_{si} l_i + q_p A_p \right) / K$$

式中: η ——强度折减系数, 取 0.3 ~ 0.33;

R_{28} ——桩体 28 天立方体试块强度;

U_p ——桩周长;

q_{si} ——第 i 层土极限侧阻力, 按桩基技术规范有关规定取值;

q_p ——极限端阻力, 按桩基技术规范有关规定取值;

l_i ——第 i 层土的厚度;

K ——安全系数, 取 $K = 1.5 \sim 1.75$ 。

(5) 变形计算

CFG 复合地基变形包括三部分, 表示为:

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

式中: S_1 ——加固土体的压缩变形;

S_2 ——下卧层变形;

S_3 ——褥垫层变形, 其值很小, 一般忽略不计。

(6) 褥层厚度

一般取 10 ~ 30cm 为宜。

(四) 施工工艺

1. 施工顺序

打桩顺序有连打法、间隔跳打法。具体采用何种打法最好由现场试验来确定。

连打法易造成邻桩被挤碎或缩颈, 在粘性土中易造成地面隆起; 跳打法不易发生上述现象, 但土层较硬时, 在已打桩中间补打新桩, 可能造成已打桩被震裂或震断。

在软土中, 桩距较大可采用隔桩跳打, 但施工新桩与已打桩时间间隔不少于 7 天; 在饱和的松散粉土中, 如桩距较小, 不宜采用隔桩跳打; 满堂布桩时, 应遵循由“中间向四周”或“一边向一边”的原则。

2. 施工工艺

1) 沉管

(1) 桩机就位, 桩管保持垂直, 垂直度偏差不大于 1%;

(2) 若采用预制钢筋混凝土桩尖, 需埋入地表下 300mm 左右;

(3) 开始沉管, 为避免对邻桩的影响, 沉管时间应尽量短;

(4) 记录激振电流变化情况, 一般可 1m 记录一次。

2) 投料

沉管过程中可进行空中投料。沉管至设计标高后须尽快投料, 直到管内混合料与钢管投料口平齐。若投料量不够, 应在拔管过程中空中投料, 以保证成桩桩顶标高满

足设计要求。

3) 拔管

(1) 拔管前,应原位振约 10s 后再振动拔管。

(2) 控制拔管速度,一般 1.2~1.5m/min 较合适。拔管过快易造成局部缩颈或断桩;拔管太慢,振动时间过长,会使桩顶浮浆增厚,易使混合料离析。

对淤泥质土,拔管速度可适当放慢,拔管过程中也不宜反插留振。

(3) 桩管拔出地面后,应用粒状材料或用粘土封顶。

(4) 开槽及桩头处理

CFG 桩施工完成后 7 天即可开槽,若基坑深度不大于 1.5m 可采用人工开挖,当基坑深度大于 1.5m 时,可考虑人工和机械联合开挖,并通过试开挖确定预留人工开挖深度,一般人工开挖预留厚度,不宜小于 700mm,以避免对桩间土及桩产生不良影响。

4) 褥垫铺设褥垫厚度由设计设定,虚铺厚度按下式控制:

$$h = \frac{\Delta H}{\lambda}$$

式中: h ——褥垫层虚铺厚度;

ΔH ——褥垫层设计厚度、设计厚度;

λ ——压实系数,一般取 0.87~0.9。

褥垫层虚铺厚度比基础宽度大,其宽出的部分不宜小于褥垫层的厚度。

(五) 效果检验

1. 桩间土可采用标贯试验,静力触探、轻便触探等手段进行加固前后土的物理力学性能试验。

2. 桩体应进行静载荷载试验,经验成熟的地区也可结合使用动测法。

3. 复合地基应进行单桩或多桩复合地基静载荷试验。

第六节 深层搅拌桩

一、概述

深层搅拌法加固软土地基是利用水泥或水泥浆作为固结剂,通过特制深层搅拌机械,在地基深部就地把软土与固结剂强制拌和,使其成为具有较好整体性、水稳性,又能满足强度要求的加固土体。根据上部结构要求,可形成柱、壁及格栅等不同形式的加固土体。这些加固土体与天然地基形成复合地基,共同承担上部载荷。

此方法自 20 世纪中叶创造以来,已逐渐发展成为一种基础和支护结构两用,海上和陆地两用,浆体与粉体两用的软基处理技术。

我国 20 世纪 70 年代引入这一方法,并成功地应用于沿海、河、湖等地的滨海平原,河口三角洲湖积盆地周围的河、海、湖相沉积软土的处理工程中,取得了良好的

经济效益和社会效益。

到目前为止,此方法在国内,根据材料喷射状态,可分为湿法和干法两种。湿法以水泥浆为主,或加减水剂(木质素等)和速凝剂;干法以水泥干粉为主。两法各有相应的适应性和利弊。从概念方面看,前者搅拌较均匀,易于复搅,但加固体硬化时间长;天然含水量过高时,桩间土多余的孔隙水需较长时间才能排除。对后者来说,虽搅拌均匀性欠佳,难于全程复搅,但水泥硬化时间短,且在一定程度上降低了桩间土的含水量,在一定范围内提高了桩间土的强度。

随着改革开放的进一步发展,大量基建项目纷纷上马。在地基处理工程方面,深层搅拌法因其施工简单、高效、低成本等优点,早已获得了工程界人士的普遍认可。但因其理论研究远远落后于工程实践、工程中间分包商和施工队伍的迅速膨胀,国内工程界监理意识不强,又加上国内相应的法律法规不完善,使得工程质量得不到保证。屡屡出现问题,甚至有的造成了严重的工程事故。

总的说来,此方法虽存在着某些不足,仍不失为一种实用、经济、有效并值得大力推广应用的软土加固技术。

二、加固机理

(一) 加固机理

水泥浆与软粘土采用机械加固的基本原理,是基于水泥加固的物理化学反应过程。它与混凝土的硬化机理不同,混凝土的硬化主要是水泥在粗填料中进行水解和水化作用,因而凝结速度快。在水泥加固体中,因水泥的掺入比很小(一般为被加固土重 $7\% \sim 15\%$),水泥的水解和水化反应完全在具有一定活性的介质——土的围绕下进行,因而硬凝速度缓慢而作用复杂。一般认为,水泥加固软土主要产生水泥的水解水化、粘土颗粒与水泥水化物的作用以及碳酸化作用。

二、水泥加固土体影响因素的分析

影响水泥土抗压强度的因素很多,主要有下述几种。

1. 水泥掺入比

水泥掺入比 a_w 。通常指水泥重量与被加固土体天然湿重之比($\%$)。其影响情况见图 2-63 所示。水泥掺入比越大,其后期强度越大,在实际工程中,水泥掺入比以 $7\% \sim 15\%$ 为宜,过低不能满足工程要求,过高加固费用较大。

2. 龄期的影响

水泥土抗压强度随着加固龄期的增加而增长,其增长规律有两个特点:一是早期强度增长不明显(如 $7 \sim 14$ 天);二是强度增长主要发生在 28 天后,并且持续增长 100 天后才趋缓和。具体情况见图 2-64 所示。

3. 土质的影响

不同的土质虽然水泥掺入比相同,但水泥加固的强度也不同。国外有关研究表明,水泥土:加固的强度与土的含砂量有关,当含砂量为 $40\% \sim 60\%$ 时,加固土的强度达到最大值,故在加固软土时,在固化剂中可适当掺入细砂,既可提高加固的强度,又可节约水泥用量。

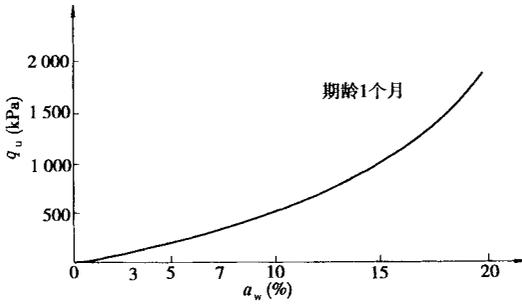


图 2-63 水泥掺入比与水泥土强度

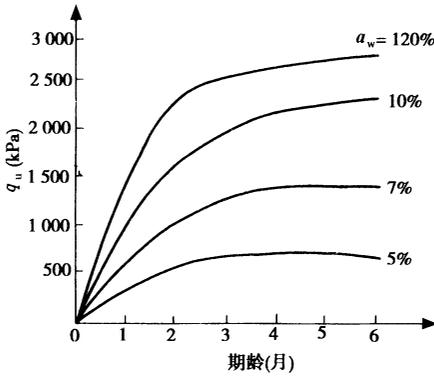


图 2-64 水泥土龄期与强度的影响

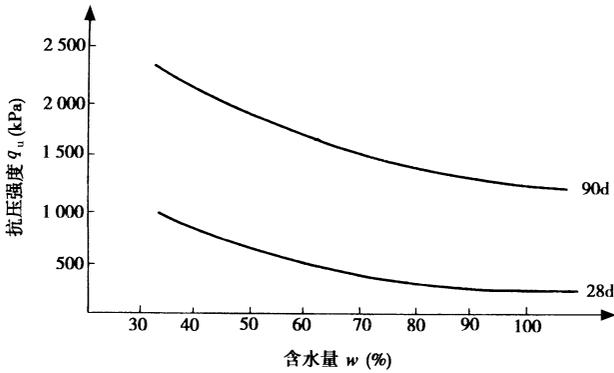


图 2-65 含水量对水泥土强度的影响

4. 土的含水量

天然土的含水量越小，水泥土的抗压强度越高。图 2-65 为不同含水量的淤泥质粘土掺入 12% 的水泥制块在不同龄期下测得的强度曲线。含水量对强度的影响还与水泥掺入比有关。

5. 土的化学性质

土的化学性质如酸碱度(pH值),有机质含量,硫酸盐含量等对加固土强度影响较大,酸性大(pH<7)的土加固后的强度较碱性土差,且pH值越小,强度越低,土中的有机质或腐殖质会使土具有酸性,并且会增加土的水溶性和膨胀性,降低其透水性,影响水泥水化反应的进行,从而降低加固土的强度。

6. 水泥品种与标号

水泥品种与标号对水泥土强度,都有一定的影响。在其它条件不变时,普通水泥标号每增加100号,可使水泥土强度提高约20%~30%。

7. 外掺剂对强度的影响

不同的外掺剂对水泥加固土的强度有着不同的影响,选择合适的组合配比的外掺剂可提高水泥加固土的强度或节约用量。国内常用的外掺剂,如货源广、价格低的木质素、硫磺钙减水剂,对水泥加固土早期的强度有增强作用的早强剂,如石膏、三乙醇胺等。

8. 水泥与土搅拌效果的影响

被加固的土体破碎得越细,水泥与土强制搅拌越充分,水泥分布在土中越均匀,则水泥的强度越高,否则会使水泥土强度离散性较大。

三、设计与计算

(一) 复合地基设计与计算

1. 水泥土搅拌桩特征

水泥土搅拌桩在垂直荷载作用下,其承载力取决于桩身水泥土强度和土对桩的承载力。

水泥土桩桩身强度与加固时使用的水泥标号、水泥用量、被加固土的性质和含水量,以及养护龄期等因素有关。试块100天龄期的无侧限抗压强度一般可达1~3MPa,变形模量可达150~450MPa。

土对桩的承载力是由桩侧摩阻力和桩端阻力所组成。在桩端未穿透软层时,桩侧摩阻力发挥主要作用。在桩的载荷试验曲线上,表现为初始直线段平缓;当桩侧摩阻力达到极限值后,曲线坡度急剧变陡,桩很快达到极限荷载。当软土层较薄时,设计时应将桩端进入硬土层,以便发挥桩端的端承作用。

由水泥土搅拌桩和软土所组成的复合地基的承载力,由桩与桩间土共同承担。对摩擦型搅拌桩而言,若桩距很小,则每根桩就不能发挥其单桩的承载力作用,此时需按桩群作用原理进行考虑。

2. 水泥土搅拌桩单桩容许承载力的设计计算

单桩容许承载力 P_a 可根据式(2-32)和式(2-33)进行计算而取其较小值,或根据载荷试验确定。

$$P_a = A \frac{f_{cu}}{2K} \quad (2-32)$$

或

$$P_a = q_s SL + \alpha A [R] \quad (2-33)$$

式中： f_{cu} ——室内水泥土试块的无侧限抗压强度 (kPa)；

K ——水泥土强度安全系数，一般取 1.25 ~ 1.6；

A ——单桩截面积 (m²)；

Q_s ——桩侧土的平均容许摩阻力 (kPa)；一般淤泥取 5 ~ 8kPa，淤泥质土取 8~12kPa，软—可塑粘性土取 12 ~ 15kPa；

S ——桩周周长 (m)；

L ——桩长 (m)；

$[R]$ ——桩端地基土的容许承载力 (kha)；

α ——桩端土支承力的折减系数，当桩为摩擦型时 $\alpha = 0$

进行单桩设计时，从经济方面考虑，应使桩身强度与土对桩的支承力相接近。因此，设计时要确定水泥掺入比和桩长二个参数。

1) 根据上部建筑物对地基要求，选定单桩承载力 P_a ；再根据式 (2-33) 求得桩长 L ；又根据式 (2-32) 求得 f_{cu} 值，然后根据水泥土室内强度试验资料，求得相应于强度 f_{cu} 的水泥掺入比 α_w 。

2) 当场地工程地质或施工条件等因素限制深层搅拌加固深度时，可先确定桩长，按式 (2-33) 计算单桩容许承载力 P_a ，再求水泥掺入比 α_w 。

3) 当加固深度不受限制时，也可根据水泥土室内强度试验资料先确定水泥掺入比 α_w ，再求得水泥土强度 f_{cu} 。从而根据 f_{cu} 按式 (2-32) 计算单桩容许承载力 P_a ；最后根据 P_a 按 (2-33) 计算桩长 L 。

3. 水泥土搅拌桩复合地基的设计计算

水泥土搅拌桩复合地基容许承载力 R_a 。可根据式 (2-34) 进行计算，或根据现场复合地基的载荷试验确定。

$$R_a = \frac{P_{am}}{A} + \beta P_s (1 - m) \quad (2-34)$$

式中： m ——水泥土搅拌桩的置换率 (%)；

P_s ——桩间软土的容许承载力 (kPa)；

β ——桩间软土承载力的折减系数，对摩擦型桩取 $\beta 0.5 \sim 1.0$ ；对摩擦支承型桩取 $\beta < 0.5$ ；

水泥土搅拌桩复合地基设计，包括水泥土搅拌单桩设计，搅拌桩桩数计算，桩的平面布置、地基强度与沉降的验算。

按上述方法，根据式 (2-32) 和式 (2-33) 求得设计单桩承载 P_a ，由式 (2-34) 求得设计要求的复合地基承载力 R_a 。

具体设计步骤如下。

1) 根据式 (2-32) 和式 (2-33) 求得设计单桩承载力 P_a ；再根据上部结构总荷载及基础底面积，求得设计要求的复合地基承载力 R_a 从而由式 (2-34) 求得水泥土搅拌桩的置换率 m ，即：

$$m = \frac{R_a - \beta P_s}{P_a / A - \beta P_s} \quad (2-35)$$

2) 根据桩数 n 进行桩的平面布置, 而

$$n = \frac{Fm}{A} \quad (2-36)$$

3) 当桩的置换率较大(一般 $m > 20\%$), 且非单行竖向排列时(对摩擦型桩而言), 应用式(2-34)进行地基强度验算, 对有特殊要求的建筑还应进行沉降验算, 沉降验算方法与一般刚性群桩基础相同。

4) 变形计算

由于水泥加固土体强度较高, 因此, 单桩体或复合地基中的单桩体的变形可以忽略不计, 在有效加固深度范围内的加固地基按桩基考虑, 加固体以下的地基按天然地基进行计算。

5) 稳定计算

复合地基的平均抗剪强度按下式计算:

$$\tau_0 = m\tau_c + (1 - m)\tau_0 \quad (2-37)$$

式中: m ——水泥石搅拌桩置换率;

τ_c ——水泥加固土的抗剪强度;

τ_0 ——原地基的抗剪强度。

加固后的地基稳定问题, 可按上式计算平均抗剪强度, 用圆弧滑动法进行分析。

(二) 水泥石支挡结构

深层搅拌桩和粉喷桩可用于深基坑支挡作用的连续壁。它具有高度的止水性, 不影响邻近的建筑物地基, 不仅可做挡墙亦可作为止水墙。

1. 重力坝式挡墙

在我国主要为重力坝式挡墙, 一般做成格栅形式。这种支挡结构不透水, 不设支撑, 使基坑能在敞开的条件下开挖。但这种支挡样宽度较大, 需要有足够的施工场地。若基坑开挖深度过深, 挡墙的水平位移也较大, 甚至会出现沉降台阶。因此在场址狭窄或开挖深度很大时, 采用重力式水泥石挡墙有一定的困难。因此, 人们在生产实践中又发展了插入毛竹的加筋水泥石挡墙以及拱形水泥石挡土结构等。

2. 毛竹加筋水泥石挡墙

重力式挡墙在水土作用下, 一侧受拉, 另一侧受压。由于水泥石的抗拉强度很低, 很易开裂, 若在受拉一侧插入数根毛竹, 可以大大提高水泥石墙的抗拉能力。由于毛竹具有一定的柔性, 与水泥石的接触面大, 因此其效果大于钢筋。但在已搅拌的水泥石桩中插入毛竹有一定的困难, 需要借助于搅拌头的压力。

3. 拱形水泥石挡土结构

如果把水泥石搅拌桩排成拱形, 则其受力情况大为改观。这时拱壁水泥石材料基本受压, 因此水泥石的强度得到了充分发挥, 同时其止水性能也得以提高。具体设计时, 可在拱脚处设置两根钻孔灌注桩, 并在桩头浇筑钢筋混凝土承台, 土推力可通过这两根拱脚桩传递到支撑上。

(三) 复合地基沉降计算

复合地基的沉降变形主要是由两部分组成,一部分为被加固区域的沉降变形(S_1),另一部分为被加固区域下部未被加固土体部分的沉降变形(S_2)。

即有总沉降量(S):

$$S = S_1 + S_2$$

对于 S_2 ,一般采用传统的分层总和法进行计算,而对于 S_1 ,我们倾向于采用比较简单的复合模量法进行计算,以便与生产中应用。

$$E_f = mE_c + (1 - m)E_s \quad (2-38)$$

式中: E_f ——复合地基复合模量;

E_c ——深层搅拌桩或粉桩桩体变形模量;

E_s ——桩间土压缩模量;

m ——置换率。

$$\text{则} \quad S_1 = \sum_{i=1}^n \frac{P_i H_i}{E_f}$$

式中: P_i ——第 i 层复合地基上基底的附压力;

H_i ——第 i 层被加固的复合地基土层厚度。

四、施工方法

(一) 深层搅拌桩(湿法)

1. 施工机械设备

国外的搅拌机械,有陆上和水上专用的、深层和浅层搅拌专用的、多轴和单轴的、单轴叶片喷浆和双轴中心喷浆等多种型式。我国首台专用SJB--1型搅拌机就是双搅拌头、中心管输浆方式的中型机械,有电机减速器、搅拌头、中心管、输浆管、单向球阀等重要部件。

它采用两台30kW的潜水电机,经二级行星齿轮减速驱动搅拌轴而使搅拌叶片旋转,固化剂被注入被加固土中是通过灰浆泵自中心管下端管口压开单向球阀实现的。搅拌机和吊装机以导向系统配合使用。搅拌头作为一重要部件,它直接影响水泥浆和软土的拌和均匀程度,决定着地基的加固效果。此外,还需要搅拌机、起重机等配套设备。

2. 施工顺序

1) 就位

起重机悬吊深层搅拌机到指定桩位对中,当地面起伏不平时,应注意使起重机保持平衡。

2) 预搅下沉

启动搅拌机械,沿导向架搅拌下沉。

3) 制水泥浆

下沉到一定深度后,开始制备水泥浆,并注入集料斗中。

4) 喷浆搅拌

搅拌机下沉至设计深度后,提升 20cm,开启灰浆泵将水泥浆压入土中,边喷浆边旋转,同时严格按预定提升速度提升搅拌机。

5) 重复上下搅拌

为使水泥土拌和均匀,可再将搅拌机边旋转边沉入土中,到设计深度后再提升出地面。至此,一根柱状加固体完成了。

3. 施工注意事项

1) 预搅时,应使土体完全破碎,以利于同水泥浆拌和均匀。

2) 制备的水泥浆不能离析,因而水泥浆应在制浆机中不断搅拌,直至压浆时,才可缓慢地将其注入集料斗中。

3) 预搅下沉时,尽量避免采用水冲下沉,只有遇硬土层下沉太慢时,才可适量冲水。

4) 为确保加固强度和加固体的均匀性,压浆阶段不容许出现断浆现象,输浆管道不能发生堵塞,并严格控制搅拌机的提升速度,当掺入比 α_w 和灰浆泵的排浆量确定后,提浆速度, v (m/min) 由下式决定:

$$v = \frac{\gamma_d Q}{F \gamma \alpha_w} \quad (2-39)$$

式中: Q ——灰浆泵排浆量 (m^3/min);

γ_d —— γ 分别为水泥浆和土的容重 (kN/m^3);

F ——一次加固面积;

α_w ——水泥掺入比;

α_c ——水灰比,一般为 0.4~0.55。

水泥掺入比 α_w 的控制应由搅拌机的提升速度来实现,复搅时也要严格控制升降速度。

5) 当桩顶设计标高与现场地面标高相近时,应特别注意桩头搅拌质量,可待搅拌机提出地面停机后,再利用其自身重量对桩顶加固土层加压以保证桩顶的密实性。

6) 如果设计要求相邻加固体搭接或施工壁状加固体时,相邻桩体的施工间隔不得超过 24 小时,原则上每一施工段宜连续施工。

7) 取样检验。一般可在成桩后两周内,对桩状加固体进行开挖,自开挖外露体中取样,测定现场加固体强度。因现场条件复杂,搅拌均匀程度肯定不及室内试验,所以现场强度一般认为是室内强度的 1/3~2/3 左右。

(二) 粉喷桩(干法)

1. 施工机械

1) 概述

粉体喷射搅拌法使用的机械设备由主机和加固材料供给机组成。

主机将加固材料喷入地基,进行混合搅拌。主机安装在简单的前后和左右均能移动的设备上。主机基本都能在软弱地基上通行,特别是提起搅拌轴后,向未加固地基

移动时,设备需要有充分的稳定性和行动能力;为此开发了含主机轴在内的专用设备。

加固材料供给机为连续稳定地供给粉体加固材料的装置。

2) 主机

粉体喷射搅拌法以加固桩径 500mm,单轴施工为标准。粉喷桩机的主要特点如表 2-43 所示。标准性能如表 2-46 所示。

表 2-43 粉喷桩机的主要特点

项 目	单 轴 机	双 轴 机
机械	DJM1070	DJM2070(L) DJM2090(L)
适用性	适用于小规模工程	一般工程或加固深度较大的工程
行走方式	使用油压千斤顶移动装置 横向移动型	双带车辆型
驱动方法	驱动装置固定在导管最底部,搅拌轴通过上下移动的夹具在导管下部数米处相连,作上下移动	驱动装置固定在导管最底部,边旋转边驱动
搅拌叶片		

表 2-44 粉喷桩加固材料供给机标准性能

机 种	DJM1070	DJM2070 2070L	DJM1090 2090L
有效储藏量(m^3)	2	2×2	2×2
供给能力(kg/min)	20~120	(2~120)×2	(2~120)×2
空气消耗量(m^3/min)	2~9	(2~9)×2	(2~9)×2
最大使用空气压($10^5 Pa$)	7.0	7.0	9.8
尺寸(mm)			
(全长×全宽×全高)	2400×2500×3600	4400×2500×3650	400×2500×3650
整体重量(kg)	3000	5100	5600

3) 加固材料供给设备

加固材料供给设备包括空压机、粉体发生器和输灰管。

2. 施工顺序

先确定主机位置和搅拌轴的垂直度,然后旋转搅拌轴,贯入到预定的深度。此时并不喷射加固料。为不堵塞喷射口,需连续不断地喷出压缩空气。实验表明:贯入时喷射压缩空气可提高贯入速度,减小贯入阻力。

搅拌叶片下沉到预定深度后,边提升边喷射加固材料。加固材料量的控制是由粉体发生器中材料喷出量和搅拌叶片的提升速度的关系决定的。

当必须改变加固材料的含量时,由于施工管理精度等因素,一般应设在 2~3 层土层内(每一层厚约 3m)。

对于高灵敏度地基的加固,贯入搅拌造成的强度降低,有时使地基产生液化,在搅拌轴周围产生不能保证回收空气的空隙,此时液化土会喷到地面上来,因此在贯入

时要喷射全部或部分加固材料,以改善土的稠度,确保回收空气的空隙。

施工中往往出现不可预测的事情,从充分考虑不确定因素出发,在施工前应先做试验,以确保施工事项(加固材料的喷射方法、下沉和提升速度等)。

五、工程实例

(一) 提高桥台地基承载力实例

1. 概况

该实例为合(肥)徐(州)高速公路南段跨淮南线铁路立交桥桥台地基处理,其地层上部7.5m为软-可塑粉质粘土,天然地基承载力标准值为150kPa,以下为强-中风化泥质砂岩,天然地基承载力标准值为500kPa,采用粉体喷射搅拌桩对上部7.5m软土进行加固处理,形成复合地基,以提高地基承载力。

2. 设计参数

根据要求,处理后复合地基承载力必须大于或等于300kPa,根据地质条件及基础埋深要求,粉喷桩有效桩长为5.0m(实际施打5.5m,其中0.5m为保护桩头,空桩2.0m)。设计粉喷桩直径为0.5m。

1) 计算单桩承载力

采用式(2-33)计算:

$$P_a = q_s SL + \alpha A [R]$$

其中:

$$q_s = 12\text{kPa}$$

$$L = 5.0\text{m}$$

$$S = 2\pi r = 1.57$$

$$A = \pi r^2 = 0.19635$$

$$[R] = 500\text{kPa}$$

$$\alpha = 0.6$$

以上述各值代入上式,则:

$$\begin{aligned} p_a &= 10 \times 1.57 \times 5 + 0.6 \times 0.19635 \times 500 \\ &= 94.2 + 58.9 \\ &= 153.1\text{kPa} \end{aligned}$$

2) 确定水泥掺量

由(2-32)式

$$P_a = f \frac{A}{2K}$$

则,并取 $K = 1.25$

$$\begin{aligned} f_{cu} &= \frac{P_a \cdot 2K}{A} = \frac{153.1 \times 2.5}{0.19635} \\ &= 1949.33\text{kPa} < 2.0\text{MPa} \end{aligned}$$

即桩体抗压强度不小于2.0MPa,根据加固土性质情况室内配合比试验及以往经

验,水泥掺量应不小于 13%。

3) 置换率 m 计算

根据 (2-34) 式

$$R_a = \frac{P_{am}}{A}$$

$$\beta P_s (1 - m)$$

取: $R_a = 300\text{kPa}$; $P_s = 150\text{kPa}$; $\beta = 0.5$

则:

$$m = \frac{(R_a - \beta P_s)A}{P_a - \beta A P_s}$$

$$= \frac{(300 - 0.5 \times 150) \times 0.19635}{153.1 - 0.5 \times 150 \times 0.19635}$$

$$= 32\%$$

4) 计算桩距

$m = A/A_0$ (A_0 —单根桩处理面积)

$A_0 = A/m = 0.19635/32\% = 0.6136\text{m}^2$

若按正方形布桩,则桩距为 0.785m,设计时采用梅花形布桩,桩距 0.8m,行距 0.75m,设计置换率为 $0.19635/0.8 \times 0.75 = 32.7\%$ 。

因此该桥台地基粉喷桩加固处理方案的设计参数为:桩长 5.5m (有效桩长 5.0m,保护桩头 0.5m),桩径 0.5m;梅花形布桩,桩距 0.8m,行距 0.75m,采用 425 普硅水泥,掺水泥量为 13%。

3. 现场静载荷试验

施工结束 30 天后,在工程桩中随机抽了 3 根进行单桩复合地基静载荷试验,载荷载板尺寸为 $0.85\text{m} \times 0.785\text{m}$,采用堆载慢速加荷法,分 9 级加荷,首级加荷 50kN,以后每级 40kN,结果发现在破坏之前,沉降均很小,9 级加完后,仍未破坏,又增加两级,至 730kPa 时,S 曲线出现陡降,发生破坏,开挖观察,桩身压碎,取其前一级 660kPa 为复合地基极限承载力,安全系数 K 取 2,则复合地基承载力为 330kPa,大于设计要求的 300kPa,满足要求。

该粉喷桩于 1998 年 10 月施工,现早已建成通车,运行情况良好。

(二) 粉喷桩加固桥墩地基深厚软土实例

1. 概况

该实例为贵池市沿江公路江大段中 K_{8+408} 处一座小桥基础,桥墩下地层为 20m 厚的淤泥,其天然地基承载力仅 60kPa,设计采用粉体喷射搅拌桩进行加固处理,由于软土较深,设计时考虑只对上部一部分进行处理,形成硬壳层,即摩擦型复合地基。

2. 设计参数

根据要求,经过粉喷桩处理后,复合地基承载力必须大于或等于 150kPa,设计粉喷桩直径为 0.5m,采用梅花形布桩,桩距 0.9m,行距 0.8m,即置换率 m 为 27.27%。

1) 计算单桩承载力

采用式(2-34)

$$R_a = \frac{R_a m}{A} + \beta P_s (1 - m)$$

因此

$$P_a = \frac{[R_a - \beta P_s (1 - m)] A}{m}$$

取 $R_a = 150\text{kPa}$, $m = 27.27\%$, $P_s = 60\text{kPa}$, $\beta = 0.8$

$$\begin{aligned} \text{则: } P_a &= \frac{[150 - 0.8 \times 60 \times (1 - 0.27)]}{0.2727} \times 0.19635 \\ &= 22.57 / 0.2727 = 82.76\text{kPa} \end{aligned}$$

2) 桩长计算

根据式(2-33)

$$P_a = q_s S L + \alpha A [R]$$

$$\text{有: } L = \frac{P_a - \alpha A [R]}{q_s S}$$

取 $[R] = 60\text{kPa}$, $q_s = 8\text{kPa}$, $S = 1.57$, $\alpha = 0.6$ 。

$$\begin{aligned} \text{则: } L &= \frac{82.76 - 0.6 \cdot 0.19}{8 \cdot 1.57} \\ &= 6.0\text{m} \end{aligned}$$

3) 确定水泥掺量:

根据式(2-32)

$$p_a = A \cdot \frac{f_{cu}}{2K}$$

取 $K = 1.25$

$$\begin{aligned} \text{则: } F_{cu} &= \frac{P_a \cdot 2K}{A} = \frac{82.76 \times 2.5}{0.19635} \\ &= 1053.73\text{kPa} = 1.1\text{MPa} \end{aligned}$$

根据加固软土的土质情况、室内配合比试验和经验,水泥掺量应不小于 11%, 实际设计时水泥掺为 12%。

因此该桥墩地基粉喷桩加固处理方案的设计参数为:

桩长 6.5m (有效桩长 6.0m, 保护桩头 0.5m, 空桩 2.5m), 桩径 0.5m, 采用 425 普硅水泥, 掺水泥量为 12%, 置换率 m 为 27.27%, 梅花形布桩, 桩距 0.9m, 行距 0.8m。

3. 现场静载荷试验:

粉喷桩施工结束 30 天后, 在工程桩中进行了 3 组单桩复合地基载荷试验, 载荷

板尺寸为 $0.85\text{m} \times 0.85\text{m}$ ，采用堆载慢速加荷法试验，分 8 级加荷，首级加荷 45kN ，以后每级 25kN ，从 P—S 曲线看，其为一条缓变形曲线，取 $s/b = 0.01$ ，即沉降 8.5mm 所对应的荷载为复合地基承载力，则复合地基承载力为 165kPa ，大于设计所要求的 150kPa ，满足设计要求。

该粉喷桩工程 1997 年 5 月施工，1998 年即建成通车，效果较好，至今没有发现任何问题。

六、深层搅拌桩（复合地基）质量检测

目前对深层搅拌法复合地基的测试手段繁多，方法各异，但主要是套用已有的基桩测试手段（如静载、低应变动测等）或采用工程勘察中的某些测试技术（如静探、钻探取芯等）。

1. 静力触探

在成桩一定时间内，可利用静力触探技术来探测桩身强度沿深度的变化，但目前尚无定量的指标，因而此法只能粗略反映被测点周围的桩身强度沿深度的变化情况，而无法反映基桩的承载力及桩身完整情况。

2. 钻探取芯及标准贯入试验

对搅拌法基桩采用钻探取芯以检验其搅拌均匀性，或进行标贯试验，再结合同类工程经验或参照经验公式来大致评价搅拌法基桩的桩身强度情况。

3. 轻便触探法

轻便触探法是在搅拌桩，施工 7 天内用 N_{10} 击数来评价桩体搅拌均匀性和桩身强度的。但由于贯入深度的限制，这种方法往往只能对桩头及桩身上部的质量作出评价。

4. 静荷载试验法

静荷载试验对搅拌桩检测，按试验对象可分单桩与复合地基试验。单桩试验是以单根搅拌而成的基桩作为试验对象，而复合地基荷载试验是依据具体工程的置换率，将一根桩及其能承担的处理面积作为试验对象的。荷载试验可以根据一定时间内沉降与荷载之间的关系确定容许承载力值。

5. 低应变测试法

目前，低应变技术主要用于各种类型灌注桩的质量普查工作。低应变方法的理论基础为线性振动理论，它认为桩与桩间土组成的振动系统是一个线形振动系统。在低应变范围内，桩土体系的特征参数在测试的时间内可以是固定不变的，且桩身材料特性与桩周土的性质决定了桩土体系对外界激振的响应是唯一的。

总之，目前对搅拌法复合地基的检测方法众多，也就造成了实际检测中的混乱现象，不少测试单位往往根据人为要求来选择测试手段，从而使得检测结果难以说明问题。在众多的测试方法当中，对搅拌法地基测试工作来说，单项测法可能只反映了复合地基的某一方面特性（见表 2-45）。

综合考虑以上方法的优缺点，一般认为，对深层搅拌法的复合地基测试，宜选用复合地基静荷载法结合低应变动测法进行。作出这种选择有以下几种理由：

1. 复合地基静荷载试验,可以综合反映桩与土的共同作用结果,在一定程度上体现复合地基的应力与变形关系。然而,一定时限内的复合地基荷载试验能够反映的地基承载力的深度是有限的,也就是说,复合地基荷载试验的影响深度是有限的。因而要想对影响深度以下的,为控制沉降而设置的那部分桩身质量作出评价,荷载试验便无能为力了。也就是说,只采用静荷载试验法,很难对深层搅拌法复合地基的质量作出全面合理的评价。

表 2-45 各种复合地基评价方法比较

测试手段	反映内容	精度标准	不足之处
轻探(B_{10})	桩身浅部强度	经验方式	只反映桩身浅部强度:无法反映深部强度与桩身的完整性
标贯($N_{63.5}$)	桩身浅部强度	同类工程经验或经验公式	只反映桩身强度;无法反映桩身的完整性
静力触探	桩身强度	同上	同上
静荷载试验	桩身强度	规范	同上
低应变	桩身完整性	参照同类规范	反映桩身完整性

2. 轻便触探法只能粗略评价桩身浅部强度,而对较深部位的桩体无法作出评价。
3. 规范推荐的利用单桩静荷载试验评价搅拌法基桩的桩身质量,大量工程实践证明,在龄期不足的情况下,单桩试验结果往往难以达到理论计算值。
4. 由于搅拌桩桩体强度较低,采用低应变测试方法检测效果较差。

第七节 干振复合桩

一、概 述

在公路的建设中常遇见小型构造物承载力不能满足设计要求的情况。桥梁墩台扩大基础下的软弱层,通常在地表以下 2~8m 范围内,常规的处理方法都存在不同程度的问题。一、采用换填法易造成基坑坍塌,填料无法压实,造价高。二、采用钻孔灌注桩群桩基础,结构下部工程造价远大于上部,造价更高,极不合理。但采用干振复合桩复合地基则很容易解决上述问题。

干振复合桩是在碎石桩、粉喷桩、CFG 桩基础上发展起来的一种新工艺。

干振复合桩的加固机理:一、振动挤密地基(下套管),二、加无水复合材料,吸收地下孔隙水,加速土体固结,三、振动拔管(一次振捣密实散体桩料),进一步振密桩间土,四、桩机移位施打下一根桩(对相邻桩及桩间土形成再次振捣密实作用),五、散料桩体通过吸水,水化、硬化形成低标号混凝土桩。经以上作用,便在加固区域形成了以复合桩为增强体的复合地基形式。

干振复合桩复合地基的优点在于：一、施工机具小型化，施工速度快，就位精度高，相对其它复合地基而言，其施工工艺较为合理。二、复合桩复合地基既能有效提高桩间土的力学及物理化学性质，还能因为其适中的强度（一般单桩承载力 40 天强度为 1~3MPa；而 CFG 桩强度较高，常用强度在 10MPa 以上，双灰桩强度过低，一般仅为 600kPa 左右），使桩土之间形成理想的桩土应力关系，进而充分发挥桩间土的承载力。三、复合桩复合地基的工程造价较低，一般相同桩体设计强度下同体积的材料价格为 CFG 桩的 60% 左右；相同地基设计承载力条件下，工程总造价为 CFG 桩的 85% 左右。

二、复合桩材料的力学性能及其配合比

很多火山灰材料与石灰混合可以形成胶凝系统，虽然硬化后强度并不是很高，但属于水硬性材料，在有水存在的情况下，随时间延长强度有比较明显的增长，并且有比较好的耐久性。

本节将介绍以工业废渣粉煤灰等火山灰材料为主要成分，以石灰、硫酸盐类工业废渣为激发成分，以砂、石或其它颗粒状的工业废渣为骨料，用于配制低强度混凝土桩来加固软土地基的研究结果与应用情况。由于桩体材料中的粉煤灰、石灰等材料是一种比表面积非常大的粉体，可吸附比较多的水分，因此在应用时以干料成桩，一方面吸收桩间土的水分，另一方面桩体吸收水分后由于火山灰反应可使桩体具有比较高的强度，最终显著提高地基的承载力。

粉煤灰、石灰系统很早就被人们用来加固软土地基或用于公路路基处理，由于强度比较低，特别早期强度发展缓慢，大多数情况下还需要掺加一定量的水泥。在国外，人们将粉煤灰—石灰混凝土简称为 LFA (Lime - Flyash - Aggregate)，如果掺加有水泥则简称为 LCFA (Lime - Cement - Flyash - Aggregate)。大量的研究结果显示，硫酸盐可以加速火山灰，石灰的反应速度与反应程度，粉煤灰—石灰—硫酸盐系统对于粉煤灰的火山灰活性发挥也同样有效，由于很多硫酸盐类工业废渣都可以利用，不仅来源广泛，而且分布也比较分散，有利于该胶凝系统在软土地基加固和路基处理等土木工程中的应用。本节将着重介绍粉煤灰—石灰—硫酸盐混凝土的一些性质与应用情况。为了统一起见，将粉煤灰—石灰—硫酸盐混凝土 (Flyash - Lime - Sulphate Concrete) 称为粉煤灰石灰硫酸盐材料。桩体简称为干振复合桩。

按桩体材料划分，复合桩属于混凝土类桩；按桩体的刚度来划分，复合桩可视为半刚性桩；根据粘结强度的高低，当龄期超过 28 天后，复合桩可视为高粘结强度桩。复合桩用于软地基加固，将具有非常明显的技术和经济优势。

(一) 桩体构成材料的物理化学性质

复合桩体材料是以粉煤灰—石灰—硫酸盐为基本胶凝体系，可按一定比例与砂、石（或颗粒状工业废渣）水拌合，经水化、硬化而形成的具有一定强度的人造石。桩体构成材料的物理化学性质对桩体强度及其加固效果影响非常明显，对各构成材料的物理化学性质进行一定的控制与调整，将有利于提高这一新型桩体的技术与经济优势。

1. 粉煤灰

1) 粉煤灰的来源

粉煤灰又称飞灰，顾名思义粉煤灰是指一种颗粒非常细以致能在空气中流动并能被特殊设备收集的粉状物质。通常所说的粉煤灰是指燃煤电厂中磨细煤粉在锅炉中燃烧后从烟道排出被收尘器收集的物质。

简单的说，粉煤灰是一种灰褐色，呈酸性的物质。其比表面积为 $2500 - 7000\text{cm}^2/\text{g}$ ，尺寸从几百微米 (10^{-6}m) 到几微米，常为球状的颗粒，主要成分为 SiO_2 、 Al_2O_3 和 Fe_2O_3 ，有些时候还含有比较高的 CaO 。粉煤灰是一种典型的非均质性物质。它含有未燃尽的碳、未发生变化的矿物（如石英等）和碎片等。其中占相当大比例的是粒径小于 $10\mu\text{m}$ 的球状铝硅颗粒，通常占 50% 以上。

2) 物理性质

粉煤灰的物理性质比较多，这里主要介绍与工程应用有关的一些性质。

(1) 密度

粉煤灰中各种颗粒比重差异非常大，可以从 $0.4\text{g}/\text{cm}^3$ 到 $4\text{S}/\text{cm}^3$ 范围内变化，通常用比重瓶测定只是这些颗粒混合后的平均比重，显然密实的颗粒比例越高，粉煤灰的比重越大。我国粉煤灰的密度范围在 $1.77 \sim 2.43\text{g}/\text{cm}^3$ ，平均值为 $2.08\text{g}/\text{cm}^3$ 。

(2) 堆积容量

不同粉煤灰的堆积容量差异很大，我国粉煤灰的堆积容重统计值范围在 $516 \sim 1070\text{kg}/\text{m}^3$ 之间，而其他国家的研究者给出的统计值范围则在 $1.04 - 1.43\text{s}/\text{cm}^3$ 之间。研究表明我国低钙粉煤灰容重变化范围为 $600 \sim 1000\text{kg}/\text{m}^3$ ，压实容重为 $1000 - 1400\text{kg}/\text{m}^3$ ，高钙粉煤灰的容重范围为 $800 \sim 1200\text{kg}/\text{m}^3$ ，压实容重可达 $1300 - 1600\text{kg}/\text{m}^3$ 。粉煤灰的堆积容量与粉煤灰的含水率关系也很大，随粉煤灰的含水率增加，粉煤灰堆积容重增加，但达到最大值后随含水率增加而降低。

(3) 细度

粉煤灰作为副产品所具有的利用价值，很大程度上是因为粉煤灰为很细的颗粒，具有很大的比表面积，因此细度是粉煤灰非常重要的性能指标。常用粉煤灰细度 ($45\mu\text{m}$ 筛余) 一般不大于 45%，我国规定 $80\mu\text{m}$ 的方孔筛筛余量一般不超过 8%，当粒径范围在 $5 \sim 30\mu\text{m}$ 时，其活性较好。

(4) 颗粒形貌

肉眼看到的粉煤灰为灰色粉末状物质。通常原状灰的颜色越浅，表明粉煤灰的烧失量越低，并且同级别煤的粉煤灰颜色越浅，还表明粉煤灰的颗粒越细，因为一般情况下细颗粒的煤粉通常燃烧比较充分，因此粉煤灰的烧失量比较低。由于粉煤灰颜色可以反映含碳量的高低，因此对于粉煤灰的质量控制和生产控制，粉煤灰的颜色已成为一项重要的指标。粉煤灰的颜色受煤粉的燃烧条件影响比较大，另外还与粉煤灰的组成、含水率、细度等因素有关。

根据颗粒形貌可将粉煤灰分为五类：a. 珠状颗粒；b. 渣状颗粒；c. 钝角颗粒；d. 碎屑；e. 粘聚颗粒。每种颗粒类型还可以根据形貌区分为更多的类别。

(5) 需水性

需水量对于粉煤灰的很多工程应用是非常重要的物理性能指标。粉煤灰的需水量,可以定义为粉煤灰和水的混合物达到某一流动度的情况下所需的水量。粉煤灰的需水量越小,粉煤灰的工程利用价值就越高。影响粉煤灰需水量的主要因素为粉煤灰的细度、颗粒形貌、颗粒级配,此外还与粉煤灰的密度、烧失量高低有很大关系。工程应用中通常以需水量比来作为粉煤灰的需水性,如粉煤灰作为水泥混凝土混合材,GB1596规定Ⅰ级粉煤灰的需水量比不大于95%,Ⅱ级粉煤灰不大于105%,Ⅲ级粉煤灰不大于115%。

(6) 抗压强度比

很多工程应用粉煤灰,特别是作为水泥混凝土掺合材时,主要是利用其火山灰活性;抗压强度比,可以比较准确表示粉煤灰这种性质。我国GB1596规定抗压强度比为水泥胶砂28天抗压强度比,其值为试验样品的28天抗压强度和对比样品28天抗压强度的比值,试验样品为掺有30%的细度(0.08mm孔径筛余)为5%~7%的粉煤灰。GB1596—91中对粉煤灰用作为水泥混凝土和砂浆掺合材时的抗压强度没有提出要求,但对用于作为水泥混合材的粉煤灰抗压强度比则有要求,Ⅰ级粉煤灰的抗压强度比不低于75%,Ⅱ级粉煤灰则不低于62%。

3) 化学成分和化学性质

化学成分是粉煤灰的重要特性之一,它对于粉煤灰的性能有重要的影响。粉煤灰的化学成分取决于原煤的化学成分及燃烧程度。它的变化范围波动很大,主要的化学组成有SiO₂、Al₂O₃、Fe₂O₃和FeO,它们占总数的70%以上,其它化学组成有CaO、MSO、sO₂、Na₂O和K₂O等。

按照粉煤灰化学成分中氧化钙的含量高低,把粉煤灰分为高钙灰和低钙灰两种。低钙灰中氧化钙的含量一般在10%以下。我国的粉煤灰绝大多数属低钙灰。高钙灰中氧化钙的含量超过15%,大部分结合于玻璃相中,因此,这种灰具有一定程度的水硬性。粉煤灰化学成分的变化范围以及典型粉煤灰的化学成分见表8-1。

表8-1 我国一些地区低钙粉煤灰的化学组成

氧化物	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	烧失量
均值(%)	50.6	27.1	7.1	2.8	1.2	0.5	1.3	0.3	8.2
范围(%)	33.9~ 59.7	16.5~ 35.1	1.5~ 19.7	0.8~ 10.4	0.7~ 1.9	0.2~ 1.1	0.6~ 2.9	0~ 1.1	1.2~ 23.6

在粉煤灰的化学成分中,对活性影响最大的是SiO₂、Al₂O₃和CaO。它们是铝硅酸盐的主要成分,含量越高,粉煤灰的活性越好。Fe₂O₃可以降低粉煤灰的熔点,有利于形成粉煤灰的玻

璃体,并且含铁的玻璃微珠具有一定的活性。对粉煤灰的活性影响很大的另一个因素就是它的烧失量。高的烧失量意味着粉煤灰中存在着比较多的炭粉,在硬化浆体中这种剩余炭粉在空气中不断氧化,并吸收水分使体积膨胀,并且遇水后,在碳的表

面形成憎水薄膜,不利于水向粉煤灰的内部渗透,阻碍了 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 和活性 CaO 与粉煤灰中活性组分的反应,并且炭的含量大就意味着粉煤灰的玻璃体的形成量相对减少。因此,烧失量越大,粉煤灰的活性越差。

2. 石灰

在复合桩中所使用的石灰均以粉末状为主,它是由磨细生石灰粉或熟石灰粉组成。 CaO 含量相同时,它们各自对粉煤灰的激发效果相似,但考虑到生石灰水化时放热对桩体的影响,以及体积膨胀对桩间土的影响,所以还是多以生石灰为首选。

石灰在复合桩胶凝体系中主要起碱性激发剂的作用。其等级划分见表 8-2 所示。

表 8-2 生石灰的等级划分

项 目	钙质生石灰			镁质生石灰		
	一等	二等	三等	一等	二等	三等
有效钙 + 氧化镁含量 (%) >	85	80	70	80	75	65
未消化残渣含量 (5mm 筛余) (%) <	7	11	17	10	14	20

3. 硫酸盐

在复合桩中,硫酸盐的作用是非常重要的。可以使用的硫酸盐有天然石膏、化学石膏和工业芒硝等。它们在系统中起硫酸盐激发剂的作用。由于磷石膏是一种工业废渣、来源广,因此在使用时可以尽量使用这种石膏产品。但就目前的研究结果来看,使用合理配合比的芒硝复合材比石膏所构成的桩体强度要高一些,所以为了提高桩体的强度,也可以采用以芒硝为硫酸盐激发剂的体系。

4. 其它材料

复合桩体构成材料除上述几种主要材料外,还包括粗、细骨料,粗细骨料可采用碎石、河砂等。为了提高强度,桩体构成材料还可以加入少量水泥和矿渣。此外还有其它材料,如钢渣、流化床燃煤固硫渣也可用于作为复合桩体材料。

(二) 桩体材料的选择与配合比设计

1. 桩体材料的选择原则

1) 粉煤灰

因为粉煤灰是桩体最主要的构成材料,其品质直接影响复合桩的强度和耐久性。由于复合桩对强度要求并不是很高,特别是复合桩最为明显的优势是可以不用水泥,主要采用工业废渣,因此工程应用时对粉煤灰质量并不需严格进行控制。通常三级以上粉煤灰均可用于复合桩,在干灰获得比较困难的情况下,也可以采用湿灰或调湿灰,甚至陈灰,但在使用前应进行必要的试验。

在不显著增加成本的情况下,可以对粉煤灰烧失量、细度和抗压强度比等指标进行控制;烧失量控制在 12% 以内,细度 ($45\mu\text{m}$ 筛余) 不大于 25%, 28 天抗压强度比不小于 60%。

在有高钙粉煤灰资源的情况下,应优先选用高钙粉煤灰。

2) 石灰

用于复合桩的石灰品质也可以不作严格要求。一般情况下,可选用中速石灰,三级以上石

灰均可采用。因为复合桩不仅要吸收桩间土的水分,还要具有比较高的强度,因此对石灰的细度和形态应有一定的要求。在复合桩要求有比较高吸水率的情况下,通常应采用磨细生石灰,为了保证桩体的强度,应筛去粒径大于1mm的粗颗粒。粗石灰颗粒陈化2~3天后,可按石灰总量20%左右加入复合桩使用。由于生石灰可以化合比较多的水,同时生石灰水化后生成熟石灰将产生比较大的体积膨胀,并伴有强烈的热量释放,这对于复合桩的强度发展,特别是吸收桩间土中的水分是非常有利的。但是生石灰通常经过磨细,在使用过程中极易吸收水分,而且很容易出现伤人事故,因此如果能使用熟石灰,不仅可以大大降低材料费用,而且还可以简化工艺,改善现场施工环境。由于熟石灰比表面积远比磨细生石灰大,因此仅从吸附的水分来看,选用熟石灰并不降低复合桩吸收水分的量,当然吸收的水分中有相当数量将不参加反应,在复合桩体硬化后成为自由水,而采用生石灰相对而言自由水就要少一些。

因此,采用哪种形态的石灰可根据要加固基础中含水量的大小进行确定。在地下水含量充分、对复合桩强度要求比较高的情况下,应尽可能采用磨细生石灰。而在地下水含量较低、复合桩强度要求不太高的情况下,可以选用熟石灰。熟石灰可以通过生石灰自然陈化3~5天得到,陈化超过7天后的石灰不宜采用,注意筛余粗大或未陈化的石灰颗粒,避免经陈化或未陈化的石灰受到雨淋。

3) 硫酸盐

复合桩所需的硫酸盐可以使用任一类型的石膏。建筑石膏因为能单独水化,不仅能化合一定量的水分,还能释放热量,因此效果最好,但其成本很高而通常不采用;二水石膏来源广泛,效果也比较好,是复合桩常用的硫酸盐材料;在缺乏其它类型石膏或硫酸盐的情况下,也可以采用无水石膏,因为无水石膏在水中溶解速度比较小,效果较差,选用时应有必要的试验。

考虑到复合桩材料用量比较大,因此所需的硫酸盐尽可能使用化学石膏,这些化学石膏大多是工业废渣,目前我国利用量还很低。从来源上看,磷肥厂以及合成洗衣粉厂排放的磷石膏是很容易获得的,从效果上,火电厂的烟气脱硫石膏可以与天然石膏相当。

复合桩所需的硫酸盐还可以采用工业芒硝。从提高复合桩强度的角度,芒硝效果最好,但成本较高。

4) 水泥

考虑到对粉煤灰火山灰活性的激发,水泥最好采用普通硅酸盐水泥,水泥强度等级采用32.5MPa为宜。对复合桩早期强度要求较高的情况下,可采用早强型的普通硅酸盐水泥。

5) 骨料

为了提高复合桩的强度和刚度,可加入一定比例的砂石骨料。骨料最大粒径在20mm为宜,尽可能采用良好级配的砂石料。

对复合桩刚度要求不太高的情况下,可以使用工业废渣作为骨料,如使用炉底灰、流化床燃煤固硫渣作为细骨料,可使用液态渣、钢渣等作为粗骨料。这些工业废渣因为具有一定活性,通常为多孔状颗粒,因此对复合桩的吸水性能和强度发展都是比较有利的。

值得指出,对于所有使用的工业废渣,都应对其有害有毒物质的含量进行分析,以免污染地下水。

2. 复合桩材料配合比设计原则

在不同的工程地质条件下,对复合桩有不同的要求;在不同原材料可以利用的情况下,复合桩配合比设计应作相应调整。因此,很难用一个统一的公式来计算配合比,但复合桩的材料配合比设计应遵循以下几个原则。

1) 根据土的性质及其含水量进行设计

很多情况下,在复合桩材料配合比设计中,桩体的吸水量是一个很重要的指标,当桩体中粉料含水率达到 40%~50%,并使得桩体足够密实时,可使复合桩体强度获得较大值,小于和大于此含水率,复合桩体强度都将会降低。

当地下水比较充足时,复合桩体构成材料可不加骨料,以提高单位体积复合桩粉料的用量。

从研究情况看,对于含水量 25% 以上的砂性土、粉土、粉质粘性土,因其透水性较强,桩机成孔后在孔隙水压的作用下,能较快的使孔内充入大量的水,使干料在水化早期有足够的水用于水解,并在后期养护阶段还有较自由的地下水给予补给,所以此类土壤就可以采用干料成桩。另外,由于此类土脱水后能在自重和振动下较好地密实,其承载力能得以较大提高,因此这时应尽量提高桩体的吸水性、透水性,而桩体自身的强度稍低一点不妨,在配料时胶凝材的比例可适当减少,胶凝材中的石灰选用生石灰为宜,石灰所占的比例也可大一点,这样既可以保证桩体有足够的吸水性,又能在加固后一段时间内使桩体具有较高的透水性并成为排水通道,便于整个桩体吸水均匀;当土壤以粘性土为主、且含水量又较低、地下水位较深时,如含水量小于 25%,桩体主要部分在地下水位线上,可采用水灰比 0.4~0.5 的混合料施工,若含水量较高,如 35% 以上,地下水位较高,仍可采用干料成桩,这时为了提高桩体的吸水性,胶凝材应适当增多一点。如果土层本身的密实度就较高、透水性较低,可选用熟石灰代替生石灰以提高早期桩的吸水性并避免生石灰因水化而造成大量水分的消耗,保证桩体有足够的水分用于水化;另外,生石灰遇水后很快就会水化,消耗掉大量的水,生成熟石灰,将其用于成桩,其时间很难把握,又据钱觉时等人(1998年《粉煤灰—石灰—硫酸盐系统》建筑石膏与胶材料)的研究显示,当生石灰与熟石灰中 CaO 当量相当时,同水灰比的复合桩混合料其强度发展相似。因此,在采用含水的混合料施工时,也建议选用熟石灰做碱性激发剂。

2) 根据复合桩刚度要求进行设计

就桩体的混合材料来讲,其中胶凝材料是粘结骨料并在硬化后起传递荷载作用,而骨料起骨架及填充空隙之用,它是主要传递荷载的部分。就一般而言,混凝土的弹性模量随其骨料与胶凝体的弹性模量而异,由于粉煤灰—石灰—硫酸盐体系的弹性模

量远低于骨料的弹性模量,因此,混合体的弹性模量一般低于骨料的模量。在胶凝材料质量不变的情况下,混凝土的骨料含量较多、水灰比较小、养护较好、龄期较长时,其弹性模量就较大,且剪切模量也较大,则桩的刚度也较大。因此,在调整配合比以满足不同设计要求时,应首先考虑改变混凝土的集料含量、砂率来实现。在选用粗细集料时尽量采用粒径较大,级配较好的骨料,复合桩中使用的粗骨料建议选用最大粒径为 15mm 的碎石,选用中砂作为细骨料,砂率尽量控制在 30%~40% 以内。

另外,由于砂石骨料的弹性模量比较高,因此当要求有较高刚度的复合桩时,复合桩构成材料中的骨料体积可适当提高,但不能超过一定比例,因为骨料含量过高,胶凝材料的掺量就会相应降低,反而会影响复合桩体的整体性,从而将使桩体刚度的降低。

对于桩体来讲,所谓刚性桩仅相对于柔性桩而言,目前尚无统一定论。一般认为,桩体刚度的大小是相对于地基土而言的,它不仅与地基土的模量有关,还与桩体的长细比等因素有关。另外可以采用桩体与地基土相对刚度的概念即桩土相对刚度的概念来鉴别刚性与柔性桩。根据相对刚度的公式,桩体的刚性与桩体自身的压缩模量成正比、长径比成反比,与土体剪切模量成反比。因此桩体的刚度与材料的构成及人造石的力学性能有直接关系,所以在设计桩体配合比时必须充分考虑桩体的设计目的,以实现桩体刚度的需要。

从以上的情况来看,桩体的刚度仍可以通过桩体材料的剪切模量或弹性模量来反映,因此,在设计配合比时可以上述两个指标作为材料刚度的标准予以考虑,并注意加以对比桩间土的变形模量。

3) 根据原材料来源情况进行设计

考虑到应尽可能降低复合桩的成本,提高其社会效应与环境效应,因此原材料的选择应尽可能采用工业废渣。由于工业废渣的质量波动很大,来源也不固定,因此在采用不同工业废渣时,配合比都应作相应调整。

由于原材料的来源不同,品种不同,其有效活性成分的含量、颗粒形貌等物理化学性能也就有所差别,其配合比也应相应变化。尤其是胶凝体系受它的影响更大。

4) 根据复合桩强度要求进行设计

所谓材料的强度是指材料在承受外部荷载时抵抗变形不发生结构破坏的能力。它也与原材料的构成及其力学性能有关。反映材料的强度的标准,有材料的弹性模量,一定龄期立方体试件的抗压强度,轴心抗压强度,抗拉强度等,所有这些指标都是在进行结构设计时所必须的,而所有这些指标又与材料的配合比有密切关系,因此,在设计配合比时必须考虑设计强度的要求。

当要求复合桩体有比较高强度时,除对原材料质量有比较严格要求外,还应对材料配合比进行调整,特别对于胶凝材料各组分的比例以及胶凝材料与骨料的比例。适当的时候还要考虑掺入水泥或磨细矿渣等高活性的材料,掺入的比例应按总胶凝材料比例进行计算。强度要求是设计配合比的首要考虑因素,其具体内容可参考后面的“复合桩体材料的力学性质及其影响因素”部分。

5) 按经济技术要求进行设计

通常在复合桩体构成材料中,胶凝材料部分的成本占有比较高的比例,因此一般情况下应尽可能降低胶凝材料的比例,而提高骨料部分的比例,但因为复合桩材料可使用工业废渣,不少情况下,单位质量的胶凝材料成本甚至低于骨料,这在对复合桩体刚度要求不高的情况下可少使用或不使用骨料。特别在对复合桩强度和刚度指标要求不高的情况下,复合桩桩体构成材料配合比可主要根据经济指标进行调整。

3. 复合桩体材料的配合比设计步骤

复合桩体材料配合比设计可采用假定密度法,即设定最后成型的复合桩密度接近一固定值。计算步骤如下。

1) 确定复合桩体吸水量

复合桩吸水量与地下水情况有很大关系,也与复合桩体粉料(即胶凝材料)的体积有关,复合桩体吸水量 W 可按下列经验公式来计算:

$$W = A(C_F + C_L + C_S)$$

式中: W ——每立方米复合桩吸水量;

C_F ——每立方米复合桩粉煤灰用量;

C_L ——每立方米复合桩石灰用量;

C_S ——每立方米复合桩石膏用量;

A ——系数,地下水充足时, $A = 0.5$; 地下水较少时, $A = 0.4$ 。

2) 确定胶凝材料各组分比例复合桩体材料中石灰质材料与胶凝材料比 n_1 和硫酸盐质材料与胶凝材料的比 n_2 可按下

式计算:

$$n_1 = C_L(C_F + C_L + C_S)$$

$$n_2 = C_S(C_F + C_L + C_S)$$

当采用生石灰时, n_1 可选用 0.15 ~ 0.20; 当采用熟石灰时, n_1 可选用 0.20 ~ 0.25; 当采用石膏作为硫酸盐时, n_2 可选用 0.10 ~ 0.15, 如果石膏的有效硫酸钙含量比较低时, n_2 可最高采用 0.20; 当采用芒硝作为硫酸盐时, n_2 可选用 0.03。如在复合桩体材料中掺入胶凝材料的 5% 以上水泥时, n_1 、 n_2 取值应选择低限。

3) 定骨料含量比例

骨胶比 n_3 可按下式计算:

$$n_3 = (C + S)(C_F + C_L + C_S)$$

式中: G ——每立方米复合桩粗骨料重量;

S ——每立方米复合桩细骨料用量。

n_3 ——可选用 1 ~ 3。当地下水较少时, n_3 可取高值,当地下水充分时, n_3 可取低值,在经济指标许可的情况下可取 $n_3 = 0$ 。此外在复合桩体强度和刚度有比较高的要求的情况下, n_3 尽可能取高值。

4) 确定砂率

砂率 λ 表示如下式:

$$\lambda = S(C + S)$$

当 n_3 取值大于 2.0 时,并且在刚度要求比较高的情况下,应保证在 0.30 左右。当 n_3 取值小于 1.0 时, λ 可不作要求,即可根据原材料来源和成本情况在 0~1 之间进行调整,也就是说可全部采用细骨料,也可全部使用粗骨料。

5) 确定复合桩体密度

复合桩体密度 ρ 可根据 n_3 的取值情况进行确定,当:

$$n_3 < 1.0, \rho \text{ 选用为 } 2000 \sim 2100 \text{kg/m}^3$$

$$1.0 < n_3 < 2.0, \rho \text{ 选用为 } 2100 \sim 2200 \text{kg/m}^3,$$

$$2.0 < n_3 < 3.0, \rho \text{ 选用为 } 2200 \sim 2400 \text{kg/m}^3。$$

地下水充足时 ρ 可取高限。

6) 计算出复合桩体各组成材料的重量

配合比设计实例。某工程地下水充足,可采用的原材料有砂石骨料、火电厂的三级干粉煤灰,石灰为磨细生石灰,石膏采用磷石膏。要求复合桩体有足够强度与刚度,因此,有关参数可选用如下:

因为地下水充足,选择 $A = 0.5$; $n_1 = 0.17$; 因为磷石膏的品质较低,选择 $n_2 = 0.15$; 因为有砂石原材料可利用,而且要求复合桩体有比较高的强度与刚度,但又有比较高吸水量,因此选择 $n_3 = 1.5$, 砂率 $\lambda 0.30$, $\rho = 2200 \text{kg/m}^3$ 。

复合桩体各组成可计算如下:

$$C_F + C_L + C_s + 1.5(C_F + C_L + C_s) + 0.5(C_F + C_L + C_s) = 2200 \text{kg}$$

由上式可以得出:

$$C_F + C_L + C_s = 733 \text{kg}$$

$$C_L = 125 \text{kg}$$

$$C_s = 110 \text{kg}$$

$$C_F = 498 \text{kg}$$

$$S = 0.3 \times 1.5 \times (C_F + C_L + C_s) = 330 \text{kg}$$

$$G = 1.5 \times (C_F + C_L + C_s) - S = 770 \text{kg}$$

(三) 复合桩体材料的力学性能及其影响因素

就力学性能而言,复合桩体材料属于低强度混凝土材料,28 天强度通常到过 10MPa,一般早期强度较低。当选择比较优质的原材料,同时采用激发剂情况下,强度才能达到或超过 10MPa。由于复合桩体强度通常界于以双灰桩为代表的低粘结强度桩和以 CFG 桩为代表的高粘结强度桩之间,因此可将复合桩等材料构成的桩归类为中粘结强度桩。复合桩体材料属于新型材料,特别是主要构成材料都为工业废渣,其来源与质量波动比较大,对其力学性能影响也很大。本节先介绍对复合桩体材料力学性能影响因素的研究结果,然后介绍复合桩体材料的一些典型力学性能。

1. 影响复合桩体强度的因素

复合桩的混合材料在含水充分时,其中的石灰(有时还包括水泥)会迅速水化,并放出大量的热。同时可溶性硫酸盐物质也会溶解并游离出 SO_4^{2-} 。在碱性环境及硫酸

盐环境中，粉煤灰活性成分溶出并与石灰、硫酸盐以及水泥的水化产物化合产生 C-S-H、C-A-H 凝胶。以及水化硫铝酸钙。这些水化产物将混合体中的各种集料粘结在一起，并填充集料间因堆积而形成的空隙，硬化后便形成低强度的混凝土桩体。综上所述，对于复合桩而言，其原材料的性质、材料配合比、水化时的含水量、养护条件、龄期等均对复合桩体材料强度、耐久性等性能会造成很大影响。同时，考虑到复合桩体采用干粉成桩，如果成型时桩体不够密实还会在硬化后产生大量的孔隙，严重影响其强度等性能，因此成桩施工工艺也对复合桩体的最终强度会造成较大的影响。

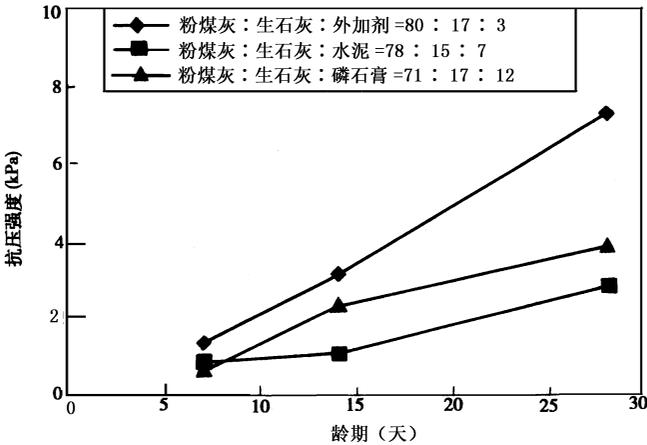


图 2-66 不同胶凝材料系统对桩体强度的影响

1) 不同胶凝材料体系对强度的影响

采用不同胶凝材料对复合桩体强度的影响非常明显。从图 2-66 可以看出，不同形式的胶凝材料系统，其最终的强度发展效果不一样，28 天强度相差达 1 倍以上。图 2-66 的试验结果是在实验室中以同等水灰比与同等胶凝材料以及所采用的粉煤灰、石灰品质相同的情况下得到的，具体配合比为：水灰比 0.6，胶凝材料用量 $533\text{kg}/\text{m}^3$ ，特细砂用量 $480\text{kg}/\text{m}^3$ ，碎石用量为 $1066\text{kg}/\text{m}^3$ 。

从图 2-66 也可以看出，对于粉煤灰—石灰—水泥胶凝材料系统，即使采用 7% 的 32.5MPa 普通硅酸盐水泥，各龄期的强度均明显低于粉煤灰—石灰—外加剂胶凝系统，14 天和 28 天强度也低于粉煤灰—石灰—磷石膏胶凝系统。这表明从桩体强度发展来看，粉煤灰—石灰—硫酸盐胶凝材料系统是比较有效、可靠的，当然在该胶凝系统中适当掺入一定的水泥将会更有利于桩体早期强度的发展。

2) 粉煤灰品质的影响

在每种胶凝材料体系中，粉煤灰为主要材料，通常要占总胶凝材料量的 70% 以上，因此粉煤灰的质量将非常明显地影响复合桩体强度。同种胶凝体系下，在各种材

料用量相同情况下,不同等级粉煤灰配制的复合桩体强度也将有明显差异,试验结果如图 2-67 所示。具体配合比为:水灰比 0.6,胶凝材料用量 $533\text{kS}/\text{m}^3$,特细砂用量 $480\text{kg}/\text{m}^3$,碎石用量为 $1066\text{kS}/\text{m}^3$ 。粉煤灰分别采用二级粉煤灰和三级粉煤灰。

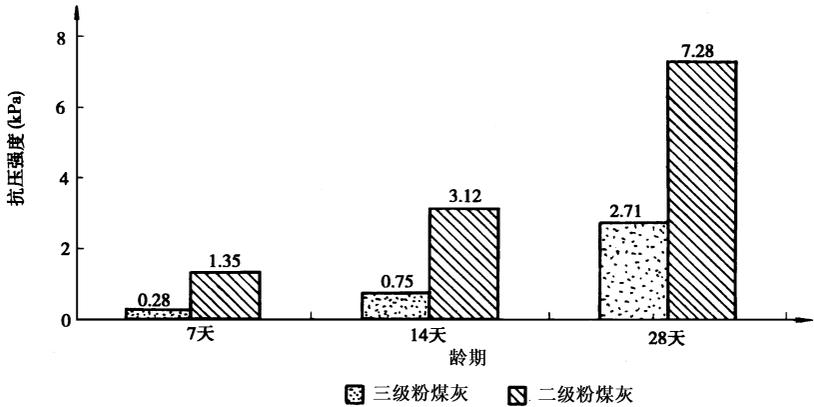


图 2-67 粉煤灰品质云南复合桩混凝土强度的影响

从图 2-67 可以明显看出,二级粉煤灰配制的复合桩体强度明显高于三级粉煤灰,这表明在有二级粉煤灰可以利用,以及成本没有显著增加的情况下,应优先采用优质粉煤灰。

3) 石灰掺量的影响

复合桩胶凝材料体系中石灰是激发粉煤灰活性的必要成分。石灰的掺量对复合桩体强度发展影响非常明显。图 2-68 是石灰掺量对复合桩胶凝材料体系强度的影响的试验结果。试验采用胶砂试件,试验时硫酸盐掺量保持不变,水胶化为 0.5,胶砂比 1:2。

从图 2-68 可以看出,石灰的最佳掺量为 20% 左右。虽然石灰提供粉煤灰水化必要的 $\text{C} \cdot (\text{OH})_2$,当石灰逐渐增加时,粉煤灰的比例也相应减少,即复合桩胶凝材料体系中可产生胶凝物质的量也相应减少,因此石灰掺量存在一个最佳掺量。由于水泥水化后也可产生 $\text{Ca}(\text{OH})_2$,因此如在复合桩体构成材料中掺加有水泥,则可以相应减少石灰的掺量,此外如采用其它含有氧化钙成分的工业废渣,也可以减少石灰掺量。

4) 硫酸盐掺量的影响

复合桩胶凝材料系统中,硫酸盐的作用已越来越多为人们所重视,很多研究结果显示,硫酸盐的存在可以提高液相碱度,这将加速粉煤灰的火山灰反应,此外硫酸盐还与粉煤灰的水化产物再反应形成水化硫铝酸钙等,这也有利于强度发展。虽然硫酸盐对复合桩胶凝材料水化和强度发展有非常积极的作用,但硫酸盐的掺量也有一个最

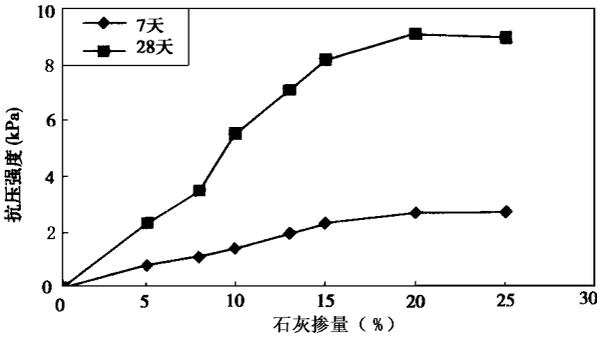


图 2-68 石灰掺量对复合桩胶凝材料强度的影响

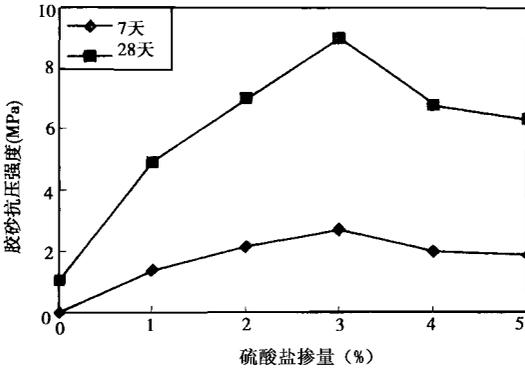


图 2-69 硫酸盐掺量对复合桩胶凝材料胶砂强度的影响

佳值。一般占胶凝材料总量的 3% 左右, 如图 2-69 所示 (试验时石灰掺量为胶凝材的 20%, 水灰比为 0.5, 胶砂比为 1:2)。

2. 复合桩体吸水率及其体积变化

干振复合桩在复合地基中的作用, 除依靠桩体来提高复合地基的承载力外, 还因其具有较强的干料吸水能力而使桩间土得以脱水密实, 进而提高桩间土的承载力。

复合桩体吸收的地下水越多, 越有利于提高复合地基的承载力。复合桩体所吸收的水量大小, 与桩间土中水的含量、复合桩体构成材料中粉细材料的比例以及复合桩体的密实程度等因素有关。复合桩体的强度发展很大程度上取决于所吸收的水量。一方面, 复合桩胶凝材料系统的水化、硬化需要足够的水, 另一方面, 复合桩体吸收的水过多又将降低复合桩体的强度。此外, 复合桩体的粉料越松散, 所吸收的水分也越多, 但也越不利于强度的发展。特别值得指出的是, 当复合桩体吸收的水量比较大时, 如果桩体强度较低, 并且所吸收的水为自由水时, 复合桩体所吸收的水还会再迁

移回桩间土中,这样很难达到加固地基的作用。因此,复合桩体的吸水性能与强度发展存在一些矛盾,在实际工程应用中应根据不同情况,使得复合桩体这两方面的性能都能达到最佳值。

复合桩体在地下水比较充分时,一定时间后可吸收水分的量是一个比较重要的参数。表8-3是模拟的试验结果。试验时,将不同含水率的特细砂压实来模拟地基,然后制作直径为10cm的桩孔,将搅拌均匀的粉料自然灌入桩孔内,粉料将随时间逐渐吸收周围砂中的水,待3天取出桩样,测量其含水率,即为粉料吸收水分的量。从降低地基含水率角度,含水率越大,表明吸收地基水分能力越强。由于吸收水分的量只与混合料中粉料比例有关,因此试验时只考虑全部为粉料的情况。

表8-3 复合桩体3天吸水率

模拟地基含水率(%)	粉料配合比(%)	
30	粉煤灰 熟石灰 磷石膏 = 70 :17 :13	67.2
30	粉煤灰 熟石灰 硫酸钠 = 78 :19 :3	64.5
30	粉煤灰 生石灰 磷石膏 = 71 :17 :13	64.7
30	粉煤灰 生石灰 硫酸钠 = 73 :18 :9	63.4
30	粉煤灰 水泥 = 91 :9	63.4
20	粉煤灰 熟石灰 磷石膏 = 91 :9	64.4
20	粉煤灰 熟石灰 硫酸钠 = 78 :19 :3	63.4

表8-3的结果表明不论采用那种粉料,3天的吸水率基本接近,可达到粉料的60%以上。

表8-4是有关复合桩体体积与其吸水量之间对应关系的试验结果。试验时将复合桩体混合料加入不同量的水,搅拌均匀后,灌入桩孔内并施加一定压力(750Pa),测量复合桩混合料体积的变化。

表8-4 复合桩体含水率与桩体体积之间的关系

配合比1	复合桩 砂:石 =1:1:1 2.0	水灰比	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
		体积变化(%)	0.0	12.5	12.0	5.6	-2.1	-14.1
配合比2	复合桩 砂:石 =1:0:0	水灰比	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	
		体积变化(%)	0.0	37.5	19.0	2.9	-47.0	

注:其中复合桩胶凝材料中粉煤灰、石灰、硫酸盐比例分别为80%、17%、3%。配合比2实际上无砂石骨料

试验结果表明,随加水量增加,粉料体积是先膨胀,当加水量为胶凝材料重量的40%左右时(即水胶比为0.4),粉料体积开始小于干料状态。粉料中有粗细集料时,

这种体积变化较小,而无粗细集料则非常明显。粉料硬化后的密实程度对强度影响非常大,因此如要使粉料发挥吸收地基中水的作用时,应尽可能采用干粉料,当吸水的要求不高时,则应使混合料的水胶比达到0.4左右,比较有利于桩基的强度。

表8-4的结果还说明,应尽量避免复合桩混合料的含水率在0~40%范围内,因为这时粉料会产生湿胀,不易使得桩体密实,将显著降低桩的强度。

3. 养护环境对复合桩体性能的影响

复合桩复合地基通常都用于地下水比较丰富的地区,且用于公路地基加固,一般情况下桩顶都不会暴露于大气之中并离地面约1m以上,所以环境温度变化不大,不会结冰。软土地基经加固后,加固区域以内形成硬壳体,透水性进一步减弱,因此桩体受地下水的动水影响小。复合桩桩体材料在相对潮湿的土层中养护,其强度发展比在空气中更好。

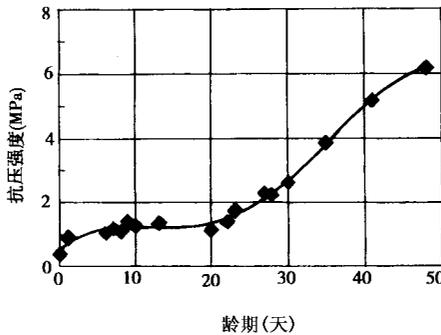


图2-70 复合桩混凝土强度发展规律

研究表明,复合桩胶凝材料的强度发展要经过一诱导期。这一诱导期与养护温度有很大关系。养护温度越低,诱导期越长,养护温度越高,诱导期将缩短。试验结果显示,20℃时诱导期为75天,30℃时诱导期为21天,40℃为5天,50℃为45小时,65℃时则只有4.8小时。图2-70是30℃时复合桩混凝土强度的发展情况。图2-71是不同温度下强度的发展规律。

生石灰在水化时能放出较大的热量,其反应如下式:



根据图2-70和图2-71,石灰的水化热将有利于复合桩体的早期强度,所以从养护角度讲,建议选择配合比时尽可能采用生石灰。

在干燥环境中,复合桩会随着水分的不断蒸发而逐渐停止水化,尤其在早期养护阶段,如含水量不足,粉煤灰水化无法进行,复合桩基本不具有强度。另外如长期处于干燥环境,水因蒸发而损失,硬化将终止,已形成的水化硅酸钙凝胶也将收缩,使硬化人造石产生微裂纹,空气中的二氧化碳通过微裂纹进入人造石,在一定的相对湿度下,会使已生成的水化硅酸钙凝胶与溶于水中的碳酸反应,使水化硅酸钙凝胶的CaO/SiO₂比值逐渐下降,生成细而分散并且强度较低硅胶和碳酸钙,同时体积还会继续收缩,更促使碳化作用的加剧。有报道称,适当增加石灰,石膏的配比,或适当加

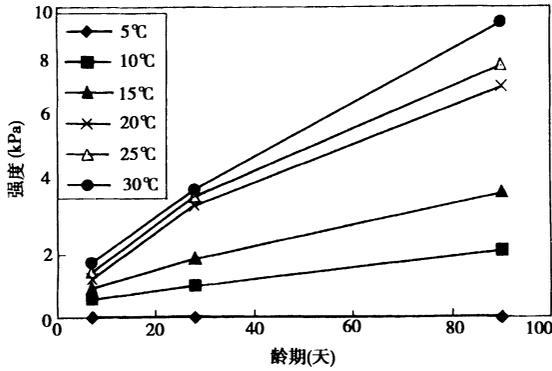


图 2-71 不同期龄各种养护温度下的强度

入部分硅酸盐水泥,可以改善复合桩的抗大气性。总之,复合桩材料适于在潮湿的环境中养护。

4. 复合桩体强度与龄期的关系

复合桩体材料主要为粉煤灰,而粉煤灰具有潜在的火山灰活性,须经过激发才能发挥出来。由于粉煤灰本身没有水化能力,相比于硅酸盐水泥的水化,复合桩胶凝材料的水化速度是非常慢的,因而复合桩体的强度发展也是比较缓慢的,虽然可以掺加水泥、外加剂等来提高早期强度,但总的来说因为粉煤灰的水化都是属于二次水化,因此早期强度比较低。

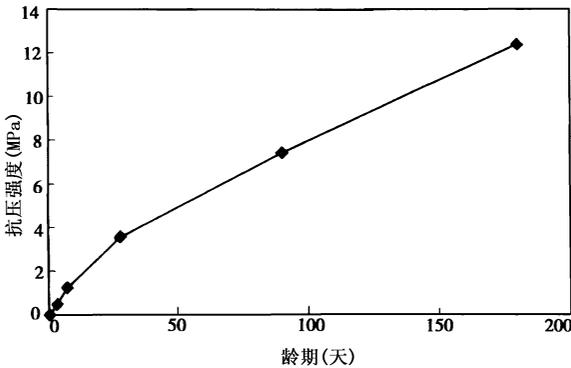


图 2-72 常温下强度随龄期的变化

图 2-72 是常温下复合桩的强度发展趋势图。其胶凝材料配合比为粉煤灰:生石灰:磷石膏 = 1:0.25:0.15,混凝土配合比为胶凝材:砂:石:1:1:2。

从图 2-72 中可以看出 3 天时复合桩的强度仅为 28 天的 14%, 7 天时达到 33%, 强度发展较慢,而 90 天时其强度约为 28 天的两倍,180 天时则更高,约 3.5 倍。但如水泥搅拌桩一类的桩体,它们的强度发展主要集中在 28 天以前,在 7 天时就完成了 28 天强度的 65% 以上;CFC, 桩前期强度的发展也与复合桩不同,7 天约完成 28

天强度的 51%，3 天完成 35% 左右，但 28 天至 90 天期间的强度增长则没有复合桩材料幅度高。

很多情况下 28 天的强度通常用来作为控制依据，这是因为对于硅酸盐水泥这类材料来说，它在 28 天后强度发展趋于平缓，所以无论是以 28 天还是以 28 天以上龄期的强度作为依据，影响都不是很大。而对于复合桩体，因为复合桩早期强度发展比较缓慢，通常在 90 天，甚至 180 天后强度仍有比明显的增长，考虑到地基加固处理的周期，以 90 天的强度作为复合桩体的控制指标，将更加有利于充分发挥复合桩体的潜在优势。因此，作为道路工程地基加固的应用，建议以 90 天作为最终强度评定龄期，以 28 天强度作为施工控制强度标准。

5. 材料的应力 - 应变关系

据有关资料显示，复合桩体材料从微观结构到宏观力学性质都与低强度普通混凝土相似，且原材料性能不太稳定，影响复合桩材料强度的因素又较多，为反映该体系桩体材料的应力—应变规律，我们以一项有关的实验室实验结论予以说明。在该实验中，粉煤灰：生石灰：水泥 = 1 : 0.18 : 0.11，水灰比为 0.4。实验研究了试件的偏应力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 与轴向应变 ϵ_1 之间的关系曲线。由该曲线可以得出以下几点规律。

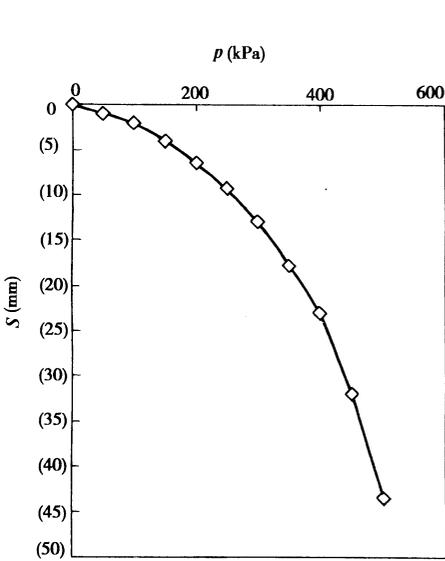


图 2-73 加固后 S - P 曲线图

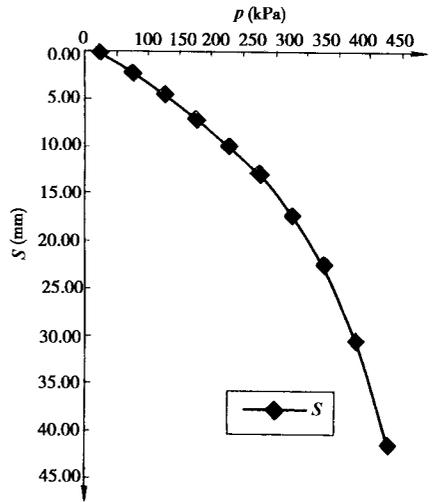


图 8-9 原状土 S - P 曲线

图 2-74 原状土 S - P 曲线

- 1) 密实度较高的复合桩拌合物试件，其偏应力—应变曲线均有峰值。
- 2) 在龄期较短的复合桩拌合物试件的偏应力—应变曲线上，峰值强度所对应的轴向应变值较大，试件破坏后的残余强度与峰值强度较接近。而龄期较长的拌合物其峰值强度所对应的轴向应变较小，试件破坏后的残余强度与峰值强度相差较大，但龄期较长的残余强度值一般比龄期较短的试件的峰值较大。
- 3) 对于具有一定龄期的高含水率条件下的拌合试件，其应力—应变曲线也具有

峰值,与含水率低的试件相比,表现出了相似的力学性能,其残余强度与峰值强度较接近。

另外,在工地现场所做的复合桩复合地基承载力实验,实验采用堆载反力法静载原位测试,分别检测了原状地基和加固后30天龄期的复合地基的承载力。其加固前后的实验的S—P曲线如图2-73、图2-74所示。

就加固前与加固后30天地基承载力实验来看,加固后地基承载力提高了20%,达到250kPa,满足地基强度设计要求,其S—P曲线弹性变形阶段的压缩变形量明显降低,约为加固前的40%,达到极限承载力时的总沉降量也有所改善。因此,从力学角度看其加固效果是比较明显的。

三、设计与计算

(一) 材料选用和桩尺寸

1. 材料

粉煤灰、石灰、硫酸盐或加少量水泥作为胶凝材料,骨料选用瓜米石和中粗砂,硫酸盐主要指工业芒硝或磷石膏等工业废料。根据地方特点选用其中之一,详细情况参见本章第二节。

2. 直径

干振复合桩一般采用小直径,通常桩径为15~20cm,对特别软土,可采用25cm,最大不要超过30cm。

平面上可采用梅花形或正方形布桩。

3. 桩长

主要是根据软土层厚度或工程要求确定桩长。

对于软土层厚度不大时,桩长由软土层厚度确定;对于深厚软土层,对按稳定控制的工程,可由对单桩承载力的要求计算出桩长,且桩长不应小于最危险滑动面的深度;对按沉降控制的工程,桩长应满足地基沉降量不超过建筑物或构筑物容许沉降量的要求,可通过沉降计算确定。

二、置换率和桩距计算

1. 基本假定

由复合桩所形成的复合地基与其他复合地基一样,也是由桩、碎石垫层和桩间土共同形成,由于桩、土和碎石垫层的物理力学特性各不相同,因而使得复合地基中的应力分布难以确定,同时由于地基中的地质变化、施工方法、上部结构形式以及桩长、桩距和桩径的不同对复合地基的承载力和沉降均存在着一定的影响,因此在进行复合桩复合地基的设计与计算时需作如下基本假定。即

假定所需进行加固处理的场地为均质半无限体。

2. 复合地基承载力计算公式

(1) 通过试验,该复合桩复合地基承载力主要由变形控制,因此可采用相对变形法确定复合地基的承载力,其简化公式为:

$$f_{\text{复合}} = (f_{\text{单桩}}/A_{\text{单桩}}) \times m + \beta \times R_{\pm}(1 - m) \quad (2-40)$$

式中： $f_{\text{复合}}$ ——复合地基承载力；

m ——面积置换率；

$A_{\text{单桩}}$ ——单桩截面积；

R_{\pm} ——桩间土天然地基承载力标准值；

β ——桩间土承载力修正系数；

$d_{\text{单桩}}$ ——复合桩单桩承载力标准值，可按式(2-41)和式(2-42)两式中取小值：

$$f_{\text{单桩}} = 2\pi R \times L \times q_s + \pi R^2 \times g_p \times \alpha \quad (2-41)$$

式中： R ——桩半径(m)；

L ——桩长(m)；

g_s ——桩周土侧摩阻力(kPa)；

q_p ——桩端土承载力标准值(kPa)；

α ——桩端土承载力修正系数。

$$f_{\text{单桩}} = f_c u \times A_{\text{单桩}} \times \eta \quad (2-42)$$

式中： f_{cu} ——桩体无侧限抗压强度设计值；

η ——桩身抗压强度折减系数(0.25~0.35)。

对于 β ，当桩端为硬质土时，由于桩身的变形较小，使得桩间土的承载力不能充分发挥，故此时 β 小于1，而对于桩端上为软土时，由于此时桩间土的承载力能提到充分发挥，且由于桩的挤密和吸水作用，使得桩间土承载力有所提高，因而此时的 β 应大于或等于1(1.0~1.2)；

对于 q_s 和 q_p 、 α 的取值，则根据不同的施工工艺取不同的值，当采用锤击成孔、管外投料成桩时，取值较低；而采用振动沉管、管内投料成桩时， q_s 、 q_p 可参照沉管灌注桩取值，而此时若采用预制桩尖则 α 取1，而采用活瓣桩头， α 取0.6~0.8。

(2) 等效实体法

当干振复合桩桩间距小于3.5倍桩径时，可将干振复合桩与桩间土视为一假想实体基础，如图2-75，其复合地基承载力及。可用式(2-43)计算。

$$R_a = U \times q_s + A \times R_s \quad (2-43)$$

式中： U ——假想实体基础侧表面积(m^2)， $U = (B \times H + L \times H) \times 2$ ；

g_s ——假想实体基础侧壁上平均容许摩阻力(kPa)；

A ——假想实体基础基底面积(m^2)， $A = B \times L$ ；

B ——假想实体基础宽度(m)；

L ——假想实体基础长度(m)；

R_s ——下卧层天然地基土深度修正后允许承载力(kPa)。

$$R_a = (B + L) \times 2H \times g_s + B \times L \times R_s \quad (2-44)$$

3. 置换率计算

根据式(8-1)：

$$f_{\text{复合}} = f_{\text{单桩}} \times m / A_{\text{单桩}} + \beta \times R_{\pm} (1 - m)$$

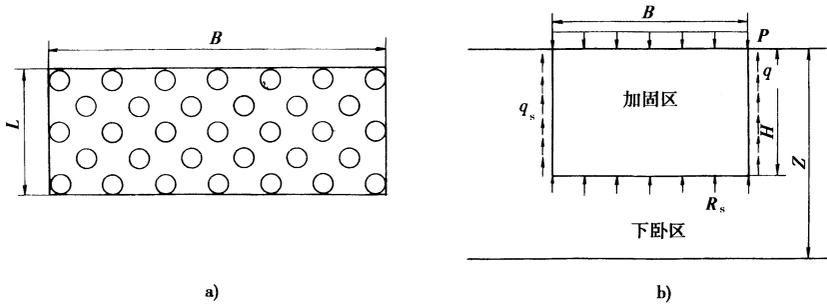


图 2-75 等效实体法计算示意

a) 平面; b) 剖面

$$= f_{\text{单桩}} \times m/A_{\text{单桩}} + \beta R_{\pm} - \beta R_{\pm} m$$

得：
$$A_{\text{单桩}} \times (F_{\text{复合}} - \beta R_{\pm}) = (f_{\text{单桩}} - \beta R_{\pm} \times A_{\text{单桩}}) \times m$$

则：
$$m = A_{\text{单桩}} \times (f_{\text{复合}} - \beta R_{\pm}) / (f_{\text{单桩}} - \beta \times R_{\pm} \times A_{\text{单桩}}) \quad (2-45)$$

由式(2-45)即可算出置换率 m 。

4. 桩距计算

通过式(2-45)计算出置换率 m 后,再计算出桩数 n , 即:

$$n = A_{\text{基础}} \times m/A_{\text{单桩}} \quad (2-46)$$

式中: $A_{\text{基础}}$ ——需要加固的基础面积。

然后再根据布桩型式(正方形、三角形或梅花形)和基础面积即可算出桩距。

(三) 沉降变形计算

复合地基的沉降变形计算主要由两部分组成,一部分为被加固块体部分沉降变形(S_1)计算,另一部分为被加固块体下部未被加固土体部分沉降变形(S_2)的计算。

总沉降量为:

$$S = S_1 + S_2 \quad (2-47)$$

对于 S_2 , 一般采用传统的分层总和法进行计算;而对于 S_1 我们倾向于采用比较简单的复合模量法进行计算,以便于生产中应用。而

$$E_f = mE_c + (1 - m)E_s$$

式中: E_f ——复合地基复合模量;

E_c ——深层搅拌桩或粉喷桩桩体压缩模量;

E_s ——桩间土压缩模量;

m ——置换率

则：
$$S_1 = \sum_{i=1}^n \frac{P_i H_i}{E_{fi}}$$

P_i ——第 i 地基上基底的附压力;

H_i ——第 i 被加固的复合地基土层厚度;

n ——复合层数。

(四) 碎石垫层的作用

在复合桩与基础之间设置碎石褥垫层(如图2-76),主要作用如下。

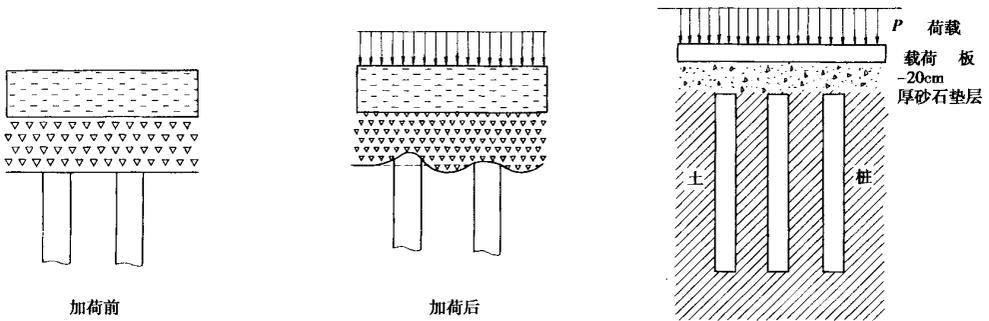


图2-76 复合桩与基础间的碎石褥垫层

1. 桩和桩间土由于变形模量相差很多,使得它们的变形差别较大。设置褥垫层后,在附加应力作用下,基础可通过褥垫层与桩和桩间土保持充分的接触。因此碎石垫层起到了协调变形的作用。

2. 设置褥垫层后,可使得部分附加应力从桩上转移到桩间土中,从而能调动桩间土承载力的充分发挥;

3. 碎石褥垫层厚度一般为10~30cm,当桩间土性质较好时取大值,桩间土性质较差时取小值。

四、施工工艺

(一) 设备方案比选

在试验中,选用锤击成孔、管外投料成桩,和振动沉管、管内投料成桩两种施工方法。结果发现,对于不坍孔的粘性土地层,可以采用锤击成孔、管外投料成桩,但桩端不可避免存在有沉渣,影响桩端承载力,且桩身密实性较差,效果不太理想;而对于含水量大的粉土或砂土,则由于坍孔,而不能成桩。但是采用振动沉管、管内投料成桩,不但桩端沉渣少,而且桩身也由于振动变得很密实,成桩效果较好。因此我们建议选用15型振动锤振动沉管、管内投料成桩,以确保成桩质量和提高单桩承载力,其桩机简易图及成桩工艺流程图分别如图2-77和图2-78所示。

(二) 施工工艺试验

1. 打桩顺序对成桩质量的影响

在同一场地内进行连续打桩和跳打试验,5~10天后开挖观察桩身成桩效果,结果发现在饱和软粘土和淤泥质土中打桩顺序对成桩没有影响;而在松散粉土和砂土中,连续施打形成的桩多为不规则圆形或椭圆形,而跳打形成的桩虽然形状较圆,但

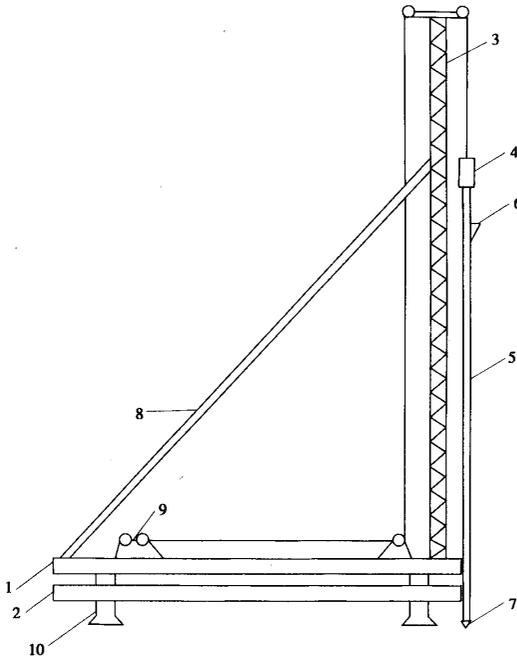


图 2-77 桩机简易图

1-上底盘；2-下底盘；3-立架(主塔)；4-振动锤；5-沉管；6-上料口；
7-钻头；8-撑杆(斜塔)；9-双筒卷扬；10-支腿

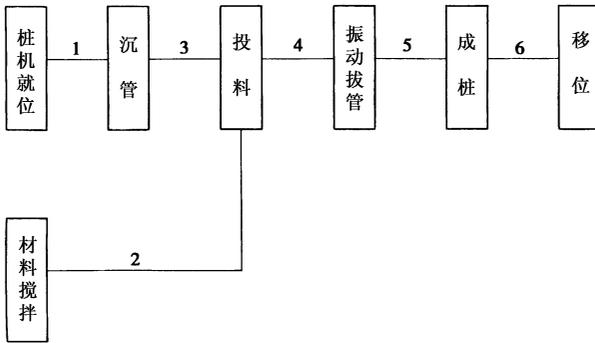


图 2-78 成桩工艺流程图

桩身多有裂隙，甚至有挤断的情况，这是因为这种复合材料桩早期强度低，侧向稍有挤压就会产生裂缝，甚至断裂，因此建议采用连续施打顺序施工较好。另外，在试验中发现，连续打桩施工时，对相邻桩（一般桩距 $\leq 4d$ ）的振动影响是显著的。通常这种振动对相邻已施工的桩（施工时间 $\leq 3d$ ）起到辅助再振实的作用。对于含水量丰富的地层，这种辅助振实类似于对湿拌混凝土的附着式振捣，因而使桩身变得更加密实。当土层中含水量大于 30% 时，复合料采用干料，当土层中含水量小于 20% 时，

则必须采用湿料,而当土层中含水小于25%,大于20%时,采用干料浇注成桩后,再在桩头加少量水。

2. 拔管速度对成桩的影响

拔管速度过快,会导致成桩直径较小,甚至产生缩径或断桩;拔管速度过慢,由于振动时间长,会使得桩体下部粗颗粒材料含量较多,桩顶细颗粒材料含量过多而降低强度,也容易产生离析。因此,一般建议拔管速度为1.0~1.5m/min。

3. 活瓣钻头对成桩质量影响

采用活瓣钻头成桩时,由于桩靴有时不能充分打开,使得复合料下落不充分,造成桩端与土接触不密实,或者桩端桩径较小,影响桩端承载力;使用预制桩尖则不存在上述问题,但预制桩尖的成本较高。

4. 振动沉管干料成桩对桩间土的影响

这种施工工艺对桩间土一般有两方面的影响,其一是由于挤密作用而使得桩间土变得更密实;其二是干料吸水作用使桩间土含水量减少而改变桩间土的性质,因此除密实砂土、粉土以外,一般情况下,桩间土的承载力都会得到提高。根据目前情况看,一般可提高20%左右,但对于不同土层,其提高幅度是不同的,详细情况有待进一步研究。

5. 混合料中石灰质量对桩体强度的影响

振动沉管干料成桩所形成的复合桩,其混合材料中的石灰质量对桩体强度的影响是非常明显的,一般采用磨细生石灰的效果最好,但生石灰在野外施工现场很难保存,可以采用熟石灰,但熟石灰同样需要保存好,一般陈化时间不宜超过7天。如果陈化时间过长(超过14天),不但石灰本身不起作用,而且还会影响其他胶凝材料的性能,使得桩体粘结不好,从而大大降低桩体强度。

6. 保护桩头长度

建议保护桩头长度不小于30cm。

五、工程验收

1. 本复合桩适合于路桥工程中的中小型构筑物软土地基加固处理

2. 本复合桩工程验收应检查其是否符合设计要求

3. 复合桩施工验收时应提交下列资料

- (1) 桩位测量放线图(有桩位编号)。
- (2) 材料检验及试块抗压强度(28天)报告书。
- (3) 竣工平面图。
- (4) 施工原始记录。
- (5) 设计变更通知书、事故处理记录。
- (6) 单桩、复合地基静载荷试验报告书(不建议进行小应变动测检验)。
- (7) 施工技术措施。

4. 复合桩的施工允许偏差应符合下列规定

- (1) 桩径不得小于设计桩径。
- (2) 垂直度允许偏差差 $\leq 1.5\%$ 。

(3) 桩位允许偏差 $\leq D/2$ 。

(4) 桩长应根据设计图纸和地质报告确定，一般要求进入稳定层（或持力层）不少于 50cm。

六、试验研究与工程实例

(一) 试验方案设计

1. 地质条件

根据现场地质勘探，采用静力触探、动力触探等原位测试和室内土工试验等结果综合分析评价，其试验场地的地质条件为

0~4.5m 为粉质粘土，可塑，含较多粉细砂颗粒，其天然地基承载力标准值为 170kPa；

4.5~7.5m 为粉细砂层，松散—稍密，含较多粘性土，天然地基承载力标准值为 180kPa；

其下为细—中砂，稍密—中密，天然地基承载力标准大于 250kPa。

2. 试验桩设计

根据该场地的地质条件，设计的试验复合桩参数为：桩入土深度 8.0m，进入细砂层 0.5m，空桩 1.5m，保护桩头长度 0.3m，有效桩长 6.2m；复合桩桩径为 0.15m，采用梅花形布桩，置换率为 10%。

3. 桩身材料配合比

该试验复合桩所用材料配合比如表 8-5 和表 8-6。

表 8-5 桩用材料配合比

材料名称	胶凝材料	砂	瓜子石
重量 (kg/m^3)	570	73	850

表 8-6 胶凝材料重量百分比

材料名称	水泥	粉煤灰	熟石灰
重量百分比	7.8%	72.6%	19.6%

(二) 现场试验结果及分析

1. 复合地基载荷试验

如图 2-79 所示，选取三组试验点 (S_1, S_2, S_3)，在成桩 30 天后，进行三桩复合地基静载荷试验。根据布置的试验桩置换率为 10% 计算出载荷板的面积为 0.53 平方米 ($0.73\text{m} \times 0.73\text{m}$)，载荷板为正方形，边长为 0.73m，采用堆载慢速加荷法进行试验，试验结果如表 8-7。P—S 曲线如图 2-80 所示；S— l_{gp} 曲线如图 2-81 所示。

表 8-7 三桩复合地基静载荷试验汇总表

S ₁			S ₂			S ₃		
编 号	载 荷 (kPa)	沉 降 (mm)	编 号	载 荷 (kPa)	沉 降 (mm)	编 号	载 荷 (kPa)	沉 降 (mm)
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
1	62	1.19	1	62	0.41	1	62	0.76
2	92	1.95	2	92	0.76	2	92	1.76
3	123	2.48	3	123	1.25	3	123	2.61
4	145	3.64	4	145	2.48	4	145	3.04
5	185	4.21	5	185	3.19	5	185	3.82
6	215	5.16	6	215	4.35	6	215	5.13
7	246	6.07	7	246	4.96	7	246	5.97
8	277	6.89	8	277	6.27	8	277	7.21
9	308	8.27	9	308	8.04	9	308	8.49
10	338	10.09	10	338	8.80	10	338	9.77
11	369	11.69	11	369	10.93	11	369	12.66
12	400	14.42	12	400	13.66	12	400	15.33
13	431	18.52	13	431	17.61	13	431	19.73
14	462	22.92	14	462	23.68	14	462	23.71
15	492	30.51	15	492	29.75	15	492	30.92
16	523	40.98	16	523	41.43	16	523	42.45
17	554	53.42	17	554	52.66	17	554	53.83
18	585	68.30	18	585	68.30	18	585	70.33
19	615	88.33	19	615	86.81	19	615	92.44
20	409	85.90	20	409	89.07	20	409	89.07
21	205	78.31	21	205	77.55	21	205	84.43
22	0	65.11	22	0	62.23	22	0	69.53

注:试验点号 S₁ S₂ S₃ 置换率:10%

2. 桩间土原位测试

在试验场地复合桩加固处理 30 天后,我们对桩间土进行了静力触探,轻便动力触探原位测试,并取环刀土样 15 个进行了室内土工试验,其结果列于下表 8-8 和表 8-9 中。从表 8-8 中我们可以看出,对于上部的粉质粘土层,通过复合桩加固处理后,由于桩体材料的吸水作用和成桩过程中的挤密作用,使桩间土本身的物理力学性质发生了明显的变化,其天然含水量 w 绝对值平均下降了 3.1%,孔隙比 e 绝对值减少了 0.11;而承载力 f_k 则增加了 30kPa(表 8-9)。由此可见,经过复合桩加固处理后,不仅由于桩与土共同作用形成复合地基后提高了承载力,而且桩间地基土本身的物理力学性质也得到了改善。

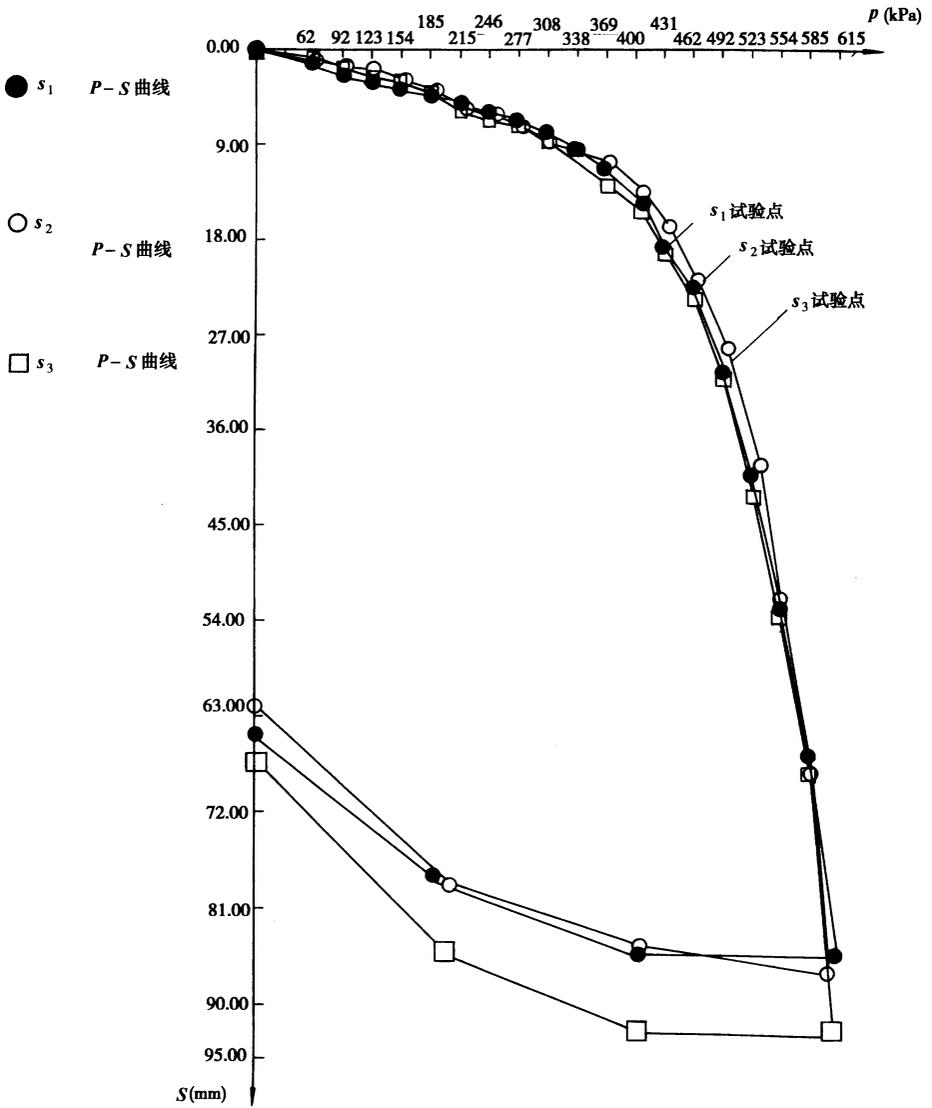


图 2-79 复合地基载荷试验

	加载量(kPa)	68	102	136	170	204	238	272	306	340
S4	沉降量(mm)	3.68	8.09	13.46	19.04	26.04	34.27	44.65	58.16	76.00
S5	沉降量(mm)	6.61	10.98	16.53	24.08	31.28	41.91	53.12	69.70	

	加载量(kPa)	240	230	110	0
S4	沉降量(mm)	76.00	71.37	66.10	59.22
S5	沉降量(mm)	69.70	67.17	62.80	55.01

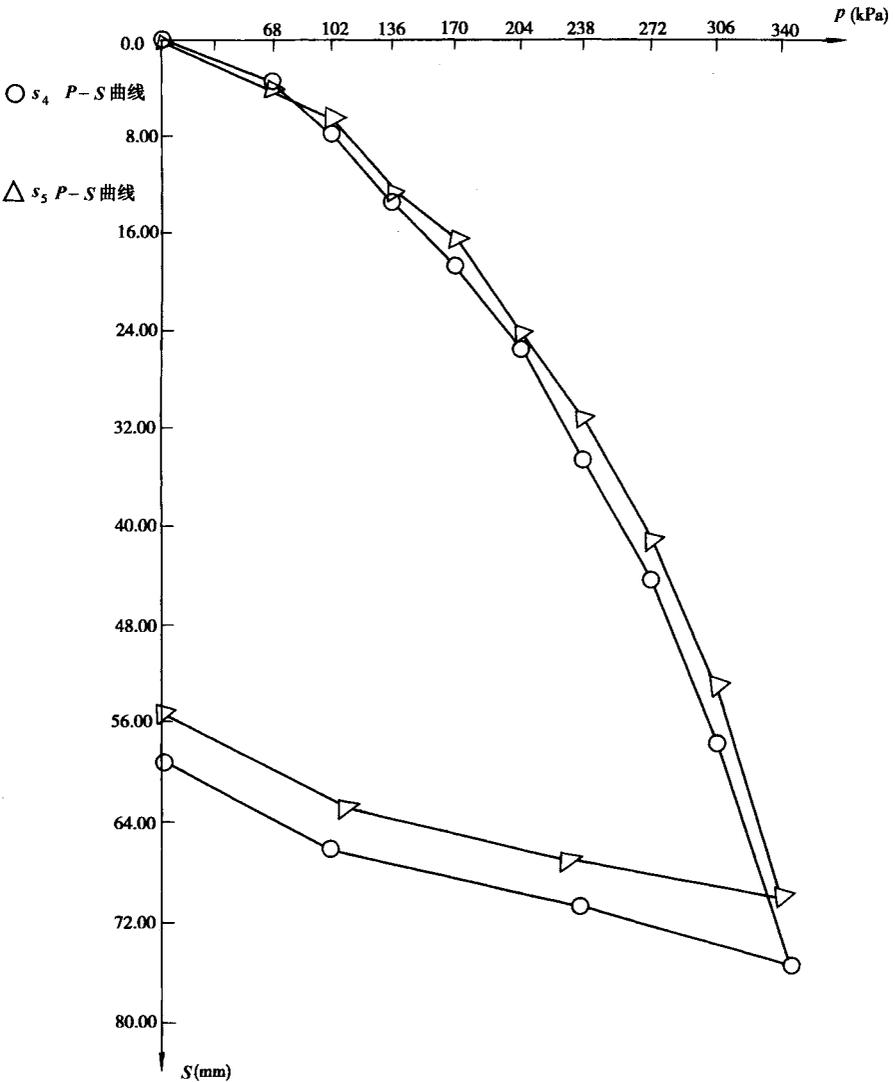


图 2-80 复合地基 P-S 曲线图

S₁

加载量(kPa)	0	62	92	123	154	185	215	246	277	308	338	369	400	431	462	492	523	554	585	615
沉降(mm)	0.00	1.19	1.95	2.48	3.64	4.21	5.16	6.07	6.89	8.27	10.02	11.69	14.42	18.52	22.92	30.51	40.98	53.42	58.30	88.33

S₂

加载量(kPa)	0	62	92	123	154	185	215	246	277	308	338	369	400	431	462	492	523	554	585	615
沉降(mm)	0.00	1.41	0.76	1.25	2.43	0.19	4.53	4.96	6.27	8.04	8.80	10.93	13.66	17.61	23.68	29.75	41.43	52.66	68.30	86.81

S₃

加载量(kPa)	0	62	92	123	154	185	215	246	277	308	338	369	400	431	462	492	523	554	585	615
沉降(mm)	0.00	0.76	1.76	2.61	3.04	3.82	5.13	5.97	7.21	8.49	9.77	12.66	15.33	19.73	23.71	30.92	42.45	53.83	70.33	92.44

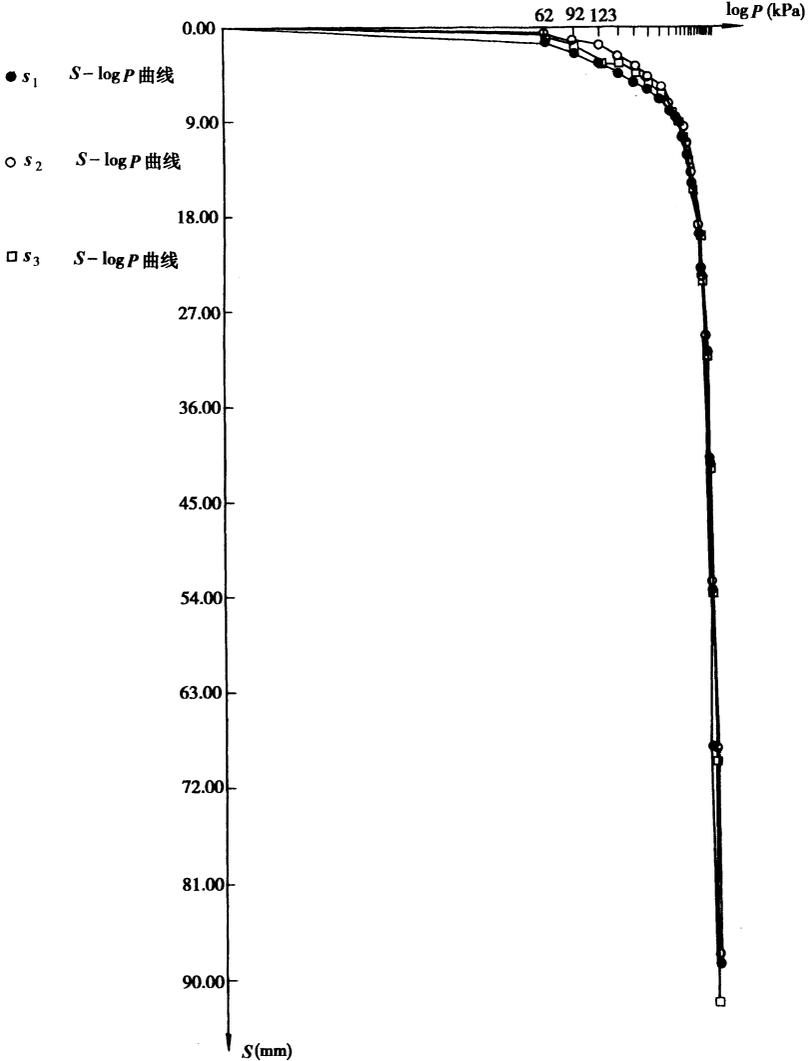


图 2 - 81 复合地基 s - log p 曲线图

表 8-8 各层土的主要物理性质指标

土样编号	取土深度 (m)	含水量 W (%)	天然容量 γ (kN/m ³)	土粒密度 G (g/m ³)	孔隙比 e	孔隙率 n (%)	饱和度 Sr (%)	塑限 W _p (%)	液限 W _L (%)	塑性指数 I _p	液性指数 I _L	土名	
加固前地基	1	0.4	28.12	18.55	2.72	0.88	47.84	86.92	20.26	33.37	13.11	0.6	粉质粘土
	2	0.4	29.53	19.01	27.72	0.85	45.94	94.50	19.74	34.31	14.57	0.67	粉质粘土
	3	0.4	28.24	18.77	2.72	0.86	46.24	89.32	19.92	33.21	13.29	0.63	粉质粘土
加固后桩土	4	0.4	24.88	19.97	2.72	0.70	41.18	96.68	19.25	33.02	13.77	0.41	粉质粘土
	5	0.4	25.25	19.48	2.72	0.75	42.86	91.57	20.16	32.14	12.98	0.39	粉质粘土
	6	0.4	26.52	19.16	2.72	0.80	44.44	90.17	21.32	33.83	15.51	0.42	粉质粘土

表 8-9 土工试验成果表

土层名称	P _s 平均值 (kPa)	N ₁₀ 平均值 (击/30cm)	天然含水量平均值 (%)	孔隙比 e 平均值	承载力 f _c (kPa)
粉质粘土(处理前)	1.6	23	28.63	0.86	170
粉质粘土(处理前)	1.85	27	25.55	0.75	200

3. 复合桩试块抗压强度试验

按照复合桩所用的配合比，在现场制成 70mm × 70mm × 70mm 的试块，60 天后，经室内抗压强度试验，其平均抗压强度为 5.02MPa，见表 8-10。

表 8-10 复合桩试块抗压强度

序号	试块尺寸 (mm)	天数 (d)	破坏荷载 (kN)	抗压强度 (MPa)	平均抗压强度 (MPa)
1	70 × 70 × 70	60	24.0	4.9	5.02
2	70 × 70 × 70	60	27.0	5.5	
3	70 × 70 × 70	60	23.5	4.8	
4	70 × 70 × 70	60	26.0	5.3	
5	70 × 70 × 70	60	22.5	4.6	
6	70 × 70 × 70	60	24.5	5.0	

4. 复合地基荷载试验承载力确定

从图 2-80 中，发现该复合桩地基的荷载试验 P-S 曲线为一条缓变形曲线，因此可采用相对变形确定其承载力，取 S : b = 0.01 (b 为荷载板宽度，此处为 0.73m) 所对应的荷载为该复合地基承载力的基本值，则 S₁、S₂ 和 S₃ 三组试验的承载力分

别为 296kPa、308kPa 和 302kPa，如表 8-11 所示。

表 8-11 复合地基承载力的确定

序号	试验类型	荷载板尺寸(m)	桩长(m)	置换率(%)	承载力(kPa)	
					基本值	平均值
S ₁	3 桩复合地基	0.73×0.73	6.0	10	296	302
S ₂	3 桩复合地基	0.73×0.73	6.4	10	308	
S ₃	3 桩复合地基	0.73×0.73	6.2	10	302	

5. 加固效果评价

通过以上试验，我们发现，采用干振复合桩对软土地基进行加固处理，具有明显的效果。如上所述，该试验场地原来的承载力只有 170kPa，经过置换率为 10% 的复合桩加固处理后，其桩间土承载力提高到了 200kPa，而复合地基承载力达到了 300kPa，因此加固效果十分显著。

(三) 计算实例

实例 1 将本试验中的有关数据分别代入式(2-40)、式(2-41)、式(2-42)中进行计算，首先由式(2-41)和式(2-42)计算单桩承载力，(该试验桩施工采用的是活瓣桩头，振动沉管，管内投料成桩)。

1) 承载力计算

由式(2-41)

$$f_{\text{单桩}} = 2\pi R \times L \times q_s + \pi R_2 \times q_p \times \alpha$$

根据地质条件，从规范中查得 q_s 和 q_p 允许值分别为 20kPa 和 350kPa， α 取 0.6

$$\begin{aligned} \text{则：} \quad f &= 2 \times 3.1416 \times 0.075 \times 6.0 \times 20 + 3.1416 \times 0.0752 \times 350 \times 0.6 \\ &= 56.55 + 11.66 \\ &= 68.21\text{kPa} \end{aligned}$$

由式(2-42)

$$f_{\text{单桩}} = f_{cu} \times A_{\text{单桩}} \times \eta$$

据室内抗压强度试验， $f_{cu} = 5\text{MPa} = 5000\text{kPa}$ ， η 取 0.3

$$\text{则：} \quad f_{\text{单桩}} = 5000 \times 0.0177 \times 0.3 = 26.55\text{kPa}$$

取以上两种计算结果中的小值，则有 $f_{\text{单桩}} = 26.55\text{kPa}$

再由式(2-40)

$$f_{\text{复合}} = (uP \times f_{\text{单桩}} / A_{\text{单桩}})Xm + \beta \times R + (1 - m)$$

此处桩距为 3 倍 d ，取 $U_p : 1$ ， p 取 1.0， $R_{\pm} = 170\text{kPa}$

$$\begin{aligned} \text{则：} \quad f_{\text{复合}} &= 26.55 / 0.0177 \times 0.1 + 170 - (1 - 0.1) \\ &= 150 + 153 \end{aligned}$$

$$= 303\text{kPa}$$

此结果与静载荷试验结果 302kPa 相吻合。

2) 沉降计算

由式(2-47)求 S , 即: $S = S_1 + S_2$

(1) 先求 S_1

$$S_1 = \frac{P_0 H}{m \cdot E_c + (1 - m) E_s}$$

式中: E_c ——80MPa;

E_s ——9.0MPa;

m ——10%;

H ——桩长(6.0m);

$$P_0 = P - rd$$

其中: P ——基底压力(160kPa);

r ——桩间土容量(17kN/m³);

d ——基础埋深(2.0m);

则基底附力口压力 $P_0 = 160 - 17 \times 2 = 126\text{kPa}$

所以

$$S_1 = \frac{126 \times 6 \times 10^3}{0.1 \times 80 \times 10^3 + (1 - 0.1) \times 9 \times 10^3}$$

$$= 756/16.1$$

$$= 4.7\text{cm}$$

(2) 再求 S_2

S_2 可采用分层总和法计算, 按 $\delta_z = 0.2\delta_c$, 确定的计算深度 H_0 为 18m, 加固体下部未被加固土体计算厚度 $H = H_0 - d - H = 18 - 2 - 6 = 10\text{m}$, 按每层计算厚度应不大于 0.4B, $\triangle H$ 取为 2.5m, 则共分 4 层计算, 其被加固体底部(即下部未被加固土体第一计算层顶部)附加压力:

$$P_1 = \frac{P_0 BL}{\left(B + \frac{\triangle H}{2}\right)} = \frac{126 \times 7 \times 28}{\left(7 + \frac{2.5}{2}\right) \left(28 \frac{2.5}{2}\right)}$$

$$= 102.3\text{KPa}$$

式中: (B ——基础宽度 7m, L ——基础长度 28m)

则:

$$S_2 = \Psi_s S_{20} = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{P_1 \left(\frac{H_i}{\alpha_i - 1}\right)}{E_{si}}$$

式中: n ——计算层数(4);

E_{si} ——下部未被加固土体压缩模量(此处为 15MPa);

α_i ——平均附加应力系数(可查表)

由于下部未被加固土体为同一层土, 所以 E_{si} 不变, 因此

$$S_{20} = \frac{P_1}{E_s} H_{4\alpha 4}$$

$$S_{20} = \frac{102.3}{15 \times 10^3} \times 10 \times 10^3 \times 0.882$$

$$= 60.15\text{mm} = 6.015\text{cm}$$

由于

$$S_2 = \Psi_2 \times S_{20} \quad (\text{查表 } \Psi S \text{ 为 } 0.4)$$

$$S_2 = 0.4 \times 6.015 = 2.41\text{cm}$$

(3) 总沉降量 $S = S_1 + S_2 = 4.7 + 2.41 = 7.11\text{cm}$

实例 2 某高速公路路基软土处理, 上部 5.0m 为淤泥, 基承载力标准值为 80kPa, 5m 以下为稍密细砂, f_k 为 180kPa, 原设计采用换土, 将上部 5m 淤泥挖除后, 换填上粉质粘土, 但由于换填土方量太大, 造价太高, 后改用干振复合桩进行处理, 形成复合地基, 以提高路基的承载力, 减少沉降。该干振复合桩采用的是锤击沉管, 管外投料的施工工艺, 桩入土 5.5m, 空桩 0.2m, 保护桩头 0.3m, 桩有效长度 4.0m, 桩径 0.15m, 桩距 1.05m。

1) 计算出复合地基承载力

由式 (2-41) $f_{\text{单桩}} = 2\pi r \times q_s + \pi R^2 \times q_p \times \alpha$

查规范, q_s 取 9kPa, g_p 取 900kPa。由于采用管外投料。α 取 0.5, 代入上式中。

则:

$$f_{\text{单桩}} = 21.21 + 7.97$$

$$= 29.18\text{kPa}$$

由式 (2-42) $f_{\text{单桩}} = f_{\text{cu}} \times A_{\text{单桩}} \times \eta$

由试验得知 $f_{\text{cu}} = 5.2\text{MPa}$, η 取 0.3

则:

$$f_{\text{单桩}} = 5200 \times 0.0177 \times 0.3$$

$$= 27.61\text{kPa}$$

取以上两种计算结果中的小值

则:

$$f_{\text{单桩}} = 27.61\text{kPa}$$

再由式 (2-40): $f_{\text{复合}} = (U_p f_{\text{单桩}} / A_{\text{单桩}}) m + \beta R \pm (1 - m)$

此处桩距大于 3 倍 d, $U_p = 1$, β 取 1.0, $R \pm 80\text{kPa}$, $m = 1.61\%$

则:

$$f_{\text{复合}} = (27.61 / 0.0177) \times 0.0161 + 80 \times (1 - 0.0161)$$

$$= 25.11 + 78.71 = 103.82\text{kPa}$$

计算结果其复合地基承载力为 103.82kPa。

2) 施工结束 30 天后, 进行了两组两桩复合地基现场载荷试验, 其 PS 曲线如图 2-80 所示, 试验结果列于表 8-12 中。

根据图 2-80 的 P-S 曲线, 取 S/b : 0.01, 则两组荷载试验结果复合地基承载力基本值分别为 101.2kPa 和 112.2kPa, 平均值为 106.7kPa, 见表 8-12, 与计算结果 103.82kPa 相比, 两者比较接近。相对误差为 $(106.7 - 103.82) / 103.82 = 2.77\%$ 。

表 8-12 复合地基载荷试验结果

序号	试验类型	荷载板尺寸 (m ²)	桩长 (m)	置换率 (%)	承载力(kPa)	
					基本值	平均值
S ₄	单桩复合地基	1.05×1.05	5.0	1.61	101.2	106.7
S ₅	单桩复合地基	1.05×1.05	5.0	1.61	112.2	

七、技术经济评价

就目前的应用来看,以合徐高速公路安徽段六座适合采取复合桩处理的桥梁为例,我们对其社会效益做如下分析。

(一) 桩的经济效益

该桥原设计的下部构造为双排钻孔灌注桩基础,扶壁式桥台。在认真审查地质报告后,改用复合桩处理,下部结构采用趾板式扩大基础、重力式桥台,其下部结构造价分析如表 8-13 所示。

表 8-13 造价分析

原设计(桩基础、扶壁式桥台)					变更设计(复合桩、趾板扩大基础、重力式桥台)				
项目	单位	数量	单价(元)	合计(元)	项目	单位	数量	单价(元)	合计(元)
C30 混凝土	m ³	288	479.81	138185	C25 混凝土	m ³	380	471.73	320776
C25 混凝土	m ³	487	471.73	229733	C20 混凝土	m ³	11	384.54	4230
C20 水下混凝土	m ³	760	—	—	C15 混凝土	m ³	759	262.58	199298
钢盘(Ⅱ)	kg	78487	3.86	302960	钢盘(Ⅱ)	kg	17339	3.86	66939
钢盘(Ⅰ)	kg	6556	3.55	23274	钢盘(Ⅰ)	kg	1182	3.55	4296
钻孔桩	延米	672	812.48	545987	复合桩	延米	27480	13	357240
					砂垫层	m ³	162	50	8100
					土工隔栅	m ²	543	14	7602
下部构造总造谷				1240139	下部构造总造价				968371

注 表中所列单价参照该标段合同单价。

从表 8-13 可见,该桥采用复合桩处理后,节约投资 27.18 万元,占原下部构造的 21.91%,其经济效益明显。

另外,如果此桥采用深层搅拌桩或 CFC,桩进行处理,在达到相同地基承载力的前提下,几种处理方法间造价对比详见表 8-14。显然复合桩的造价仅为 CFG 桩的 84%,为粉喷桩的 85%。就总造价而言,复合桩优于另外两种处理方法。

表 8-14 多种加固方式对比评做

类别	桩长(m)	成桩数(根)	总桩长(延米)	单价(元/延米)	总造价(元)
复合桩	6	4580	27480	13	357420
粉喷桩	11	1094	12034	35	421190
CFG 桩	6	1094	6564	64.5	423500

我们对其他几座采用复合桩加固基础的桥梁也进行了上述分析，其结果与该桥相近似。

另外在相同设计强度下，复合桩与 CFG 桩的单方造价如表 8-15 所示，其设计强度为 3MPa。

表 8-15 每 m³ 混凝土材料构成及材料造价对比

编号	桩类	设计强度(MPa)	材料总造价(元/m ³)	材料用量(kg/m ³)						
				32.5 级水泥	粉煤灰	石子	砂/石屑	工业芒硝/磷石膏	磨细生石灰粉	水
1	CFG 桩	3	61.9	97	227.12	1384.4	538.4	0	0	189
2	复合桩 1	3	39.8	0	351.7	913	456.8	13.7	91.4	0
3	复合桩 2	3	34.3	0	324.3	913	456.8	54.8	77.6	0

注：复合桩 1 胶凝体系为粉煤灰、生石灰、工业芒硝；复合桩 2 胶凝体系为粉煤灰、生石灰、磷石膏；CFG 桩采用石屑作为细集料，而复合桩用中砂。

从上表可以看出，无论那种复合桩配合比形式，其总体原材料价格均低于 CFG 桩，其经济效益是显然的，另外由于大量使用粉煤灰和磷石膏这类工业废渣，其连带产生的社会效益也非常明显，就社会角度而言，它减少了对这类废渣的处理、堆放费用。

(二) 复合桩的社会效益

1. 节约社会资源与人力资源

从表 8-13 可以看出，原设计该桥下部结构需混凝土约 1535 方，钢材 326.2t，而改用复合桩加固地基后，该桥下部结构需混凝土约 1451 方，钢材 18.5t，节约了大量工业

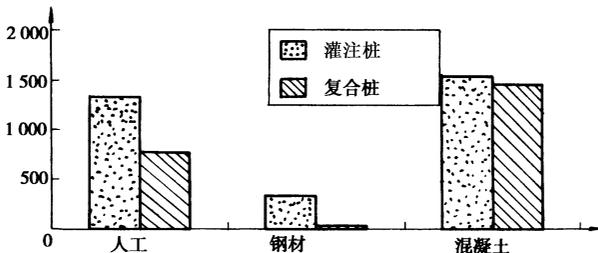


图 2-82 复合桩与灌注桩资源对比

资源。

另外,对于该桥原设计 24 根 672 延米的桩基,正常的钻孔灌注桩施工,两台钻机需 36 个工作日,1327 个人工,而采用复合桩加固地基,正常施工的情况下,两台桩机需 32 个工作日,仅需 768 个人工。缩短了施工时间,节约了大量的人力资源(见图 2-82)。

2. 减小污染,保护生态环境

众所周知,钻孔灌注桩施工时的泥浆污染一直难以解决,一般情况下用泥浆池沉淀泥浆,然后用自卸车拉到荒地堆放,这种方法既占用土地,又一定程度上对环境造成污染,甚至某些单位直接把泥浆排入河道中,对水资源造成极大的污染。

复合桩中粉煤灰的使用减小了电厂、化肥厂对周边环境的影响,施工时工作面小占用的土地少,减小了对土地的占用,复合桩施工更不会排放泥浆污染环境,有效的保护了施工周边环境。

第八节 特殊土地基处理

一、概 述

结构工程选用合理的地基处理方法和工艺技术,必须把根据所需加固的地基土的工程地质和水文地质条件、上部结构荷载等级和荷载分布情况、建筑材料供应的地区条件及其它条件和其它因素进行综合分析,而地基土的特性及其对各种加固方法的适应性则是尤为重要的。

我国幅员辽阔,各地区的地理位置,气象条件,地层构造和成因,以及地基土的地质特性差异变化甚大,有一些特殊种类的地基土分布在全国各地。据调查,我国主要的特殊土,包括软弱土——沿海地区的软土、冲填土和分布在全国各地的杂填土;西北地区的湿陷性黄土,南方地区的膨胀土和红粘土;山区地基以及高纬度和高海拔地区的多年冻胀土等。这些特殊土各自具有不同于一般地基土的独特工程地质特性,如软弱土的高压缩性,杂填土的不均匀性,山区岩土的水溶性,黄土的湿陷性,膨胀土的胀缩性,以及冻土的冻胀变形特性等。本章将按照不同的土性论述各种有代表性的特殊土地基处理,其中包括软弱土地基,山区岩土地基,湿陷性黄土地基,膨胀土地基以及季节性冻土地基等等,简述各种特殊土的工程地质特性以及适用的地基处理方法,凡涉及到各种专门的地基处理方法和工艺技术,可详见本书其它各章。

二、软弱土地基

由于软弱土具有强度低、压缩性大和明显的触变性等不良特性,对于结构物危害很大,在设计与施工中,都应给以充分的重视,根据实际情况,因地制宜处理,以提高其强度,减少其压缩性,改善其稳定条件,并适应各类不同工程结构对地基的要求。

通常,软弱土包括淤泥及淤泥质土,泥炭,呈软塑与流塑状态的粉土和粉质粘土,松散的粉细砂等天然土层,以及初始回填时未经夯(压)实的,或者以含有大量腐殖质土料回填的杂填土,土质软弱和龄期较短的冲填土等人工填土在内。

由于地基基础和上部结构是共同工作的一个整体,因此,解决软弱土的地基强度和变形问题的基本原则,要从加强上部结构及地基和基础两方面入手,采用综合治理的办法,本节论述的是从地基处理方面入手的各种有效方法,而不涉及有关上部结构和基础的各种加强措施与相应的理论研究。

(一) 软粘土

软粘土一般是指在静水或缓慢的流水环境下沉积,经生物化学作用形成,含有有机质,天然含水量大于液限,天然空隙比大于 1.0 的饱和粘性土。当天然孔隙比大于 1.5 时,称为淤泥;当天然孔隙比大于 1.0 而小于 1.5 时,称为淤泥质土。

1. 主要物理力学性质

1) 天然孔隙比大,在 1~2 之间变化,个别地方(如昆明滇池区淤泥)达 5.8。

2) 压缩系数大,通常在 0.05~0.20 间变化,个别可大至 0.42。

3) 抗剪强度很低,它的粘聚力也不大,与排水条件有关。它的内摩擦角则与加荷速度及排水条件密切相关。标贯值实验 $N_{63.5}$ 普遍很低,通常不大于 5。

4) 渗透系数很小,一般小于 10^{-6} cm/s,这是软弱粘土加荷后初始孔隙水压力消散过程长,固结速度慢的主要原因。

5) 触变性显著。

触变性表示在扰动后强度显著减弱,但静置后,又能恢复,并随静置时间而增长、触变性是粘性土的重要特性之一,常用灵敏度 S_r 表示,即在含水量不变的情况下,土在扰动前后无侧限抗压强度 q_u 之比,通常 $S_r > 4$ 为敏感粘性土, $S_r > 8$ 为特别敏感粘性土, $S_r > 16$ 称为流动粘性土。某些地质成因特殊的粘性土,可达 500 以上。

6) 流变性较显著

粘性土一般都有流变性,流变性是土在荷载作用下长期地处于变形过程中的现象,而软粘土的流变性比其他粘性土更明显。流变性又包括下列四个特性,即:

(1) 蠕变特性——在恒定的荷载作用下变形随时间发展的特性;

(2) 流动特性——也称粘滞特性,即土的变形速率是应力的函数;

(3) 应力松弛特性——在变形恒定的情况下,应力随时间减小的特性;

(4) 长期强度特性——在长期受荷下,土的强度随受荷历时增长而改变的性质。

上述各种流变特性,可通过试验分别得出有关曲线,进而找出它们的公式,可作为实际应用的参考。

2. 变形规律

软土地基变形的规律通常为:

1) 沉降大且不均匀。当地基土质不均,荷载分布不均,上部结构和基础刚度又不足时,就会导致沉降的不均匀。

2) 沉降速度大。一般在加荷终止后,随着时间的发展,沉降速度逐渐衰减。

3) 沉降稳定历时较长。这主要是由于土的渗透性小,土受荷后孔隙水不易排出,超孔隙水压力消散与土体中有效应力增加、历时较长等原因所致;此外,软土的流变特性也决定了沉降稳定历时长的变形特性。

(二) 软粘土地基处理方法简介

在软粘土地上建造建筑物,当沉降和稳定不能满足要求,且采用桩基、沉井等深基础在技术经济上又不可取时,对软粘土地基进行加固处理是完全必要的。加固的方法很多,如排水固结法、砂桩法、石灰桩法、换土垫层法、加筋法、高压喷射法、深层搅拌法等等。强夯法用于软粘土地上,国内外尚有争议,有成功经验,也有失败教训,应慎重。振冲置换法在软粘土地基中的应用范围,学术界也有不同看法。

软粘土地基上的各种地基处理方法很多,各种方法的加固机理,设计和施工,质量检验等内容,可参阅有关章节,应该引起注意的是:各种方法都有它的适用范围和局限性,选用何种方法,必须根据地基条件、结构物的重要性、对地基要求、材料来源、施工机具和工期、加固费用等技术经济因素进行综合考虑,切实做到因地制宜,防止生搬硬套。

(三) 软粘土地基大面积地面堆载问题

大面积地面堆载引起地面和邻近浅基础的不均匀沉降,是软粘土地区桥梁刚性扩大基础或高填方路基普遍存在而重要的问题。

现代高等级公路由于交通量增大和设计时速的提高,动载常引起结构物地基大量的附加沉降和不均匀沉降,造成结构物破坏。因此,在软粘土地区大面积地面堆载的结构物地基处理,已成为当前软土地区结构物中迫切需要解决的问题。

1. 在地面荷载作用下建筑物沉降特点

- 1) 结构物中部沉降多,四周沉降少,地面大量凹陷呈碟状。
- 2) 基础沉降量和不均匀沉降都很大,往往产生内倾现象。
- 3) 基础沉降的稳定历时较长。

2. 软粘土地基大面积堆载处理方案的选择

- 1) 承受桥梁刚性扩大基础或某段高填方路段的软粘土地基,如需要大面积回填土方时,应在结构物施工之前进行回填土,使地基获得预压,可减少地面的沉降和倾斜。
- 2) 对于大面积堆载,有条件时应尽量选择预压的场地。
- 3) 当作用有大面积地面荷载的构造物地基,如地面堆载较大,且堆载的宽度较宽,其影响较深时,一般的浅层加固措施不能满足设计要求,可采用砂井法、真空预压、砂桩、碎石桩、深层搅拌法、复合桩复合地基等深层处理方法,或者采用中、长桩基处理,能得到较好的效果。

4) 选择地基处理方案,除应考虑前述的几种情况外,尚应考虑结构物上部结构的特点并采取相应的措施。因为上部结构和地基既共同工作又相互影响的,所以当在软粘土地上作用有大面积地面堆载时,对其结构物地基处理的选择方案,不应只限于地基加固,上部结构也应采取相应的加强措施。在有些情况下,适当加强上部结构的整体刚度或采取其他措施,比单独进行地基处理效果更好,有时则需两者兼施。

总而言之,选择地基处理方案时,应对上部结构和地基作全面考虑,必要时可结合工程试验,以得出可靠和合理的地基处理方案。

三、杂填土

(一) 分类及主要性质

杂填土是由于人类的生产和生活活动而形成的地面填土层,其填筑物随着地区的

生产和生活水平不同而异,其性质与其组成和原地貌等有关。回填方法通常是任意堆放。

1. 按填筑特征分类

可分为生活垃圾、建筑垃圾和工业垃圾。

2. 按成因及地貌特征分类

1)填高地表,在回填过程中通常未经人工压实,填土范围和厚度也没有规律,一般视地形而异。

2)填塞河浜,填平后通称“暗浜”,一般很少清除底部水草和淤泥,因此,除填料中会有有机质外,底部淤泥土质十分软弱。

3)房屋倒塌堆积。因战争、自然灾害、房屋拆迁等形成的填土,多属建筑垃圾。如果年代

较久,则较为密实,但需查清填土层内是否存在旧墙基、下水道、阴沟、废井、粪池等隐蔽物。

4)墓穴和暗井,会含有棺木、人骨等,成分杂乱,土质松软。

3. 主要性质

1)一般承载能力不高,压缩性较大,且不均匀,具体是:

(1)填料物质不一,颗粒尺寸悬殊,颗粒间孔隙大小不一;

(2)回填前地貌高低起伏,形成填土厚薄不一;

(3)回填时间常常先后不一;

(4)取样不易、勘察工作困难,通常无法提出地基承载力值。

2)当在杂填土上加到某级荷载时浸水,变形剧增,有湿陷性。

3)填筑年代是评定杂填土的一个重要指标。填土层的密实度随年代而增加,但随外界因素,如雨水、填土顶上的随机荷载等而有较大的变化。通常,砂性杂填土的填筑年代在5年以上,粘性杂填土则需更多时间,才能粗略地认为填土层自身压密变形已趋于稳定。

(二)使用条件

凡建筑垃圾和性能稳定的工业垃圾(废料),当均匀性和密度较好时,在采取加强基础及上部结构刚度的措施后,可作为一般建筑物的天然地基持力层。其容许承载力可通过荷载试验和触探试验确定,也可参考当地建筑经验确定。

(三)处理

对以有机质含量较多的生活垃圾或对基础有侵蚀性的工业垃圾为主的杂填土,以及其它不能满足承载力和变形要求的杂填土,均应进行人工处理。如杂填土不厚,可将其挖除,加大基础埋深或加厚(换土)垫层。如杂填土区域宽度不大,可用基础梁跨越。其他常用的地基处理方法有重锤夯实法、表层压实法(包括机械碾压压实和机械振动压实)等浅层处理方法,但其有效处理厚度一般不超过2m。如填土厚度较大,可采用短桩处理,也可考虑用强夯法、振冲法或灰土井桩等处理方法,但都应结合建筑物情况和当地的技术经济条件作出比较后确定。

四、冲填土

(一) 形成

冲填土是人工填土之一。它是在疏浚江河航道或从河底取土时用泥浆泵将已装在驳船上的泥砂,直接或以定量的水加以混合成一定浓度的泥浆,通过输泥管送到四周筑有围堤并设有排水挡板的填土区内,经沉淀排水后形成的。

(二) 主要工程性质

冲填土有别于素土回填,它具有一定的规律性。其工程性质与冲填土料、冲填方法、冲填过程及冲填完成后的排水固结条件、冲填区的原始地貌和冲填龄期等因素有关。

1. 冲填土有的以砂粒为主,也有以粘粒或粉粒为主。在冲填土的入口处沉积的土粒较粗,甚至有石块,顺着出口处逐渐变细,除出口处及接近围堰的局部范围外,一般尚属均匀,但在冲填过程中如果间歇时间过长或土料有变化,则将造成冲填土纵横向的不均匀性。

2. 冲填土料粗颗粒比细颗粒排水固结快,如果其下层土质具有良好的排水固结条件,则所形成的冲填土地基的强度和密度随着龄期增长而加大。

3. 冲填土料很细时,水分难以排出。土体形成初期呈流动状态,其表面经自然蒸发后,常呈龟裂,下面水分不易排出,处于未固结状态,较长时间内可能仍处于流动状态,稍加扰动,即呈触变现象。

4. 如原始地貌高低不平或局部低洼,冲填后水分更不易排出,固结极为缓慢,压缩性高。而冲填在斜坡地段上,则其排水固结条件较好。

5. 冲填土与自然沉积的同类土相比,强度低,压缩性高,常产生触变现象。在勘探钻孔时应防止涌土坍土。土样运输时应避免受振动而水土分离,使试验成果不佳,必要时可进行现场十字板及荷载试验。

(三) 冲填土地基的容许承载力

经勘探应查明冲填土地基的工程性质,若较均匀且具有一定的密实度,可作为一般公路桥涵建筑物天然地基的持力层。其地基承载力,如有条件可通过载荷试验确定,也可以参考当地的建筑经验确定。

(四) 处理

冲填土料颗粒较细,粘粒含量较大或冲填在低洼(浜、塘)地形内且原地表又有渗透性差的土层(淤泥、淤泥质土)存在,冲填后的水分不易排出,土体长期处于流动状态,应进行加固处理,方法则因地制宜。

1. 处理方法

1) 浅层处理

一般方法大致与杂填土处理方法相同,我国华东地区常用以下几种处理措施:

(1) 不深,可全部挖除。

(2) 如冲填宽度不大,可用基础梁跨越。

(3)挖除或部分挖除冲填土,采用石垫层。

(4)打短桩穿过冲填土层,使桩尖支承在坚实老土层上。

2)振冲置换法

碎石桩桩尖一般支承在下层较好的土层上,形成复合地基,承载力一般可提高一倍,是冲填土地基处理中较好一种方法。

3)砂井法

4)电动化学灌浆法

5)深层搅拌法

6)复合桩法

2. 冲填土地基设计时应注意的问题

1)如冲填土尚未完成其自重固结(冲填龄期太短),则在计算建筑物沉降时应考虑其自重压密部分的欠固结沉降值。

2)如冲填时间较短,应考虑大面积冲填土的作用对下卧天然土层压密变形的影响。当下卧土层为软粘土时,影响更大。

3)如采用长桩处理,应考虑桩侧的负摩擦力。

4)单纯的井点降水,对于冲填土来说一般效果不显著,通常须与预压或换土垫层结合。

五、松散砂土

(一)基本概念

饱和且结构松散的粉细砂,孔隙比大且塑性低的粉土,在重复或突发的荷载作用下,其超孔隙水压力会持续或骤然上升,使粒间有效应力大大降低。在土中排水条件不畅通的情况下,就可能使土粒处于悬浮状态。这时,土体的抗剪强度完全丧失,显示出近乎液体的特性,被称为土的“液化”。

根据土体抗剪强度损失的程度,可分为“初始液化”、“部分液化”和“液化”等若干类型。如果基础下部的土体,在很大范围内发生了上述现象,就会使上部结构产生过大的沉降,进而倾斜,以至完全倒塌破坏。这类地基土,在遇到地震时“液化”的可能性最大。1964年日本新潟地震和1976年我国唐山地震,都证明了砂土地基潜在着这种液化危险,引起了国内外工程界的广泛注意和研究。

在建筑物基础设计之前,先鉴定一下地基土是否会液化,以便有效地进行处理,是一个首要的问题。通常有以下几种途径可供设计人员参考:

1. 根据地震造成地基失事实例中的地质资料,与拟建建筑物所处地基的实际地质资料,进行综合对比,以便作出分析鉴定的结论;

2. 同上述原理一样,利用相对密度指标进行对比,这是因为相对密度是许多指标中对液化最为敏感的一个指标;

3. 剪力对比法,是把地震波产生的剪应力,和使砂体发生初始液化所需要的剪应力加以比较,以确定地基是否会液化;

4. 标贯试验法,在现场选择几个不同地点、在不同深度处做标贯试验,将实测的标

贯值与《建筑抗震设计规范》(GBJ11-89)推荐的液化临界标准贯入击数进行比较,特殊技术中的剪切速度 V_s 也是常用的判定指标之一。

对于重要的建筑物,常常采用几种途径,相互比较,以便鉴定和选择处理地基的措施。

(二)液化地基的处理

造成地基液化的内在条件,基本上为(1)土粒为无粘性或低粘性,且结构松散的土(2)地下水位高且丰富,土处于饱和状态(3)土中排水条件差,超静孔隙水压力不易消散。这是饱和松散的粉细砂最易液化的原因。

基本上述情况,液化地基处理措施的基本出发点,是改变它的内在条件,即增加土体的密实度和改善排水条件。常用的处理措施有下述各种方法:

1. 强夯法
2. 振冲法
3. 桩基

用各种沉入预制桩或设置灌注桩的方法。通过桩基穿透有液化可能的土层,进入坚硬、稳定的持力层,是克服液化地基的可靠方法。

调查表明:凡有足够入土深度的桩基建筑物,其破坏程度大大降低。但在采用桩基时,应

注意单桩在液化土层深度内考虑桩的负摩擦力。关于桩基抗液化的具体设计,请读者参阅其它文献和著述。

4. 灌浆法

将水泥注入粉土或粉细砂土中,可以解决砂土的液化问题。有关灌浆法的设计与工程实例可详见本书第7章灌浆法。

5. 高压喷射法

是用旋转及高压喷射的措施,将水泥浆注入土粒孔隙中,并与土混成一体,以解决砂土液化问题。

有关高压喷射法的加固技术,可参阅本书其它章节。

6. 电动化学灌浆法

也是一种可以考虑的加固砂土的手段,但设备比较复杂,使用化学胶凝物质及耗费大量能量,因此,费用较大,在我国采用很少。

六、山区地基

(一)山区地基特点

工程地质和水文地质条件比较复杂和特殊的山区(包括丘陵地带)地基,与平原地基相比,具有某些特点,其中主要的是不均匀性,这是由于:

1. 在建筑物地基压缩层范围内,常常遇到基岩的部分露头 and 表面倾斜,或者是有大块孤石存在,形成软硬不均的岩土地基;
2. 山区地表高差大,在乎整场地中由于大挖大填的结果,形成不均匀的半挖半填地基;

3. 在岩溶地区,常常石芽林立,溶沟、溶槽密布,其间充填着性质和厚度都不相同的土,形成不稳定不均匀的岩溶地基。

此外,山区常出现多种不良地质现象,如滑坡、泥石流和崩塌,对工程建设造成极大危害。

我国以往在山区建设中,由于对其地质条件的复杂性和规律性认识不足,有的工程建成后,被迫搬迁,有的花了大量整治费用,还有个别的工程遭破坏,给国家造成了巨大损失。但是在更多的工程实践中,由于避开了有不良地质现象的地段,或采取了可靠的防治措施,从而避免了工程事故。因此,在山区建设中,应对建设场区作必要的工程地质和水文地质评价,对建筑物有直接危害或潜在威胁的滑坡、泥石流、崩塌以及岩溶、土洞等强烈发育的地段,一般不允许选作建设场地,如必须使用这类场地,则应采取可靠的防治措施。

还有些山区工程事故,如土体滑动、斜坡失稳以及基础和地坪下沉,常常与大量的土石方工程处理不当有关。为此,当建设场地选定之后,在总图布置阶段,就应根据工艺要求,结合具体的地形地质条件,合理利用建设场地,将主体建筑布置在较好的地基土上,并应尽量减少大挖大填,以期达到投资少、收效好的结果。此外,在长期的自然状态下,大多数山区,因其特有的工程地质和水文地质条件,已形成天然的排水系统和生态平衡,使场区处于相对稳定状态。因此,充分利用和保护这些自然形成的排水系统和山地植被,不但可节省建设投资,而且还能保证建筑物的安全。当必须改变原排水系统时,则应在适合疏导和拦截的部位,将水引出场外。在受山洪影响的地段,则应采取相应的排洪措施。

综上所述,正确认识山区桥涵结构物地基特性的规律性,不但可以避免事故,保证安全,而且对合理利用和正确处理山区建筑地基也是必要的,本节将着重对山区岩土地基、填土地基和岩溶、土洞地基的利用和处理作简要介绍。

(二)山区岩土地基

1. 什么是山区岩土地基在结构物地基的主要受力层范围内,如遇下列情况之一,属于山区岩土地基:下卧基岩表面坡度较大($> 10\%$);石芽密布并有出露;大块孤石或个别石芽出露。

1)下卧基岩表面坡度较大的地基

这类地基在山区较为普遍,由于基岩表面倾斜,使得基底下土层厚薄不均。设计时,除要考虑由于岩性和厚度的变化,以致地基土的承载力和压缩性相差悬殊而引起高等级公路不均匀沉降外,还要考虑地基的稳定性,即上覆土层是否可能沿倾斜的基岩表面产生滑动。在满足地基稳定性的前提下,结构物的不均匀沉降可根据地基土的厚度及压缩性进行验算。

2)石芽密布并有出露的地基

这类地基一般是在岩溶地区,其基本特点是基岩表面起伏较大,石芽之间多被红粘土所填充,勘探这类地基土时,即使把勘探点加密,也很难查清基岩面起伏变化的全貌,往往须根据基槽开挖后的地基实际情况,确定施工对策。

关于这类地基的变形问题,目前尚无法进行理论计算,但实践表明:由于充填在石

芽间的红粘土,承载力较高,压缩性较低,石芽间的土层处于侧限受力状态,其变形量小于同类土在一般情况下的变形量。所以建造在这种地基上的大量中、小型建筑物或高填方路基,虽未作地基处理,但一直使用正常。如石芽间由软土充填,则因土的变形大,可能使建筑物产生过大的不均匀沉降,应作地基处理。

3)大块孤石地基

在山前洪积层中常出现大块孤石,这类地基类似于基岩层面相背倾斜和个别石芽出露的地基,其变形条件对建筑物最为不利。如孤石接触基础底面,一般都应进行处理,否则,结构物极易开裂或高填方路基也相应产生裂缝,处理这类地基的方法为褥垫法。

2. 山区岩土地区的地基处理

不均匀岩土地基的处理,在山区建设中占有重要的地位,抓住了这个环节,既能保证基础工程质量,又可节省建设资金。在高速公路工程施工中,处理山区岩土地基的遵循下列原则,收到了良好的效果。

1)首先应充分利用上覆土层,尽量采用浅埋基础,尤其在上覆土层性质比下卧层好的情况下,更应如此。

2)充分考虑地基、基础和上部结构的共同作用,既保证地基的变形满足上部结构的要求,又要使上部结构的构造尽量适应地基变形条件,即采取地基处理和结构措施相结合的方法来解决不均匀地基的变形问题。

3)在同一结构物下,遇到软、硬不均的岩土地基,可以对软弱部分地基采取加固处理,使其与坚硬部分地基相适应,也可以将坚硬部分的岩石凿除一部分,换填可压缩性土,以便与软弱部分地基相协调。总之,在考虑处理措施时,必须从结构物的总体利益出发,使结构物各部位的变形相互协调。

4)对软、硬不均的岩土地基,常采用弹性力学变形理论知识设计地基。

根据上述原则,对不均匀岩土地基的处理可分为结构措施和地基处理两方面,在不少情况下,两者是相互协调和相互补偿的。

(三)山区填土地基

1. 填土地基的特点

在山区或丘陵地带进行高速公路建设,由于地形高差起伏较大,在乎整场地时,为了使挖方和填方尽可能平衡,常出现较厚的填土层。为了充分利用场地面积。有些小型构造物往往局部或全部建造在填土上,因此,处理填土地基也是山区公路建设中一个普遍性的问题。

在山区利用填土作为结构物地基,必须同时考虑地基的稳定、变形、强度等三方面的问题,首先,作为结构物地基的填土层在其本身自重和结构物重量的作用下,不致产生滑动的条件下,才能在填土层上作浅基础,这取决于结构物场地的工程地质条件。其次是变形问题,应从两方面考虑:一是预估填土地基可能产生的绝对沉降值,这主要取决于填土的压实程度,也与下卧层土的压缩性有关,另一方面是同一结构物范围内填土地基与原状土地基的差异沉降是否会超过该类结构物的容许值,这与地基持力层内两类土的变形量的比值和荷载条件有关。第三是强度问题,这一方面要看作为结构物地

基的填土本身是否具有足够的强度,另一方面又要看下卧层地基的强度。总之,在不丧失稳定的情况下,填料的压实性是决定能否做浅基础的关键。填土的压实方法可采用机械碾压压实和重锤夯实法,近年来不少工程还采用了强夯法,效果较好。

2. 对填料的要求

利用填土作为结构物地基或高填方路基,应尽可能在土方工程动工之前,根据其结构类型、填料性质和现场条件提出对填土地基的质量要求,用分层压实方法处理填方。未经检验以及不符合质量要求的填土,不得作为结构物地基或高填方路基。

如土料的选择,应以就地取材为原则,如碎石、砂夹石、土夹石和粘性土都是良好的填料,但前三种要注意其颗粒级配,而后者则要注意其含水量。淤泥、耕土、冻土、膨胀性土以及有机物含量大于 8% 的土都不得作为填料。当填料含有碎石时,碎石粒径一般不宜大于 20cm。

3. 质量控制和检验

压实填土的质量以压实度 D_Y 来控制,依据《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ024—85)规定,填土地基的质量要求(即压实系数 D_Y 与控制含水量 ω_x)与结构物的结构类型和填土的受力部位有关。最好在填土中掺入一定比例的石灰,提高其承载能力,石灰掺量宜控制在 5% ~ 8% 范围内。 D_Y 控制在 95% 以上。压实填土地基在施工前要清除杂草、耕土和软弱土层。填土要在最优含水量时压实,以便得到良好效果。这需要作出取土坑的标准实验方可知晓。

在填土和压实机械已定的条件下,保证压实填土地基质量的三个关键因素是:控制合适的含水量、松铺厚度和压实度。松铺厚度每层不宜超过 25cm。施工时,将接近最优含水量的填料或一定比例的石灰改善土,按规定的松铺厚度铺平,随后进行压路机碾压,机械压不到的地方应用蛙夯机补夯。

填土地基的质量检验,一般是在施工中分层检验填土的压实度或填土结束后采用静力、动力触探法检验,也可两者同时使用。用触探法时,宜预先通过碾压试验在触探指标(N_{10} 或 $N_{63.5}$)与填料的压实度之间建立对应关系。根据工程需要,每 100 ~ 500m² 内应有一个检验点。经检验未达到设计要求的填土,应增加碾压遍数或重新翻晒碾压。压实填土地基的承载力与填料性质、施工机械设备和施工方法有关,一般宜采用原位测试方法确定。当无试验资料时,可参考表 9-1。

表 9-1 压实填土地基的容许承载力

填土类别	压实度	容许载力(kPa)
碎石、卵石	0.94 - 0.97	200 - 300
砂夹石(碎、卵石占总重 30 - 50%)		200 - 250
土夹石(碎、卵石占总重 30 - 50%)		150 - 200
粘性土($8 < I_p < 14$)		130 - 180

七、湿陷性黄土地基

(一) 湿陷性黄土的特性

我国黄土分布面积,约为 70 万 km^2 ,主要分布在我国的西北部,山东、辽宁、黑龙江、内蒙古、新疆等省也有零星的分布。湿陷性黄土的分布面积占黄土分布面积的 60% 左右,大部分在黄河中游地区。由于黄土形成的地质年代和所处的自然地理环境的不同,它的外貌特征和工程特性又有明显的差异。

具有天然含水量的黄土,如未经受水的浸湿,一般强度较高,压缩性较小。但有的黄土,在覆盖土层的自重压力或自重压力和结构物的附加压力的共同作用下,一旦受水浸湿,土的结构迅速破坏,并发生显著的附加沉降,其强度也随着迅速降低,这种黄土称为湿陷性黄土。

湿陷性黄土分为非自重湿陷性和自重湿陷性两种。非自重湿陷性在自重压力作用下受水浸湿后则不发生湿陷;自重湿陷性黄土,在自重压力下受水浸湿后则发生湿陷。在一定压力下,由于黄土湿陷而引起结构物不均匀沉降是造成黄土地区地基事故的主要原因。因此,对于黄土地基首先必须判明它是否具有湿陷性,再进行区别其是否属于自重湿陷性或非自重湿陷性黄土,以便采用相应的措施。

(二) 黄土湿陷性的评价

黄土在一定压力作用下受水浸湿,土的结构迅速破坏而产生一定的沉降,黄土的湿陷性由在一定的压力下所测定的湿陷系数 δ_s 来判定。

$$\delta_s = \frac{h_p - h_{p1}}{h_0} = \frac{\Delta h_p}{h_0}$$

式中: h_p ——保持天然湿度和结构的土样,加压至一定压力时,下沉稳定后的高度 (cm);

h_{p1} ——上述加压稳定后的土样,在浸水作用下,下沉稳定后的高度 (cm);

h_0 ——土样的原始高度 (cm)。

测定湿陷系数的压力,自基础底面算起(初步勘察时,自地面下 1.5m 算起), 10m 以内的土层应用 200kPa, 10m 以上的土层则应用 300kPa。但对压缩性较高的新近堆积黄土,在基础底面下 5m 内应用 150kPa,在 5-10m 内应用 200kPa,在 10m 以上土层应用 300kPa 测定湿陷系数。

当 $\delta_s < 0.015$ 时,一般定为非湿陷性黄土; $\delta_s \geq 0.015$ 时,一般定为湿陷性黄土。一般来说, δ_s 值越大,其湿陷性就愈强烈。按 δ_s 值的大小可将湿陷性黄土分为三类:

$\delta_s \leq 0.03$ 为轻微湿陷性;

$0.03 < \delta_s \leq 0.07$ 为中等湿陷性;

$\delta_s > 0.07$ 为强烈湿陷性。

划分非自重湿陷性和自重湿陷性用系数 δ_{zs} , 判定,其计算公式如下:

$$\delta_{zs} = \frac{h_z - h_{z1}}{h_0} = \frac{\Delta h_z}{h_0}$$

式中： h_z ——保持天然湿度和结构的土样，在自重压力下，下沉稳定后的高度（cm）；
 h_{z1} ——上述在自重压力下稳定后的土样，在浸水作用下，下沉稳定后的高度（cm）；
 h_0 ——土样的原始高度（cm）。

测定自重湿陷性系数的压力，自天然地面算起（当挖、填方厚度和面积较大时，自设计地面算起），至该土样顶面为止的上覆土的饱和自重压力（当大于 300kPa 时，仍用 300kPa）。

当 $\delta_{zs} < 0.015$ 时，应定为非自重湿陷性黄土；

$\delta_{zs} \geq 0.015$ 时，应定为自重湿陷性黄土。

结构物场地的湿陷类型可根据自重湿陷量划分

$$\Delta_{zs} = \sum_{i=1}^n \delta_{zsi} H_i$$

式中： δ_{zsi} ——第 i 层土样的自重湿陷系数；

H_i ——第 i 层土样的厚度，（cm）。

上式计算厚度从天然地面算起（当挖、填方厚度和面积较大时，自设计地面算起），至其下全面湿陷黄土层的底面为止，其中 $\delta_{zs} < 0.015$ 的土层不累计。

当 $\Delta_{zs} < 7\text{cm}$ 时，一般定为非自重湿陷性黄土场地；

当 $\Delta_{zs} > 10\text{cm}$ 时，定为自重湿陷性黄土场地；

当 Δ_{zs} 为 7~10cm 时，应结合场地的地貌、地质和当地的建筑经验综合判定，或根据现场试坑浸水试验得到的实测自重湿陷量 Δ_{sz}' 判定，即

当 $\Delta_{sz}' \leq 7\text{cm}$ 时，定为非自重湿陷性黄土场地；

当 $\Delta_{sz}' > 7\text{cm}$ 时，应定为自重湿陷性黄土场地。

湿陷性黄土地基的湿陷等级应按分级湿陷量 Δ_s （cm）划分，分级湿陷量按下式计算：

$$\Delta_s = \Delta_{zs} = \sum_{i=1}^n \delta_{zsi} H_i$$

式中： δ_{zsi} ——第 i 层土样的自重湿陷系数；

H_i ——第 i 层土样的厚度，（cm）。

分级湿陷量的累计，自基础底面算起（初步勘察时，自地面下 1.5m 算起），对非自重湿陷性黄土地基，至其下 5m 深度为止；对自重湿陷性黄土地基，至其下 10m 深度为止。其中非湿陷性土层不累计。

划分湿陷性黄土地基的湿陷等级，应遵守表 9-2 的规定。

表 9-2 黄土湿陷等级分类表

湿陷等级	湿陷类型		湿陷等级	湿陷类型	
	非自重湿陷性	自重湿陷性		非自重湿陷性	自重湿陷性
	分级湿陷量 (cm)			分级湿陷量 (cm)	
I	≤ 15	≤ 15	III	> 35	> 40
II	$15 < \Delta_s \leq 35$	$15 < \Delta_s \leq 40$			

(三) 湿陷性黄土地基的工程措施

湿陷性黄土地基的设计与施工,除了必须遵守一般地基的设计和施工原则外,还应针对湿陷性这个特点,采用适当的工程措施。常规的方法:一是地基处理,以消除产生湿陷性的内在原因;二是防水、排水,以改变引起湿陷的外界条件;三是采取结构措施,以改善建筑物对地基湿陷引起的不均匀沉降的适应性或抵抗能力。

常用的地基处理方法有:土或灰土垫层、重锤夯实、土或灰土挤密桩以及桩基础等。这些方法(除桩机外)的作用在于破坏湿陷性黄土的大孔结构,以便全部或部分消除地基的湿陷性,从根本上避免或减弱湿陷性现象的产生。

湿陷性黄土地基如果确保不受水侵蚀,地基即使不处理,湿陷性也是无从发生的。因此,既要放眼整个建筑场地的排水、防水问题,又要考虑到单体建筑物的防水措施。同时,不但要保证在建筑物长期使用过程中地基不被水浸湿,也要作好施工阶段临时性排水、防水工作。

在建筑物设计中,还应从地基、基础和上部结构共同作用的概念出发,采用适当的措施,增强建筑物适应或抵抗因湿陷引起的不均匀沉降的能力。这样,即使地基处理或防水措施不周密而发生湿陷时,建筑物也不至于造成严重破坏。所以,结构措施是补充前两项措施的不可缺少的辅助手段。结构措施包括:加强建筑物的整体性和空间刚度;选择适宜的结构和基础型式;加强砌体和构件的刚度以及预留沉降净空等。

八、膨胀土

(一) 膨胀土地基的特征

1. 一般特征

膨胀土地基是指粘粒成分主要由强亲水性矿物组成,并具有显著膨胀性的粘土,它在世界上分布甚广。我国已在20个省、自治区发现了膨胀土,以黄河流域及其以南地区分布较为广泛。过去对于这种土的特性不很了解,误以为这种土是坚硬、压缩性小的良好天然地基,但经过大量工程实践,逐步查明这种土有吸水膨胀、失水收缩并往复变形的性质,对建筑结构物尤其是对轻型建筑、路基等都有破坏作用,并且不易修复。

我国膨胀土按其粘土矿物成分划分,大致归纳为两大类,第一类是以蒙脱石为主,第二类是以伊利石为主。云南蒙自、广西南明、河北邯郸、河南平顶山等地的膨胀土多属第一类,而安徽合肥、四川成都、湖北郧县、山东临沂等地多属第二类。蒙脱石类的膨胀性较大,对建筑结构物的危害也较大。从物理指标看,云南、广西等省膨胀土的空隙比接近1.0或大于1.0,含水量常在30%以上,而其它地区的膨胀土,其空隙比多在0.6~0.8之间,含水量在20%左右。

裂隙发育是膨胀土的一个重要特性,常见的裂隙有竖向,斜交和水平三种。竖向裂隙有时露出地表,裂隙上大下小,并随深度而逐渐减小。有些水平裂隙充填有灰绿,灰白色粘土,裂面光滑,有些裂面有擦痕,显示出土块间相对运动的痕迹。

我国各地膨胀土的含水量随季节变化,有一个波动幅度。但总的看来,含水量大体在塑限左右变动,所以,膨胀土多呈坚硬或硬塑状态,民间常用“天晴一把刀,下

雨一团糟”来形容这种土的物理变化。在膨胀土层内，一般无地下水，上层滞水和裂隙水也是膨胀土变形不均匀的一个内在因素。

2. 膨胀土的膨胀特性

膨胀是指在一定条件下土的体积因不断吸水而增大的过程，它是粘土矿物与水相互作用的结果。反映土的膨胀性能的指标有自由膨胀率和不同压力下的膨胀率。自由膨胀率和膨胀土的主要矿物成分有关。一般讲，当主要粘土矿物为蒙脱石时，自由膨胀率为40%~80%；自由膨胀率低于40%时，一般应视为非膨胀性土。膨胀率是反映土在某压力下单位厚度土体的膨胀变形。它与土的含水量关系密切，一般情况下，土的含水量越低，膨胀率越高。

3. 收缩与收缩系数

收缩是指膨胀土的另一个属性。由于日照蒸发、树根吸水等，都可使土中水分减少，产生土体收缩，因此，收缩变形是膨胀土变形的另一个重要组成部分。膨胀土收缩变形的大小可用收缩系数表示。收缩系数的物理意义是指当含水量减小1%时土样的竖向收缩变形量。收缩系数大，其变形量也大。

4. 膨胀与收缩的可逆性

膨胀土具有吸水膨胀、失水收缩、再吸水再膨胀、再失水再收缩的变形特征，这个特征称之为土的失水收缩与吸水膨胀的可逆性，是失水收缩的一种重要属性。建造在膨胀土上已损坏了的房屋的裂缝在旱季张大，雨季缩小，而采用一般处理房屋裂缝的方法常遭失败。这主要是由于膨胀土地基变形在外界因素影响下长期不能稳定的结果。膨胀与收缩的可逆变化幅度采用膨胀总率指标表示。

由上所述，膨胀土地基的变形除了土的膨胀与收缩特性这个内在因素之外，压力与含水量的变化则是两个非常重要的外在因素，特别是含水量的变化还与当地的气候条件、建筑场地地形复杂程度以及覆盖等密切相关。当弄清了某一场地的膨胀收缩性质以及该地在四季循环中土的含水量变化情况时，就有可能预估建造在地基上的结构物将会出现怎样的变形，从而可采取相应的地基处理措施。

(二) 膨胀土地基处理

1. 结构物场地有坎坡时首先应治坡

在进行膨胀土地基设计及处理时，首先应考虑场地地形的复杂程度及其对工程的影响。这主要应考虑边坡的稳定性，挖填方带来的影响，场地土质的均匀程度。调查结果表明，建造在膨胀土坡地上的结构物，其损坏要比建造在平地上的普遍而且严重得多。因此设计时应尽量避免将结构物建造在这类坎坡上。当必须在坎坡上建造时，应首先治坡，整治环境，否则单纯的局部地基处理将是难以奏效的。膨胀土坎坡建筑场地，一般是指坡比等于或大于 $\frac{1}{10}$ 的坡腰地带及坡肩至坡顶方向10m范围内的坡肩地带要维持边坡稳定可采取如下措施。

1) 排水

规划好场区内外排水系统，使雨水能顺利排出场区外。坡地应设置截水沟，防止地面水浸入坡体。

2) 支档

可采用重力或保湿挡土墙。

3) 护坡保湿

其目的是消除土体胀缩变形的的外来因素,使土体水分即使在旱季期也不致大量蒸发,以保持土中水分的稳定,从而使坡体的稳定得到保证。一般措施有在坡面浆砌片石、铺植草坡和铺砂等。

2. 膨胀土地基处理措施

目前国内外有关膨胀土地基处理的方法较多,膨胀土地基处理方法应进行技术经济比较,选用下列一种或几种方法。

1) 增大基础埋深

2) 桩基

(1) 单桩的容许承载力应通过浸水静载试验,或根据当地建筑经验确定。在设计地面标高以下 3m 内的膨胀土中,桩周容许摩擦力应乘以折减系数 0.5。

(2) 桩长应通过计算确定,且不得小于 4m,应使桩基支承在膨胀变形较稳定的土层或非膨胀性土层上。

(3) 桩身全长需进行配筋计算。

(4) 坎坡场地选用桩基时,桩长应适当增长,桩尖应支承在坡脚下大于 1m 的深度处。

3) 换土

4) 砂包基础

由于砂包基础能释放地裂应力,所以在膨胀土发育地区,中等胀缩性土地基,采用砂包基础、地梁、油毡滑动层以及散水坡四者相结合的处理措施,可取得明显效果。

5) 灌浆法和电渗法

用石灰和水泥等附加剂以及电渗改良膨胀土的结构以加固地基的处理方法,在国外都有采用,由于技术、设备的问题以及昂贵的价格成本,目前我国较少采用。