

UDC

中华人民共和国行业标准

TB

TB 10035—2002
J 158—2002

P

铁路特殊路基设计规范

Code for design on special subgrade of railway

2002-03-16 发布

2002-07-01 实施

中华人民共和国铁道部 发布

号 100 字 登 录 (京)

中华人民共和国行业标准

铁路特殊路基设计规范

Code for design on special subgrade of railway

TB 10035—2002

J 158—2002

主编单位：铁道第四勘察设计院

批准部门：中华人民共和国铁道部

施行日期：2002年7月1日

中华人民共和国铁道部
发布

TB 10035—2002

J 158—2002

中国铁道出版社

(北京西便门大街2号)

中国铁道出版社

开本：787mm×1092mm 1/32 印张：4.37 字数：100千字

2002年6月第1版 2002年6月第1次印刷

中国铁道出版社

2003年·北京

中国铁道出版社

前 言

本规范根据《关于下达 1999 年铁路工程建设标准规范等三大部类编制计划的通知》(铁建函〔1999〕50 号)的要求,在《铁路特殊土路基设计规则》(TBJ 35—92)的基础上修订而成。

本规范内容包括:总则,术语和符号,软土地段路基,膨胀土(岩)路基,黄土路基,盐渍土路基,冻土地区路基,振动液化土路基,风沙地区路基,雪害地区路基,滑坡地段路基,危岩、落石和崩塌与岩堆地段路基,岩溶与人为坑洞地段路基,浸水路基和水库路基共 15 章,另有 3 个附录。

本规范修订的主要内容如下:

- (1) 软土路基中增加了“工后沉降”的要求;
- (2) 膨胀土(岩)路基一章中增加了膨胀岩路基的内容;
- (3) 冻土地区路基纳入了《青藏铁路高原多年冻土区工程设计暂行规定》的重点内容;
- (4) 滑坡地段路基中增加了预应力锚索等新技术;
- (5) 浸水路基中增加了滨海路基的内容;
- (6) 强调了对水土保持、环境保护的要求。

在执行本规范过程中,希望各单位结合工程实践,认真总结经验,积累资料。如发现需要修改和补充之处,请及时将意见及有关资料寄铁道第四勘察设计院(武汉市武昌区杨园,邮政编码:430063),并抄送铁路工程技术标准所(北京市海淀区羊坊店路甲 8 号,邮政编码:100038),供今后修订时参考。

本规范由铁道部建设管理司负责解释。

本规范主编单位:铁道第四勘察设计院。

本规范参编单位:铁道第一勘察设计院、铁道第二勘察设计院、铁道第三勘察设计院、西南交通大学。

目 次

1 总 则	1
2 术语和符号	2
2.1 术 语	2
2.2 符 号	3
3 软土地段路基	4
3.1 一般规定	4
3.2 稳定性检算与沉降计算	5
3.3 地基加固	8
3.4 施工要求及观测	9
4 膨胀土(岩)路基	10
4.1 一般规定	10
4.2 路 堑	11
4.3 路 堤	11
4.4 基 床	12
4.5 边坡防护加固	12
5 黄土路基	14
5.1 一般规定	14
5.2 路 堑	15
5.3 路 堤	17
5.4 基 床	18
5.5 边坡防护加固	18
5.6 路基排水	19
5.7 陷穴处理	19
6 盐渍土路基	20
6.1 一般规定	20

6.2	路 堤	20
6.3	地基处理	23
6.4	边坡防护加固	23
7	冻土地区路基	24
7.1	一般规定	24
7.2	富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层地段路基	28
7.3	多年冻土沼泽地段路基	29
7.4	冻胀丘、冰椎和热融湖(塘)地段路堤	30
7.5	路基排水	31
7.6	取土坑和弃土堆	32
7.7	季节性冻土防治措施	32
8	振动液化土路基	34
8.1	一般规定	34
8.2	防止振动液化的措施	34
8.3	路基断面形式及边坡防护	35
9	风沙地区路基	36
9.1	一般规定	36
9.2	路 堑	36
9.3	路 堤	37
9.4	路基边坡防护	37
9.5	路基两侧防护	37
9.6	工程防沙措施	38
9.7	植物防沙措施	39
10	雪害地区路基	40
10.1	一般规定	40
10.2	防护措施	40
11	滑坡地段路基	42
11.1	一般规定	42
11.2	滑坡稳定性分析及滑坡剩余下滑力计算	42
11.3	防治工程	44

12 危岩、落石和崩塌与岩堆地段路基	47
12.1 一般规定	47
12.2 危岩、落石和崩塌地段防治措施	47
12.3 岩堆地段路基设计	48
13 岩溶与人为坑洞地段路基	49
13.1 一般规定	49
13.2 岩溶地段路基设计	49
13.3 人为坑洞地段路基设计	51
14 浸水路基	52
14.1 一般规定	52
14.2 河滩滨河路基	52
14.3 滨海路基	53
15 水库路基	55
15.1 一般规定	55
15.2 路基和库岸稳定性分析	55
15.3 路基防护	56
15.4 水库坍岸的防护	57
附录 A 多年冻土地基沉降量的计算	58
附录 B 多年冻土保温层厚度的计算	61
附录 C 振动液化土临界加速度与土的颗粒大小及密度 关系曲线	63
本规范用词说明	65
《铁路特殊路基设计规范》条文说明	66

方法。

1.0.9 特殊路基设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

1 总 则

1.0.1 为统一铁路特殊路基设计的技术标准,使特殊路基设计符合安全适用,技术先进,经济合理的要求,制定本规范。

1.0.2 本规范适用于旅客列车最高行车速度140 km/h的新建、改建标准轨距铁路特殊路基设计。

1.0.3 特殊路基包括特殊土(岩)路基和特殊条件路基。特殊路基设计应根据地形、地质和环境条件等资料,通过技术和经济比较,因地制宜,采取有效的加固处理措施。

1.0.4 路基工程宜少开挖,少暴露,减少对生态环境的影响,加强绿化,防止水土流失。

1.0.5 特殊路基设计应考虑地质和环境等因素对路基的现实影响,以及这些因素的发展变化的影响,对已经或可能造成的路基病害,原则上应一次根治,如果分期整治,应保证在各种因素的变化过程中不降低路基的安全度。

1.0.6 存在多种特殊土(岩)或特殊条件路基的工点设计,应按本规范的有关规定,综合分析,综合整治,不留隐患。

1.0.7 特殊路基设计所需要的物理力学参数,应优先采用原位测试的数据,并结合室内试验资料综合分析确定。

1.0.8 特殊路基设计应推广采用新技术、新结构、新材料、新方法。

1.0.9 特殊路基设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

- 2.1.1 特殊土路基** subgrade of special rock and soil area
位于特殊土(岩),如软土、膨胀土(岩)、黄土、盐渍土等地段的路基。
- 2.1.2 特殊条件路基** subgrade of special condition
位于不良地质地段的路基,以及水、气候等自然因素影响强烈的路基。
- 2.1.3 路基工后沉降** residual settlement of embankment
路基竣工铺轨开始以后产生的沉降量。
- 2.1.4 固结沉降** consolidation settlement
由土体排水固结所产生的沉降。
- 2.1.5 瞬时沉降** instent settlement
由土体的侧向变形所产生的沉降。
- 2.1.6 临界高度** critical height
天然地基上快速填筑的路堤最大高度。
- 2.1.7 设计临界高度** designed critical height
考虑活荷载和上部结构荷载时在天然地基上快速填筑的路堤最大高度。
- 2.1.8 膨胀潜势** expansive potenciality
土在充分吸水饱和时发生膨胀的潜在能力。
- 2.1.9 自由膨胀率** free swell
人工制备的松散干土浸水膨胀后所增加的体积与原体积之比,以百分比表示。
- 2.1.10 黄土的湿陷性** collapsibility of loess

黄土在自重或一定压力下受水浸湿，土体结构迅速破坏，并产生显著下沉的性质。

2.1.11 毛细水强烈上升高度 maximum height of capillary rise
受地下水直接补给的毛细水上升的最大高度。

2.1.12 冻土天然上限 natural permafrost table
天然条件下，多年冻土层顶板的埋藏深度。

2.1.13 冻胀丘 frost heaving mound
由土的差异冻胀作用所形成的丘状地形

2.1.14 振稳密度 steady density for vibration - state
砂类土不会由于列车振动而产生液化失稳时的密度。

2.1.15 主滑段 main slide section
在滑坡轴向断面上沿滑动面（带）产生下滑力的滑体段。

2.1.16 抗滑段 slid - resisting section
在滑坡轴向断面上，沿滑动面（带）产生抗滑力的滑体段。

2.1.17 岩溶路基 subgrade of karst area
在岩溶发育地段修建的路基。

2.1.18 水库坍岸 sloughing bank of reservoir
由于库水作用而引起的库岸边坡变形失稳。

2.2 符 号

$\alpha_{0.1 \sim 0.2}$ ——压缩系数

e ——天然孔隙比

I_L ——液性指数

I_p ——塑性指数

w ——天然含水率

w_L ——液限含水率

w_p ——塑性含水率

ϕ_u ——不排水剪内摩擦角

ϕ_{cu} ——固结不排水剪内摩擦角

H_c ——毛细水强烈上升高度

3 软土地段路基

3.1 一般规定

3.1.1 软土是指在静水或缓慢的流水环境中沉积,具有含水率大($w \geq w_L$)、孔隙比大($e > 1.0$)、压缩性高($a_{0.1-0.2} \geq 0.5 \text{ MPa}^{-1}$)、强度低($P_s < 800 \text{ kPa}$)等特点的黏性土。

3.1.2 在软土地区,线路宜以路堤通过,其高度不宜小于基床厚度,否则应采取地基改良或加固措施,使基床范围内的地基土应符合《铁路路基设计规范》(TB 10001)要求。

3.1.3 软土地区路基位置的选择应符合下列要求:

- 1 宜选在软土范围窄、厚度薄的地段;
- 2 在低缓丘陵地区,宜避开封闭或半封闭洼地;
- 3 在山间谷地,宜避免设在软土底面横坡较陡地段;
- 4 在河流中下游地带,宜设在高阶地上;
- 5 在沉积平原地区,宜远离河流、湖塘和人工渠道。

3.1.4 在软土地基上设计路堤时,必须进行稳定检算、沉降计算及其相应的地基加固设计。

3.1.5 路堤坡脚两侧地面不宜取土、挖沟,若必要时其安全距离应由稳定检算确定。

3.1.6 当路堤填土高、软土层厚度大时,宜以桥通过。

3.1.7 在软土地区增建的第二线,有条件时宜远离既有线,当第二线靠近或与既有线并行时,应考虑新线路基对既有路基的影响。

采用排水固结措施加固的新建路堤,如预留第二线,宜一次建成双线路堤。

3.1.8 I、II级铁路正线的路基工后沉降量一般地段不应大于

0.3m; 桥台尾后 2 倍桥台高加 3~5m 范围内的路基工后沉降量不应大于 0.15m。

3.1.9 路堤顶面每侧加宽量, 应根据路基工后沉降量与道床边坡坡率由计算确定。

3.1.10 软土地基上的路堤在施工过程中应进行稳定观测和沉降观测。

3.2 稳定性检算与沉降计算

3.2.1 软土地基上路堤的滑动稳定性分析, 可采用圆弧法检算, 其稳定安全系数 (F) 应根据软土的不同情况选用下列公式计算:

1 软土层较厚, 其抗剪强度随深度变化有明显规律时:

$$F = \frac{\sum (S_0 + \lambda h_i) l_i}{\sum T_i} \quad (3.2.1-1)$$

式中 S_0 ——地基抗剪强度增长线在地面上的截距 (kPa);

λ ——抗剪强度随深度的递增率 (kPa/m);

h_i ——地基分条深度 (m);

l_i ——分条的弧长 (m);

T_i ——荷载与地基分条重力在圆弧上的切向分力 (kN/m)。

2 当软土层次较多, 其抗剪强度随深度变化无明显规律时, 安全系数根据分层抗剪强度平均值计算:

$$F = \frac{\sum S_{ui} l_i}{\sum T_i} \quad (3.2.1-2)$$

式中 S_{ui} ——第 i 层的平均抗剪强度 (kPa)。

当其中有较厚层, 其抗剪强度随深度变化又有明显规律时, 可按式 (3.2.1-1) 和式 (3.2.1-2) 综合计算。

3 当考虑地基固结时:

$$F = \frac{\sum (S_0 + \lambda h_i) l_i + \sum \bar{U} N_{\parallel i} \tan \phi_{cui}}{\sum T_i} \quad (3.2.1-3)$$

或

$$F = \frac{\sum S_{ui}l_i + \sum \bar{U}N_{\parallel i} \tan \phi_{cui}}{\sum T_i} \quad (3.2.1-4)$$

式中 \bar{U} ——地基平均固结度；

$N_{\parallel i}$ ——填土重力和上部荷载在圆弧上的法向分力(kN/m)；

ϕ_{cui} ——第 i 层地基土固结不排水剪切的内摩擦角(°)。

4 当地基表层铺设土工合成材料加筋时，由其承受的拉力应纳入抗滑力部分。

5 软土层较薄或软土底部存在斜坡时，应检算路堤沿软土底部滑动的稳定性。

3.2.2 软土天然抗剪强度宜用三轴不排水剪切试验、无侧限抗压强度试验、直剪快剪试验或十字板剪切试验确定。

3.2.3 路堤的稳定安全系数应符合下列规定：

1 不考虑列车荷载作用时，稳定安全系数为 1.15~1.25；

2 考虑列车荷载作用时，稳定安全系数为 1.10~1.15。

3.2.4 有架桥机作业的桥头路堤，必须检算在架桥机作业条件下的路堤稳定性，其稳定安全系数不得小于 1.05。

3.2.5 临界高度应根据填土重量由稳定检算确定，也可用经验公式估算确定，必要时可通过填筑试验确定。

3.2.6 设计临界高度应根据填土重量与列车荷载由稳定检算确定。

3.2.7 软土地基沉降量计算时，其压缩层厚度按附加应力等于 0.1 倍自重应力确定。软土地基的总沉降量 (S)，由瞬时沉降 (S_d) 与主固结沉降 (S_c) 之和计算。对泥炭土、富含有机质黏土或高塑性黏土地层，视情况考虑计算次固结沉降 (S_s)。

1 主固结沉降 (S_c)：采用分层总和法计算，压缩试验资料可用 $e-p$ 曲线或 $e-\lg p$ 曲线。

1) 用 $e-p$ 曲线计算时

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_i - e_{li}}{1 + e_i} \Delta h_i \quad (3.2.7-1)$$

式中 n ——地基分层层数；

e_i ——第 i 层土中点的初始孔隙比；

e_{li} ——第 i 层土中点的稳定孔隙比；

Δh_i ——第 i 层土的厚度 (m)。

2) 用 $e-\lg p$ 曲线计算时
正常固结、欠固结条件下：

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_i} C_{ci} \lg \left(\frac{P_{oi} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \quad (3.2.7-2)$$

式中 C_{ci} ——土层的压缩指数；

P_{oi} ——第 i 层土中点的自重应力 (kPa)；

P_{ci} ——第 i 层土中点的前期固结压力，正常固结时

$$P_{ci} = P_{oi}；$$

ΔP_i ——填土荷重对第 i 层土的附加应力 (kPa)。

超固结条件下：

利用原始压缩曲线和原始再压缩曲线分别确定土的压缩指数 C_c 和回弹指数 C_s ，对有效附加应力 $\Delta P > P_c - P_o$ 的土层，按下式计算主固结沉降量 S_c' ：

$$S_c' = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_i} \left[C_{si} \lg \left(\frac{P_{ci}}{P_{oi}} \right) + C_{ci} \lg \left(\frac{P_{oi} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \right] \quad (3.2.7-3)$$

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

$$S_c'' = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta h_i}{1 + e_i} \left[C_{si} \lg \left(\frac{P_{oi} + \Delta P_i}{P_{ci}} \right) \right] \quad (3.2.7-4)$$

式中 C_{si} ——土层的回弹指数。

因此，总的主固结沉降 S_c ：

$$S_c = S_c' + S_c'' \quad (3.2.7-5)$$

2 总沉降量 (S)：总沉降量中的瞬时沉降可不单独计算。将主固结沉降乘以修正系数 (m_s) 来考虑瞬时沉降及其他因素的影响。

$$S = m_s S_c \quad (3.2.7-6)$$

式中 m_s ——修正系数, 取 $m_s = 1.2 \sim 1.4$ 。

3.3 地基加固

3.3.1 当路堤的稳定安全系数小于规定值时, 应针对稳定性进行地基加固设计; 当路基工后沉降量大于规定要求时, 应针对沉降进行地基加固设计。

3.3.2 地基加固措施应根据地貌特征、软土特性及成层情况、软土底面横坡、路堤高度、现场条件、施工期限、机具设备、填料及环境等进行经济、技术比较确定。

3.3.3 当单一的地基加固措施无法满足稳定与沉降的要求时, 可考虑采用两种或两种以上加固措施进行综合处理。

3.3.4 当软土层厚度小于3m且表层无硬壳、软土呈流塑状态时, 可采用换填、抛石挤淤或换填与抛石挤淤相结合的措施。

3.3.5 当路堤采用反压护道时, 反压护道宜用单级, 其高度宜为路堤高度的 $1/3 \sim 1/2$, 但应小于填筑临界高度, 其宽度应由稳定检算确定。

3.3.6 当路堤高度超过设计临界高度不多且沉降量不大时, 可采用土工合成材料(如土工格栅、有纺土工织物等)加筋补强地基。铺设的层数应根据稳定检算确定, 且不宜超过三层。

3.3.7 当软土层不厚、表层无硬壳或硬壳厚度小于2m时, 可采用砂垫层加固; 当软土层较厚时, 可采用袋装砂井、塑料排水板等排水固结措施加固。

排水固结措施的选用, 应根据造价、施工机具及对周围环境的影响综合研究确定, 其直径、间距和深度, 应根据地基情况、施工期限、固结要求等, 按渗透固结理论计算确定。

3.3.8 当路堤填高较大, 单以排水固结仍不能满足稳定要求时, 可采用排水固结与土工合成材料或反压护道综合加固措施。

3.3.9 当路基工后沉降量较大时, 可采用预压处理措施, 但在施工组织设计时应预留足够的预压期。工期较紧、预压时间较短

时,也可采用超载预压的方法来加快预压期的沉降量。

3.3.10 工期很紧或预压荷载取弃困难,或有其他特殊要求的地段,经过技术经济比较,可采用挤密砂桩、碎石桩、石灰桩、粉体喷射搅拌桩、浆体喷射搅拌桩和高压旋喷桩等加固措施,但施工前必须先作试验,确认技术上可行。

3.3.11 当软土层较薄、底面横坡较陡,路堤可能沿该层面滑动时,宜采用侧向约束措施。

3.3.12 对呈流塑状态、极不稳定的泥沼地段,厚度小时可采用挖除、抛填片石处理。厚度大时应做技术经济比较,宜以桥通过。

3.4 施工要求及观测

3.4.1 软土地基上填筑路堤时,应在边坡外设置边桩及路堤中心线地基面上设置沉降观测设备,在路堤填筑过程中进行位移和沉降观测。

3.4.2 路堤填土速率应满足下列要求:

- 1 填筑时间不小于地基抗剪强度增长需要的固结时间;
- 2 路堤中心沉降每昼夜不得大于20 mm,边桩水平位移每昼夜不得大于10 mm。

3.4.3 采用排水固结加固地基的地段,宜提前安排施工。施工完毕后宜放置一段时间,必要时可增大荷载进行预压。

3.4.4 有架桥机作业的桥头路堤在架梁前必须进行试压。

3.4.5 软土路堤宜结合工程实际,选择代表性地段提前填筑试验路堤。

4 膨胀土(岩)路基

4.1 一般规定

4.1.1 膨胀土指土中黏土矿物主要由亲水矿物组成,具有吸水膨胀、软化、崩解和失水急剧收缩开裂,并能产生往复变形的黏性土。

含有大量亲水矿物,含水率变化时产生较大体积变化的岩石,应判定为膨胀岩。

膨胀土(岩)的分类应按《铁路工程特殊岩土勘察规程》(TB10038)有关规定进行。

4.1.2 红黏土具有膨胀性时,应按膨胀土考虑。

4.1.3 路基设计应考虑膨胀土(岩)下列特性的影响

1 膨胀土(岩)具有干缩湿胀特性,吸水膨胀时将对支挡建筑物产生膨胀力。

2 膨胀土(岩)具有强度随干湿循环产生剧烈衰减的特性,其残余强度远低于峰值强度。受干湿循环影响强度剧烈衰减的层位叫气候影响层。

3 膨胀土(岩)的裂隙非常发育,裂隙面往往充填灰白、灰绿色高塑性黏土,有地下水时,结构面强度大大降低,导致路堑边坡失稳。

4.1.4 膨胀土(岩)地区路基应以浅挖低填通过,应避免高路堤及深长路堑,如不能避免,应与桥隧通过方案进行综合比选确定。以路基通过时,必须有保证路基稳定的措施。

当堑顶有重要建筑物时,路基宜远离建筑物,或以隧道通过,否则应采取稳定堑坡的措施。

4.1.5 路堑的坡脚应避免位于两种不同分类等级膨胀土(岩)

层交界面处，交界面下部为强膨胀土（岩）时，必须采取排水和边坡支撑措施。

4.1.6 膨胀岩体存在不利的结构面或软弱夹层时，线路宜垂直或大角度与其相交通过，并应采取稳定边坡的措施。

4.2 路 堑

4.2.1 膨胀土（岩）路堑边坡坡率应根据岩土的性质、软弱层和裂隙的组合关系、气候特点、水文地质条件，以及自然山坡、人工边坡的稳定坡度等综合确定。

4.2.2 边坡设计应遵循：“缓坡率、宽平台、加固坡脚和适宜的坡面防护相结合的原则”。边坡坡率及平台宽度视边坡的高度和土质可按表 4.2.2 设计。边坡高度大于 10 m 时应做个别设计，必要时与隧道通过方案做比较。

表 4.2.2 路堑边坡坡率和平台宽度

膨胀性 边坡 高度 (m)	边 坡 坡 率			边坡平台宽度 (m)			侧沟平台宽度 (m)		
	弱	中	强	弱	中	强	弱	中	强
<6	1:1.5	1:1.5~ 1:1.75	1:1.75 ~1:2.0	可不设			1.0	1.0~ 2.0	2.0
6~10	1:1.75	1:1.75 ~1:2.0	1:2.0~ 1:2.5	1.5~ 2.0	2.0	≥2.0	1.5~ 2.0	2.0	≥2.0

4.2.3 路堑弃土应远离堑顶或弃于低侧山坡。

4.2.4 边坡应加强排水，及时引排地面水和地下水以及坡面积水。根据地下水发育情况，可采用仰斜排水孔、支撑渗沟和纵向盲沟排水。

4.3 路 堤

4.3.1 用弱中膨胀土（岩）填筑路堤，其边坡坡率应根据路堤边坡的高度、填料重塑后的性质、区域气候特点，并参照既有路堤的成熟经验综合确定。

边坡高度不大于 10 m 的路堤边坡坡率和平台的设置，可按表

4.3.1 设计。

表 4.3.1 路堤边坡坡率及平台宽度

膨胀性 边坡 高度 (m)	边 坡 坡 率		边坡平台宽度 (m)	
	弱	中	弱	中
<6	1:1.5	1:1.5~1:1.75	可 不 设	
6~10	1:1.75	1:1.75~1:2.0	2.0	≥2.0

4.3.2 用弱中膨胀土(岩)作路堤填料,基床以下填土的压实系数不得小于 0.89。

4.3.3 强膨胀土(岩)不应作为路堤填料,如不得已采用时,必须采取改良或其他加固措施,并通过试验确定。

4.3.4 膨胀土(岩)路堤应根据路堤高度预留沉降加宽量。

4.4 基 床

4.4.1 路堑基床表层范围内应换填低塑性土、砂类土或其他适合的填料,否则应进行土质改良或采取其他适宜的加固措施。对强膨胀土(岩)、地下水发育、运营中处理困难的路堑,基床的换填深度应加深至 0.9~1.5m,并应采取地下排水措施(设纵横向排水渗沟、渗管等)。

4.4.2 路堤基床表层应采用低塑性土、砂类土或其他适合的填料填筑。

4.4.3 基床土质改良的掺料,宜用石灰或水泥、粉煤灰等。

4.4.4 基床表层可选用适宜的土工合成材料分别作为基床的封闭、排水、加筋或反滤层。

4.4.5 地下水丰富的路堑和沉降还没有完成的路堤基床,不宜采用封闭层处理。

4.5 边坡防护加固

4.5.1 边坡防护加固应遵循下列规定:

- 1 可能发生浅层破坏时,宜采取半封闭的相对保湿防渗措

施；

2 可能发生深层破坏时，应先解决整体边坡的长期稳定，并采取浅层破坏的防护措施；

3 膨胀土（岩）强度指标应采用低于峰值强度值，可采用反算和经验指标；

4 支挡结构基础埋深应大于气候影响层深度，反滤层应适当加厚（大于等于0.5m）。

4.5.2 路堑边坡的防护和加固类型依据工程地质条件、环境因素和边坡高度可按照表 4.5.2—1 及表 4.5.2—2 设计。

表 4.5.2—1 膨胀土（岩）路堑边坡防护措施

膨胀性 边坡高度 (m)	弱	中	强
≤6	植 物	骨架植物	拱型骨架植物，支撑渗沟加拱形骨架、锚杆框架植物
>6	骨架植物，植物防护，浆砌片石护坡	拱型骨架植物、支撑渗沟加拱形骨架植物	支撑渗沟加拱型骨架植物、锚杆框架植物

表 4.5.2—2 膨胀土（岩）路堑边坡支挡措施

膨胀性 边坡高度 (m)	弱	中	强
≤6	不 设	坡脚墙	护墙、挡土墙
>6	护墙、挡土墙	挡土墙 抗滑桩	桩基承台挡土墙 抗滑桩（桩板墙）

4.5.3 路堤边坡的防护根据填土的工程地质条件及高度可按照表 4.5.3 设计。

表 4.5.3 膨胀土（岩）路堤边坡防护措施

膨胀性 边坡高度 (m)	弱	中
≤6	植 物	骨 架 植 物
>6	植被防护，骨架植物	支撑渗沟加拱形骨架植物

5 黄土路基

5.1 一般规定

5.1.1 黄土是指第四纪以来在干旱、半干旱气候条件下陆相沉积的一种特殊土，土颗粒成分以粉粒为主，富含钙质、呈棕黄、灰黄或黄褐色。

5.1.2 黄土的时代成因及其工程性质列于表5.1.2。

表 5.1.2 黄土的时代成因及其工程性质

时代成因		工程性质				
名称	符号	湿陷性	抗水性	透水性	压缩性	直立性
全新世坡积黄土	Q_4^d	有	易冲蚀、 潜蚀、崩 解	中	高至中	直立性较差， 不能维持陡 边坡
全新世冲积、洪积黄土	Q_4^{d-pl}					
晚更新世坡积黄土	Q_3^d		易冲蚀、 潜蚀、崩 解	中	中	直立性一般， 不能维持高、 陡边坡
晚更新世风积黄土	Q_3^{fd}					
晚更新世冲积、洪积黄土	Q_3^{d-pl}					
中更新世黄土	Q_2^e	一般无	冲蚀、潜 蚀、崩解 较慢	弱	中至低	直立性强， 能维持高、 陡边坡
	Q_2^f	无				
早更新世黄土	Q_1	无	冲蚀、 潜蚀、 崩解慢	弱	低	直立性强，能 维持高、陡边 坡，但易剥落

5.1.3 黄土塬梁地区，路基应避免开有滑坡、崩塌、陷穴群、冲沟发育、地下水出露的塬梁边缘和斜坡地段。如必须通过，应有充分依据和切实可行的工程措施。

5.1.4 黄土河谷地带，当路基位于阶地陡坎或岸坡陡壁附近时，应考虑土体自身的稳定性和水流冲刷对路基稳定性的影响。

5.1.5 黄土冲积、洪积平原地区应加强排水，妥善处理农田水

利设施与路基的相互干扰。

5.1.6 位于冲沟沟脑和陷穴附近的路基,应考虑冲沟和陷穴对路基稳定性的影响。

5.1.7 位于湿陷性黄土地段的路基,宜设在湿陷轻微,湿陷土层较薄、排水条件较好的地段。

5.2 路 堑

5.2.1 路堑边坡形式,应根据黄土类别及其均匀性、边坡高度按表 5.2.1 选用,并应符合下列规定:

1 边坡小平台设置

年平均降水量小于 300 mm 地区,每 12 m 高设一级;年平均降水量 300~500 mm 地区,每 10 m 高设一级;年平均降水量 500~700 mm 地区,每 8 m 高设一级。

2 边坡大平台宜设在边坡的中部。

3 非均质土层平台或变坡点的位置,应结合不同土层分界面和钙质结核层的位置综合确定。

4 边坡小平台宽度可为 2.0~2.5 m,边坡大平台宽度应根据稳定计算确定,宜为 4~6 m。

5 年平均降水量大于 300 mm 的地区,边坡平台应设截水沟,其底宽及深度均为 0.4 m,并宜用轻型混凝土块板或浆砌片石加固。

6 侧沟平台宽度可为 1.0~1.5 m。

表 5.2.1 路堑边坡形式及适用条件

边坡形式	适用条件
直线形(一坡到顶)	1) 均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $H \leq 15$ m; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $H \leq 20$ m 2) 非均质土层, 边坡高度 $H \leq 10$ m
折线形(上缓下陡)	非均质土层, 边坡高度 $H \leq 15$ m
阶梯形(小平台)	1) 均质土层, Q_4 、 Q_3 黄土边坡高度 $15 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$; Q_2 、 Q_1 黄土边坡高度 $20 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$ 2) 非均质土层, 边坡高度 $15 \text{ m} < H \leq 30 \text{ m}$
阶梯形(大平台)	边坡高度 $H > 30$ m

5.2.2 路堑边坡坡率,应根据黄土的地貌单元、时代成因、构造节理、地下水分布、降水量、边坡高度、施工开挖方法,并结合自然或人工稳定边坡坡率和稳定检算综合分析确定,亦可按表 5.2.2 确定。

表 5.2.2 路堑边坡坡率

黄土名称	适用地区	边坡坡率		
		$H \leq 10\text{m}$	$10\text{m} < H \leq 20\text{m}$	$20\text{m} < H \leq 30\text{m}$
全新世坡积黄土 (Q_4^{pl})	①	1:0.75~1:1		—
	②	1:0.5~1:0.75	1:1~1:1.25	
全新世冲积、洪积黄土 (Q_4^{pl})	①	1:0.5~1:0.75		—
	②	1:0.3~1:0.5	1:0.75~1:1	
晚更新世坡积黄土 (Q_3^{pl})	①	1:0.5~1:0.75		—
	②	1:0.5~1:0.75	1:1~1:1.25	
晚更新世风积黄土 (Q_3^{el})	①	—		—
	②	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75	
晚更新世冲积、洪积黄土 (Q_3^{pl})	①	1:0.3~1:0.5		—
	②	1:0.3~1:0.5	1:0.5~1:0.75	
中更新世黄土 (Q_2)	①	1:0.5~1:1		—
	②	1:0.3	1:0.5	
早更新世黄土 (Q_1)	①	—		—
	②	1:0.3	1:0.5	

注: 1 适用地区栏内①是指华北、东北平原及内蒙古高原东部地区; ②是指黄土高原、豫西等地区。

2 表列边坡坡率是指单一土层, 若为多种土层, 可根据不同时代成因土层性质的差异性及其在边坡中所占比例, 综合考虑确定。

3 阶梯形边坡的分级坡率, 对均质土层可取同一坡率值, 对非均质土层可选用不同坡率值。

4 当堑顶地面横坡小于 20° 时, 不计其对边坡坡率的影响; 当为 $20^\circ \sim 35^\circ$ 时, Q_4 黄土边坡高度大于 20m 、 Q_3^{pl} 黄土边坡高度大于 25m 时, 边坡坡率可放缓一级 (按 0.25 计); 当大于 35° 时, 应通过稳定检算确定。

5 对 Q_2 、 Q_1 黄土尚应考虑构造裂隙对边坡稳定性的影响。

5.2.3 工程地质、水文地质条件复杂时, 路堑边坡坡率的确定

应以工程地质类比法为主，并检算边坡的稳定性。

设有大平台的深路堑，除必须对全高边坡作稳定检算外，还应应对大平台毗邻的上下分段边坡作局部稳定检算。

5.2.4 边坡稳定检算，宜用圆弧法，其安全系数不得小于 1.25。

5.3 路 堤

5.3.1 当路堤地基情况良好、边坡高度不大于 30 m 时，路堤的断面形式及边坡坡率可按表 5.3.1 选用。

表 5.3.1 路堤断面形式及边坡坡率

断面形式	路基面以下边坡分段坡率		
	$0 < H \leq 10 \text{ m}$	$10 < H \leq 20 \text{ m}$	$20 < H \leq 30 \text{ m}$
折线形	1:1.5	1:1.75	1:2
阶梯形	1:1.5	1:1.75	1:1.75

阶梯形断面适用于年平均降水量大于 500 mm 的地区，在边坡高 20 m 处设宽为 2.5 m 的边坡平台，边坡平台宜设截水沟，并作防渗加固处理。

5.3.2 当路堤边坡高度大于 30 m 时，应根据路堤本体及地基土的性质、边坡高度、所承受的荷载，用工程类比法初拟路堤的断面形式及边坡坡率，并检算其稳定性。

5.3.3 边坡稳定检算宜采用圆弧法，其安全系数不得小于 1.25。填土的抗剪强度指标值，应按设计填筑压实度的要求，采用夯后快剪试验测定。

5.3.4 用 Q_2^1 、 Q_1 黄土或古土壤作填料，其黏粒含量大于 30% 时，宜填筑于路堤基床以下，且应采取边坡封闭措施。

5.3.5 为了减少路堤本体及地基土层的湿陷和压缩沉降及其所引起的病害，应根据地基土层性质、路堤高度和施工条件，选用下列处理措施：

- 1 地基为湿陷性黄土，应采用拦截、排除地表积水的措施；
- 2 地基为具有自重湿陷性或高压缩性的厚层黄土，且地基

容许承载力低于路堤本体自重压力时，应考虑地基土层在路堤自重作用下产生的下沉，可采用预先浸湿或重锤夯实表层等措施；

3 对高度大于20 m的路堤，应按工后沉降量预留路基面加宽值；

工后沉降量可按路堤高度的1%~1.5%估算；

4 因地基湿陷或压缩沉降而引起路堤坡脚两侧地面产生裂缝时，应视具体情况采用开挖回填夯实或重锤夯实处理，夯实后土的干重度不得小于 15.5 kN/m^3 。

5.4 基 床

5.4.1 在年平均降水量大于500 mm地区，当路堑基床为 Q_2 、 Q_1 黄土或古土壤，其液限大于32%、塑性指数大于12时，基床表层土应挖除换填 Q_4 、 Q_3 黄土或采取土质改良等措施。

5.4.2 路堤基床土应采用 Q_4 、 Q_3 黄土填筑。在年平均降水量大于500 mm地区，如用 Q_2 、 Q_1 黄土或古土壤填筑，其液限大于32%、塑性指数大于12时，应采取土质改良或其他处理措施。

5.5 边坡防护加固

5.5.1 下列路堑应设边坡防护工程。

1 年平均降水量大于400 mm地区的路堑坡脚和边坡平台坡脚处高1.5~2.0 m范围内；

2 Q_1 黄土；

3 古土壤层；

4 松散的砂砾石和粉细砂夹层；

5 松散的坡积堆积体。

5.5.2 高路堤用 Q_2 、 Q_1 黄土或古土壤填筑的路堤以及既有线边坡表层已产生坍滑的路堤，宜设边坡防护工程。

5.5.3 边坡防护类型应根据土质、降水量、气候条件、边坡高度及坡率，防护材料来源，按现行的《铁路路基设计规范》(TB 10001)表9.1.2的规定选用。

5.6 路基排水

5.6.1 堑顶地表水应及时排出,天沟内边缘至堑顶距离不得小于5m,天沟内、外侧的积水洼地应回填夯实整平,夯实后土的干重度不得小于 15 kN/m^3 。

5.6.2 路堤坡脚受水浸泡、冲刷时,应采取排除或防冲防渗的加固措施。

5.6.3 黄土地段的水沟应采取防冲防渗的加固措施,加固类型宜采用浆砌片石或混凝土块板。

5.6.4 路基附近的冲沟危及路基安全时,应采取排水或防护措施。

5.7 陷穴处理

5.7.1 陷穴的处理范围应按下列原则确定:

1 对外露的明陷穴,在路堤坡脚或路堑坡顶线外上方侧50m以内,下方侧10~20m以内,应全部处理,处理深度自地面至陷穴底;

2 对横穿路基隐蔽的暗穴,自路堤坡脚或路堑坡脚向外侧按 $(45^\circ + \phi/2)$ 向下扩展至需要处理的暗穴底。

5.7.2 陷穴处理方法可按表5.7.2选用。

表 5.7.2 陷穴的处理方法及适用条件

处 理 方 法	适 用 条 件
回填夯实	明陷穴
明挖回填夯实	暗穴埋藏浅
支撑回填夯实	暗穴埋藏较深
灌 砂	暗穴小而直
灌 泥 浆	暗穴大而深

5.7.3 对流向陷穴的地面水,应采取拦截引排措施;对堑顶的裂缝和积水洼地,应填平夯实;对路堤应做好靠山侧的排水工程,并填平夯实积水洼地。

6 盐渍土路基

6.1 一般规定

6.1.1 盐渍土指易溶盐含量大于0.5%的土。地表以下1.0m深度内易溶盐的平均含量大于0.5%时，应定为盐渍土地区或场地。盐渍土具有较强的吸湿、松胀、溶失及腐蚀等特性。

6.1.2 盐渍土可按含盐成分分类如表6.1.2。

表 6.1.2 盐渍土按含盐成分分类

盐渍土名称	$D_1 = \frac{b(\text{Cl}^-)}{2b(\text{SO}_4^{2-})}$	$D_2 = \frac{2b(\text{CO}_3^{2-}) + b(\text{HCO}_3^-)}{b(\text{Cl}^-) + 2b(\text{SO}_4^{2-})}$
氯化盐渍土	$D_1 > 2$	—
亚氯化盐渍土	$2 \geq D_1 > 1$	—
亚硫酸盐渍土	$1 \geq D_1 > 0.3$	—
硫酸盐渍土	$D_1 < 0.3$	—
碱性盐渍土	—	$D_2 > 0.3$

注： $b(\text{Cl}^-)$ 、 $b(\text{HCO}_3^-)$ 、 $2b(\text{SO}_4^{2-})$ 、 $2b(\text{CO}_3^{2-})$ 等指的是1kg土中所含括号内物质的质量摩尔浓度（单位为mmol/kg）。

6.1.3 路基位置应选在地势较高，地下水位较低，排水条件好，土中含盐量低，地下水矿化度低，盐渍土分布范围小的地段，并应以路堤通过。

6.2 路 堤

6.2.1 路堤最小高度（ H_{\min} ）应满足不发生次生盐渍化的要求，可按式（6.2.1）计算。

$$H_{\min} = H_c + \Delta h + h_s \pm h_w \quad (6.2.1)$$

式中 H_c ——毛细水强烈上升高度（m）；

Δh ——安全高度，一般取 $\Delta h = 0.5\text{m}$ ；

h_s ——蒸发强烈影响深度 (m)，指自地面或路基面以下，天然含水率曲线有明显变化的深度；

h_w ——最高地下水水位埋藏深度或最高地面积水深度，其中前者取负值 (m)。

当盐渍土路基同时为季节性冻土路基时，应按本规范第 7.7.1 条规定分别计算路堤最小高度，取其大值。

一般情况下路堤最小高度不应小于 1.5 m。

6.2.2 毛细水强烈上升高度应在现场测试取得。有困难时，可根据土的种类、均质性及其有关物理指标，按下列公式计算：

1 均质土

1) 砂类土

$$H_c = 0.290 + 0.0567w_m + 1.5457d_{10}^{-0.246} + 1.4090d_{50}^{-0.198} \quad (6.2.2-1)$$

式中 w_m ——最大分子吸水率 (%)；

d_{10} ——有效粒径 (μm)；

d_{50} ——平均粒径 (μm)。

2) 细粒土

$$H_c = 0.590 + 0.0485I_p + 1.6963d_{10}^{-0.323} + 2.2930d_{50}^{-0.229} \quad (6.2.2-2)$$

2 非均质土

$$H_c = \sum_{i=1}^n h_i - H_{cn} \left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{H_{ci}} - 1 \right) \quad (6.2.2-3)$$

式中 h_i ——第 i 层土的厚度 (m)；

H_{ci} ——第 i 层土视为均质时的毛细水强烈上升高度 (m)；

n ——自地下水位算起的毛细水强烈上升高度顶点所在土

层层数， $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{H_{ci}} \geq 1$ 时的土层数 n ；

H_{cn} ——第 n 层土视为均质时的毛细水强烈上升高度 (m)。

6.2.3 用盐渍土作填料，其易溶盐含量 (\overline{DT}) 不应大于表

6.2.3 中的容许值。

表 6.2.3 盐渍土填料容许易溶盐含量

盐渍土名称	容许含盐量(\overline{DT})	说 明
氯盐渍土	$5\% \leq \overline{DT} \leq 8\%$	一般为 5%，如增大压实系数，可提高其含盐量，但最高不得大于 8%；其中硫酸钠含量不得大于 2%
亚氯盐渍土	$\overline{DT} < 5\%$	其中硫酸钠含量不得大于 2%
亚硫酸盐渍土	$\overline{DT} < 5\%$	其中硫酸钠含量不得大于 2%
硫酸盐渍土	$\overline{DT} < 2.5\%$	其中硫酸钠含量不得大于 2%
碱性盐渍土	$\overline{DT} < 2\%$	其中易溶的碳酸盐含量不得大于 0.5%

注：在干燥度大于 50，年平均降水量小于 60 mm，相对湿度小于 40% 的西北内陆盆地地区，当无地表水浸泡时，路堤填料和地基土均不受氯盐含量的限制。

6.2.4 用石膏土作填料，可不限限制石膏含量。

当路堤地基为松散结构的石膏土时，应予压实；当其结构呈蜂窝状时，应先打碎后再予压实。

6.2.5 当路堤高度小于用式 (6.2.1) 计算的路堤最小高度，且难以采用降低地下水位等措施时，应设置毛细水隔断层。

6.2.6 毛细水隔断层应设在路堤底部，其底面高程应高于当地最高地面积水高程。

6.2.7 毛细水隔断层应按因地制宜、就地取材的原则选用。

1 渗水土隔断层，厚度不宜小于 50 cm，隔断层顶面应设厚 15 cm 的反滤层，底面应设厚 10 cm 的垫层；

2 天然级配卵石土隔断层的厚度应结合土的颗粒级配、粉黏粒含量 ($P_{0.075} \leq 30\%$)、地下水埋藏深度和地基土质等条件确定，但不得小于 80 cm；

3 复合土工膜隔断层，其技术指标、性能及铺设要求应符合现行《铁路路基土工合成材料应用技术规范》(TB 10118) 的规定；

4 盐壳隔断层用于西北极干燥地区的内陆盆地，盐壳底面距地下水水位的距离大于 0.35 m 时，可利用厚度不小于 10 cm、

含盐量大于 40%、质地坚硬的盐壳作为毛细水隔断层。

6.3 地基处理

6.3.1 地基和天然护道的表土含盐量大于本规范表 6.2.3 规定的容许值时应予铲除，设隔断层时可不铲除。盐渍土地基表土松散时应予压实。

6.3.2 地基土为软弱土层或淤泥质土层时按本规范第 3 章的规定处理。

6.4 边坡防护加固

6.4.1 为防止盐渍土路堤表土松胀、溶失、风蚀，可采用下列措施处理：

- 1 路基面每侧加宽 0.4 m，与路堤本体一次施工；
- 2 粗料土包坡，包坡厚可为 0.2 m；
- 3 M10 水泥砂浆块板护坡。

6.4.2 地下水水位较高，毛细水进入路堤本体时，应自毛细水强烈上升高度顶面以下两侧边坡上加设护道，护道宽度不应小于 1.0 m。

7 冻土地区路基

7.1 一般规定

7.1.1 冻土是指温度为 0°C 或低于 0°C 并含有冰晶的土(岩)。根据冻结状态持续时间(T),冻土地区路基可按多年冻土($T \geq 2$ 年)和季节性冻土($T < 1$ 年)设计。

7.1.2 多年冻土应按表7.1.2分类。

表 7.1.2 多年冻土的分类

多年冻土类型	土的名称	总含水率 w_A (%)	融化后的潮湿程度	融沉等级	融沉类别
少冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$w_A < 10$	潮湿	I	不融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$w_A < 12$	稍湿		
	细砂、粉砂	$w_A < 14$			
	粉土	$w_A < 17$			
	黏性土	$w_A < w_p$	坚硬		
多冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$10 \leq w_A < 15$	饱和	II	弱融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)	$12 \leq w_A < 15$	潮湿		
	细砂、粉砂	$14 \leq w_A < 18$			
	粉土	$17 \leq w_A < 21$			
	黏性土	$w_p \leq w_A < w_p + 4$			

续表 7.1.2

多年冻土类型	土的名称	总含水率 w_A (%)	融化后的潮湿程度	融沉等级	融沉类别
富冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$15 \leq w_A < 25$	饱和出水 (出水量小于10%)	III	融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)		饱和		
	细砂、粉砂	$18 \leq w_A < 28$	软塑		
	粉土	$21 \leq w_A < 32$			
	黏性土	$w_p + 4 \leq w_A < w_p + 15$			
饱冰冻土	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量不大于15%)	$25 \leq w_A < 44$	饱和大量出水 (出水量为10%~20%)	IV	强融沉
	碎石类土、砾砂、粗砂、中砂(粉黏粒质量大于15%)		饱和出水 (出水量小于10%)		
	细砂、粉砂	$28 \leq w_A < 44$	流塑		
	粉土	$32 \leq w_A < 44$			
	黏性土	$w_p + 15 \leq w_A < w_p + 35$			
含土冰层	碎石类土、砂类土、粉土	$w_A \geq 44$	饱和大量出水 (出水量为10%~20%)	V	融陷
	黏性土	$w_A \geq w_p + 35$	流塑		

注: 1 总含水率包括冰和未冻水。

2 盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐殖土、高塑性黏土不在表列。

7.1.3 多年冻土地区线路宜以路堤通过。在富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层上的路堤,当采用保护冻土的设计原则时,路堤最小高度应根据填料种类、不同地温分区综合确定。

7.1.4 线路通过山坡时,路基位置应选在坡度较缓、地表干燥、向阳的地段。

7.1.5 路基位置应避免通过不良地质和地下水丰富地段。如必须通过时,应选择在冻害轻、范围窄的地段。

7.1.6 位于冻胀丘、冰椎地段的路基，宜在其下方影响距离之外以路堤通过，并应有足够高度；位于其上方时，应考虑地下水活动变化对路堤稳定性的影响。路堤通过热融湖（塘）地段，应考虑湖（塘）底土层对路堤稳定性的影响。多年冻土沼泽、厚层地下冰和冻层层上水发育的地段，应避免设路堑。

当路堤通过大型的冻胀丘、冰椎或热融湖（塘）地段时，应与设桥方案进行比选。

7.1.7 线路通过热融滑坍体地段时，宜从其下方以路堤通过。

7.1.8 在连续多年冻土带、不连续多年冻土带和保温条件好的岛状多年冻土带，应按保护多年冻土的原则设计。在人为活动频繁、地面保温条件差的岛状多年冻土带应按破坏多年冻土的原则设计。

7.1.9 在少冰冻土、多冰冻土地段，可按一般路基设计；在富冰冻土、饱冰冻土、含土冰层地段以及有冻胀丘、冰椎、冻土沼泽、热融滑坍、热融湖（塘）等不良地质地段，应采取特殊处理措施。

7.1.10 路堤的设计，应计算地基的融化沉降量和压缩沉降量，并按工后沉降量确定路基面每侧预留加宽值。地基沉降量应按附录 A 计算。

7.1.11 填筑在地面横坡陡于 1:2.5 或天然上限以上土质松软的斜坡上的路堤，应检算路堤沿山坡表面及冻融交界带滑动的可能性。

7.1.12 多年冻土区的支挡建筑物宜采用预拼装化的柔性结构。

7.1.13 多年冻土区支挡结构设计荷载除计算土压力外，还应考虑作用在基础上的冻胀力和墙背上的水平冻胀力、土压力。水平冻胀力应按寒季和暖季分别计算，土压力和水平冻胀力不应叠加。

7.1.14 路堤基床的填料及压实要求，除应符合一般地区的有关规定外，还应考虑冻结层上水的发育程度及填料的冻胀敏感性。

7.1.15 季节性冻土应根据土的类别、天然含水率、地下水位、平均冻胀率按表 7.1.15 分级。

表 7.1.15 季节性冻土的冻胀分级

土 的 类 别	冻前天然 含水率 w (%)	冻结期间地下 水位距冻结面的 最小距离 h_w (m)	平均冻胀率 η (%)	冻胀等级 及类别
粉黏粒质量不大于 15% 的粗 颗粒土 (包括碎石类土、砾、 粗、中砂, 以下同), 粉黏粒质 量不大于 10% 的细砂	不 考 虑	不 考 虑		
粉黏粒质量大于 15% 的 粗颗粒土, 粉黏粒质量大 于 10% 的细砂	$w \leq 12$	> 1.0	$\eta \leq 1$	I 级 不冻胀
粉 砂	$12 < w \leq 14$	> 1.0		
粉 土	$w \leq 19$	> 1.5		
黏 性 土	$w \leq w_p + 2$	> 2.0		
粉黏粒质量大于 15% 的 粗颗粒土, 粉黏粒质量大 于 10% 的细砂	$w \leq 12$	≤ 1.0	$1 < \eta \leq 3.5$	II 级 弱冻胀
	$12 < w \leq 19$	> 1.0		
粉 砂	$w \leq 14$	≤ 1.0		
	$14 < w \leq 19$	> 1.0		
粉 土	$w \leq 19$	≤ 1.5		
	$12 < w \leq 22$	> 1.5		
黏 性 土	$w \leq w_p + 2$	≤ 2.0		
	$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$	> 2.0		
粉黏粒质量大于 15% 的 粗颗粒土, 粉黏粒质量大 于 10% 的细砂	$12 < w \leq 18$	≤ 1.0	$3.5 < \eta \leq 6$	III 级 冻胀
	$w > 18$	> 0.5		
粉 砂	$14 < w \leq 19$	≤ 1.0		
	$19 < w \leq 23$	> 1.0		
粉 土	$19 < w \leq 22$	≤ 1.5		
	$22 < w \leq 26$	> 1.5		
黏 性 土	$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$	≤ 2.0		
	$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$	> 2.0		
粉黏粒质量大于 15% 的 粗颗粒土, 粉黏粒质量大 于 10% 的细砂	$w > 18$	≤ 0.5	$6 < \eta \leq 12$	IV 级 强冻胀
粉 砂	$19 < w \leq 23$	≤ 1.0		
粉 土	$22 < w \leq 26$	≤ 1.5		
	$26 < w \leq 30$	> 1.5		
黏 性 土	$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$	≤ 2.0		
	$w_p + 9 < w \leq w_p + 15$	> 2.0		

续表 7.1.15

土的类别	冻前天然含水率 w (%)	冻结期间地下水位距冻结面的最小距离 h_w (m)	平均冻胀率 η (%)	冻胀等级及类别
粉砂	$w > 23$	不考虑	$\eta > 12$	V级 特强冻胀
粉土	$26 < w \leq 30$	≤ 1.5		
	$w > 30$	不考虑		
黏性土	$w_p + 9 < w \leq w_p + 15$	≤ 2.0		
	$w > w_p + 15$	不考虑		

注: 1 平均冻胀率为地表冻胀量与冻层厚度减地表冻胀量之比;

2 盐渍化冻土不在表列;

3 塑性指数大于 22, 冻胀性降低一级;

4 碎石类土当充填物大于全部质量的 40% 时, 其冻胀性按填充物土的分类判定。

7.1.16 路基设计应根据路基工程场地的多年冻土条件和路基工程类别, 提出适宜的施工季节。

7.1.17 当土体具有始冻负温和更低的持续负温, 且具备下列条件之时, 路基将产生季节性冻胀:

1 符合表 7.1.15 所列的冻胀土或强冻胀土;

2 黏性土, 尤其是粉质黏土的天然含水率 w 明显大于塑限含水率 w_p , 粗粒土的饱和度 $S_r > 0.8$ 。

7.1.18 路基冻胀轨面高程变化大于 4 mm 时的冻结深度为有害冻胀深度。有害冻胀深度为最大冻结深度的 60% ~ 95%。

7.2 富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层地段路基

7.2.1 多年冻土路堤, 按保护多年冻土的原则设计时, 应采取加强地面排水、设置保温护道、路堤两侧坡脚外 20 m 范围内地表植被不得破坏等综合措施。

7.2.2 路堤两侧应设置保温护道, 根据路基边坡的朝向不同, 护道尺寸应按表 7.2.2 规定采用, 并符合下列要求:

1 位于人为活动频繁或地面排水困难的地段, 宜设土护道, 其尺寸取大值;

表 7.2.2 保温护道尺寸

填筑材料	护道 (m)		边坡坡率
	高度	宽度	
细粒土	1.5~2.0	2.5~3.0	1:1.75
聚苯乙烯泡沫隔温板	0.5	1.5~3.0	1:1.75

注: 1 护道材料为聚苯乙烯泡沫隔温板(即 EPS 板)时,根据地层含冰情况选用双层或单层(EPS 板一般厚 30 mm 或 50 mm)。板下铺设 0.2 m 厚的中砂(或炉渣)作垫层,板上铺 0.2 m 细粒土厚防火层。

2 护道顶面设 4% 排水横坡。

2 位于岛状多年冻土带或地面保温条件差的地段,护道尺寸宜取大值;

3 朝向差别明显地段,向阳侧的护道尺寸宜取大值或仅在向阳侧设置护道。

7.2.3 按保护多年冻土的原则设计时,路堤底部不宜用石块填筑,否则应在路堤两侧增设黏性土护道。

7.2.4 在富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层上的路堑,应根据多年冻土的情况,对路堑边坡和基底可采取部分或全部挖除换填的措施,并做好边坡保温、加固和排水工程,其边坡坡率较一般地区路堑边坡放缓一级。

7.2.5 在冻胀性土或地下冰地段的低填浅挖和零断面路基以及路堑基床,根据地基季节融化层和多年冻土的性质,可采取全部或部分挖除,换填渗水土或当地的弱冻胀土。当厚度较深时,其挖除土层和填土总厚度应大于冻土天然上限的深度,并应做好地基和边坡的加固、保温层以及排水等设施。保温层厚度应根据当地经验确定,当无经验时可按附录 B 计算确定。

7.2.6 路堤基底、路堑路基面以下 2 倍天然上限范围内夹有累计小于 0.15 m 厚的含土冰层或 0.4 m 厚的饱冰冻土或 0.6 m 厚的富冰冻土地段的路基可按少冰、多冰冻土地段路基设计,但应加宽路基面预留沉降量。

7.3 多年冻土沼泽地段路基

7.3.1 多年冻土沼泽地段的路堤宜采取保护多年冻土的原则，并应采取加强排水、预留沉降、消除冻害的综合措施。

7.3.2 多年冻土沼泽地段的路堤高度，当填筑细粒土时，应按路堤不产生冻害的最小高度确定；如低于所要求的最小高度，应采取防止路基冻害的措施，一般可在路堤底部设置毛细水隔断层，其厚度应为路堤沉降后至少高出冻前积水水位0.5m。

7.3.3 多年冻土沼泽地段，应避免设路堑，如确实难以避免时，应将基床和边坡上的泥炭、腐植土挖除换填，其边坡坡率应比一般地区边坡放缓一级，对地面水和地下水应采取拦截或引排措施。

7.3.4 多年冻土沼泽地段路堤，基底为富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层时，应根据基底冻土类型按本章第7.2节的设计原则进行。

7.3.5 线路通过缓山坡沼泽时，宜避免通过沼泽横向坡度较陡的地段，注意路堤基底的稳定性，或进行特殊处理以保证路基稳定。

线路通过沟谷沼泽时，应以线路最短、平面最好的原则通过。线路通过冲洪积阶地范围宽广的大片沼泽时宜选在沼泽的边缘。

7.4 冻胀丘、冰椎和热融湖(塘)地段路堤

7.4.1 冻胀丘、冰椎地段的路堤，其高度不得低于冻胀丘、冰椎的最大高度，并应采取防治冻胀措施。

7.4.2 冻胀丘地段路堤，宜在路堤上方侧坡脚20m外设冻结构，堵截地下水通道。

7.4.3 冰椎地段路堤，应根据地下水的出口位置、泉水类型以及水量、水温、积冰高度等，采取积冰坑、冻结构、挡冰堤、渗水暗沟、集水井等措施，必要时采用桥梁通过。

7.4.4 路堤通过热融湖(塘)时,应根据地基融化和发展情况、湖(塘)内积水深度,选用填料和确定防护加固措施。浸水部分宜用渗水土或水稳性好的土填筑,其顶面应在路堤沉降后高出冻前积水水位不得小于0.5m。

7.4.5 热融湖(塘)地段路基,当基底为松软地层时,应考虑基底土层压实沉降的影响。

7.5 路基排水

7.5.1 当按保护多年冻土的原则设计时,必须采取排除地面水的措施。在排水困难地段应增设桥涵。

7.5.2 有天然积水或修筑路基后有可能造成积水,排水困难的地段,应在路堤坡脚设防水护道或填土压实。

7.5.3 排水沟、天沟、侧沟设计应符合下列规定:

1 排水沟边缘至路堤坡脚或保温护道坡脚的距离,在富冰冻土和饱冰冻土地段不得小于5m,在含土冰层地段不得小于10m。天沟边缘至堑顶的距离不宜小于5m。

2 排水沟、天沟的横断面应有足够的过水能力,一般可采用底宽0.6m、深0.6m,边坡坡率为1:1~1:1.5的梯形断面。排水沟、天沟的边坡,必要时可选用草皮、黏性土等加固。

3 在厚层地下冰和冻土沼泽地段可采用挡水埝,或挡水埝与排水沟结合使用,排水沟的边缘至挡水埝坡脚间的距离不应小于1.0m。路堑侧沟,必要时可采用混凝土板或干砌片石加固,并以灰土或三合土作垫层。

7.5.4 挡水埝设计应符合下列规定:

1 按保护多年冻土的原则设计时,如地面横坡明显,应在路基上方设挡水埝。如地面横坡不明显,可在两侧设挡水埝。

2 挡水埝的断面应为梯形,挡水埝高度不应低于0.8m,顶宽不应小于1.0m,边坡坡率1:1~1:1.5。当流量较大时,可在挡水埝的外侧增设天沟、排水沟。

3 天沟、排水沟靠线路一侧的边缘距挡水埝坡脚的距离不

应小于1.0m。

4 挡水埝距堑顶或路堤坡脚的距离不宜小于5m。

7.5.5 对路基有危害的地下水，应根据地下水类型、水量、积水和地层情况，选用冻结沟、积冰坑或渗沟等措施。

采用渗沟排除地下水时，渗沟及检查井均应采取保温措施。出水口的位置应选在地势开阔、高差较大、纵坡较陡、向阳、避风处，并采用掩埋式椎体或其他形式的保温措施。

路堑边坡有地下水出露时，必须将水引排，并应在边坡上采取保温措施。

7.6 取土坑和弃土堆

7.6.1 取土坑的设置应贯彻“适当远离线路，分段集中取土”的原则，并应符合环境保护的要求。

7.6.2 地面横坡明显时，取土坑应设在路堤上方侧，但应防止山坡热融滑坍；地面横坡不明显时，可在两侧设取土坑。取土坑的底部应在上层水水位以上，并平顺地与排水系统衔接，当无法衔接时，宜有单独排水出口，使之兼起排水作用，避免形成人为积水坑。

按保护多年冻土的原则设计的路堤，取土坑边缘距路堤坡脚不得小于20m。

7.6.3 路堑和换填地段挖出的富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层，不得作为路基或保温护道填料，均应弃于远离路堑的下方侧，弃土堆内侧坡脚距堑顶或坡脚不得小于5m。

7.7 季节性冻土防治措施

7.7.1 防止路基冻害设计应符合以下规定：

1 路堤高度应满足式(7.7.1)所要求的路堤最小高度，不能满足时，可采用下列措施：

- 1) 引排地面积水或降低地下水水位；
- 2) 基底设毛细水隔断层；

3) 在有害冻胀深度范围内, 采用弱冻胀土作填料;

4) 采用聚苯乙烯泡沫塑料板隔温层。

2 基床顶面至地下水水位的最小距离 (H_{\min}) 按下式计算:

$$H_{\min} = H_c + \Delta h + h_f \pm h_w \quad (7.1.1)$$

式中 H_c ——毛细水强烈上升高度 (m), 可根据土类别按式 (6.2.2—1~3) 计算;

Δh ——安全高度, 一般取 0.5 m;

h_f ——有害冻胀深度 (m), 见第 7.1.14 条;

h_w ——冻胀期地下水埋深或地面积水深度, 当为地下水时取负号。

当路堑基床顶面至地下水水位的距离小于由式 (7.7.1) 所求的数值时, 应采取降低地下水水位的措施。如降低地下水水位有困难, 可在有害冻胀深度范围内换填弱冻胀土。

7.7.2 改建既有线和整治路基冻害时, 应符合下列规定:

1 就地取土方便, 并有修筑施工便线条件时, 宜抬高路堤以满足式 (7.7.1) 所要求的路堤最小高度;

2 当有炉渣可利用时, 宜结合线路抬坡, 在有害冻胀深度内加设炉渣保温层;

3 当既有路堤偏低, 线路又难以抬坡时, 宜在有害冻胀深度内换填弱冻胀土。

8 振动液化土路基

8.1 一般规定

8.1.1 振动液化土是指在列车振动作用下可产生液化的饱和粉细砂。

8.1.2 路堤或地基为饱和粉细砂、同时符合下列三个条件时，应判为振动液化土。

- 1 土的密度小于振稳密度；
- 2 饱和粉细砂的平均粒径 $d_{50} < 0.22 \text{ mm}$ ，有效粒径 $d_{10} < 0.085 \text{ mm}$ ，小于 0.1 mm 的颗粒含量 $P_{0.1} > 13\%$ ，或黏粒含量小于 15% ；
- 3 毛细水饱和带顶面距路基面的高度小于 2.5 m 。

8.2 防止振动液化的措施

8.2.1 降低地下水位或抬高路基面高程，使毛细水饱和带顶面至路基面高度大于 2.5 m 。

8.2.2 路基面以下 2.5 m 范围内的可液化土层的压实密度必须大于要求的振稳密度，或全部换填水稳性较高的非液化土。

8.2.3 对可液化地基土可采取振动压实、挤密砂桩、强夯等措施，其加固密度不应小于振稳密度、加固深度自路基面以下不宜小于 5 m 。

8.2.4 当路堤附近有细粒土填料时，可在路堤顶部填筑一定厚度的细粒土层（基床范围内选择符合基床要求的土），细粒土层的厚度（ h_{cl} ）可按式（8.2.4）计算确定。

$$h_{cl} = F \frac{1}{0.4343\zeta} (\lg a_0 - \lg a_c) \quad (8.2.4)$$

式中 F ——安全系数，根据工程的重要性可采用 $1.1 \sim 1.2$ ；

a_c ——相应于填料在一定相对密度下的临界加速度 (cm/s^2), 由附录 C 中第 C.0.1~C.0.3 条查出, 取其小者;

ζ ——沿垂直向振动衰减系数 (cm^{-1}), 黏土采用 $\zeta = 0.015$, $I_p > 7$ 的粉土和粉质黏土采用 0.012 , $I_p \leq 7$ 的粉土采用 0.011 , 非饱和粉细砂采用 0.009 , 饱和粉细砂采用 0.0015 ;

a_0 ——钢轨接头处路基面上的振动加速度 (cm/s^2), $a_0 = 50v$, 其中 v 为行车速度。

8.3 路基断面形式及边坡防护

8.3.1 粉细砂路基断面形式必须保证在列车振动和波浪袭击作用下路基的稳定。当水深小于或等于 6m 时, 其水下边坡坡率不得陡于 $1:2$, 并根据浸水深度设 $1\sim 2\text{m}$ 宽的护道; 当浸水深度大于 6m 时, 其边坡坡率不得陡于 $1:2.5$, 护道宽度应大于 2.0m , 必要时应根据稳定检算确定。

8.3.2 饱和粉细砂路堤的稳定检算可采用圆弧法, 安全系数不应小于 1.25 。

抗剪强度指标应根据试验确定。对浸水深、时间久、地段长的路堤, 应考虑砂土受列车振动影响强度的折减, 其折减系数采用 0.9 。

8.3.3 路堤应设置必要的过水建筑物, 严格控制路堤两侧的水头差, 避免堤身及基底受渗流影响, 否则应采取可靠的防护措施, 如滤水趾、坡脚护底铺盖层等。

8.3.4 路堤坡面防护措施应根据浸水深度、流速及波浪压力等因素, 按本规范第 14 章的规定采用。

9 风沙地区路基

9.1 一般规定

9.1.1 风沙地区路基设计，应接近期与远期防护相结合、建路与防治同时进行的原则，采取植物防沙与工程防沙相结合的综合治理措施。

9.1.2 风沙地区路基宜以高度不小于1.0m的路堤通过，并应根据风沙范围、对路基危害程度、风沙活动特征、水文地质等条件，确定有效的防护措施。

9.1.3 风沙地区粉、细砂路基，应按非渗水土路基标准设计。干旱与极干旱荒漠带，年平均降水量小于100mm时可不设路拱，但路肩设计高程应相应抬高。

9.1.4 当横向取、弃土时，弃土堆和取土坑应设在背风侧。取土坑内边缘距路堤坡脚不应小于5m，弃土堆内边缘距堑顶不应小于10m，并应采取防护措施。

9.1.5 路基工程应避免在大风季节施工。施工时应保护原有植被，线路两侧各500m范围内的天然植被和地表硬壳均不得破坏。

9.2 路 堑

9.2.1 粉、细砂路堑边坡形式，应采用直线型。边坡高度 $h \leq 6$ m时，边坡坡率应采用1:1.75；边坡高度 $6\text{m} < h \leq 12$ m时，边坡坡率应采用1:2。戈壁风沙流地区的浅路堑，宜采用展开式，其边坡坡率宜缓于1:4。

9.2.2 粉、细砂地层应设置侧沟并铺砌加固。干旱与极干旱荒漠带，一次降雨能全部渗入沙层不产生径流时，可不设侧沟。

9.2.3 风沙地区应根据沙源、风向及一次最大积沙量情况，在

侧沟外设置宽度不小于2m的积沙平台。不设侧沟时，积沙平台宽度不应小于3m。

9.3 路 堤

9.3.1 粉、细砂路堤边坡形式，应采用直线型。边坡高度 $h \leq 6\text{m}$ 时，边坡坡率可采用 1:1.75；边坡高度 $6\text{m} < h \leq 12\text{m}$ 时，可采用 1:2。

9.3.2 大风地区，当采用卵石土、碎石土、砾石土等填料时，路基宽度应每侧加宽 0.3~0.5m。

9.4 路基边坡防护

9.4.1 路基本体为粉砂、细砂及易被吹蚀的粉土时，应对路肩、坡面、积沙平台以及路堤坡脚或堑顶外 2~5m 范围进行防护。

9.4.2 路基边坡防护形式及结构尺寸，应根据路基土质、风沙活动情况，材料来源和施工条件等确定。有条件时应优先采用植物防护措施，也可采用碎石类土或黏性土覆盖、坡面栽砌卵石方格、铺盖水泥砂浆板等措施防护。

9.4.3 防护材料应根据当地情况选用卵石土、砾石土、黏性土、土工合成材料，或其他不易被风吹蚀的材料。

9.5 路基两侧防护

9.5.1 路基两侧防护，应结合当地的治沙经验，采取固沙、阻沙、输沙和保护等多种防护措施，构成严密的、整体性的防沙结构体系。

9.5.2 风沙路基应根据沙源、风况、沙丘活动情况和天然植被状况等因素，分别按严重风沙地段、中等风沙地段和轻微风沙地段设计。

9.5.3 两侧防沙体系，应包括防护带与植被保护带，应自路堤坡脚（或堑顶）外，依序设置防火带、防护带、植被保护带等。

防护带内工程防护和植物防护措施，应相互协调配合，发挥

整体效能。

9.5.4 防护带和植被保护带宽度，应按风沙严重程度确定。

1 严重风沙地段，迎主导风向侧防护带宽度宜为 250~300 m，植被保护带宽度不宜小于 400 m；背主导风向侧防护带宽度宜为 100~200 m，植被保护带宽度不宜小于 150 m。

2 中等风沙地段，迎主导风向侧防护带宽度宜为 150~200 m，植被保护带宽度不宜小于 300 m；背主导风向侧防护带宽度宜为 100 m 左右，植被保护带宽度不宜小于 100 m。

3 轻微风沙地段，迎主导风向侧防护带宽度宜为 100 m 左右，植被保护带宽度不宜小于 200 m；背主导风向侧防护带宽度宜为 50 m 左右，植被保护带宽度不宜小于 50 m。

9.5.5 有水源可利用的地区，或年平均降水量大于 250 mm 时，应采用植物固沙；在年平均降水量为 100~250 mm，且湿沙层含水率大于 3% 的地区，宜采用植物固沙。

在降水量较少且地下水缺乏时，宜采用工程防沙。

9.5.6 防沙林和采用草类等易燃的防护带，应预防火灾。在路基坡脚或埝顶外，选用卵石土、砾石土等铺设防火带。防火带宽度应符合《铁路工程设计防火规范》(TB 10063) 的规定。

9.5.7 防沙工程长度应沿线路两端适当延长，并宜形成封闭的防护形式，以阻拦任何方向的风沙流对路基的侵扰。

9.5.8 大风地区路基两侧，除应设置各种防沙的设施外，在风力集中的风口地段，主导风向侧应采取降低风速或挡风的措施。

9.5.9 路基两侧的植被保护带范围内，严禁采樵、放牧和不合理开垦，并应在植被保护区边缘处，设置护林标志或带刺铁丝网、护林沟堤等设施。

9.6 工程防沙措施

9.6.1 防护类型应依据风沙活动特征、输沙量、地形和防护材料性质等综合确定。一般可采用平铺卵石土、砾石土、碎石土、黏性土、栽草方格、设置树枝栅栏和挡沙沟堤、土坯墙等防护措

施。

9.6.2 防沙工程，在距路基100 m范围内宜采用固沙措施。高立式沙障和挡沙沟堤距路基坡脚或堑顶距离不应小于100 m。在沙源丰富地段，可向外适当增加沙障排数，其排间距离宜大于等于障高的20倍。

单一挡沙沟堤宜在沙源较少地段使用。当沙源较多时，可在其外侧设置防沙栅栏，距挡沙沟堤的距离不宜小于20 m。

9.6.3 防沙工程跨越沟谷或漫流区时，应防止被水流冲毁，必要时宜增加防护设施。

9.7 植物防沙措施

9.7.1 防护林带，应根据当地造林经验和水源条件，采用乔木、灌木、草本植物相结合，以灌木为主的混交林或纯林。

林带应配置合理、密度适宜，宜采用稀疏结构。

9.7.2 林带数量，在严重风沙地段，迎主导风向侧设4~5条，背主导风向侧设2~3条；中等风沙地段，迎主导风向侧设3~4条，背主导风向侧设2条；轻微风沙地段，迎主导风向侧设2条，背主导风向侧设1条林带。每条林带宽度20~40 m。

9.7.3 树种选择，应以生长良好、固沙能力强的当地植物和引进优良外地植物相结合、先锋植物与后期植物相配合为原则，选择适应当地条件的耐旱、耐盐、耐沙埋的优质树种。

9.7.4 植物的灌溉应优先采用喷灌和滴灌。

9.7.5 植树造林初期，应采取工程防沙措施过渡，同时在距林带前缘20 m以外设置阻沙措施。

9.7.6 防沙林带，必须设置专门养护机构，必要时应设置围栏建筑物，严禁人为破坏。

10 雪害地区路基

10.1 一般规定

10.1.1 线路不宜靠近严重积雪区的山坡坡脚，不能远离时应采取有效防护措施。

10.1.2 路基应避免低填浅挖，路堤高度宜大于平均积雪深度的3.0倍，且不得小于1.5m。路堑深度一般不得小于2.0m，当不可避免时应采取适宜防护措施。

10.1.3 路基横断面形式应有利于防止积雪，对于路堤与一般地区路基相同；对于路堑，应视路堑深度采取不同的断面形式。当路堑深度小于2.0m时，宜采用展开式路堑，当路堑深度为2.0~6.0m时，宜在两侧坡脚留1.0~2.0m积雪平台，当路堑深度大于6.0m时，与一般地区路基设计相同。

10.2 防护措施

10.2.1 根据地形、地貌、植被、气候、风向、积雪厚度，并结合线路位置、路基高度等因素，应在路基一侧或两侧设置防护林带。

林带树种应根据当地土壤和气候条件，选用适合当地生长、易于成活、快长成林的树种。

防护林带宽度不宜小于10m。林带内侧距堑顶或路堤坡脚不应小于20m。在林区防火距离应符合《铁路工程设计防火规范》(TB10063)的规定要求。

10.2.2 在不宜种植防护林地段和防护林未能起作用前，可设置固定式或活动式防雪栅栏、防雪堤、防雪沟等措施。对经常发生掩埋线路的严重雪害地段或有雪崩情况时，可考虑采用明洞或棚

洞方案。

固定式防雪栅栏高度不应小于3m，移动式的高度不应小于1.5m，其设置位置可距堑顶或路堤坡脚外30~50m。

基 础 与 墩 台

五 墩 台

墩台宜采用整体式，墩台高度不宜超过10m，墩台宽应 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

墩台基础应设在坚实的土层上，墩台基础应设在坚实的土层上 1.1.11

11 滑坡地段路基

11.1 一般规定

- 11.1.1** 对巨型、大型和性质复杂的滑坡地段，线路宜绕避。
- 11.1.2** 线路通过滑坡区，应根据滑坡的规模、滑坡体岩土性质、水文地质条件、滑坡形成与发展条件，分析其对铁路的危害程度，及时采取有效措施，保证路基施工和运营安全。
- 11.1.3** 滑坡整治应遵循“一次根治、不留后患”的原则。对规模大、性质复杂、变形缓慢以及短期内难以查明其性质的滑坡，可采取全面规划、分期整治的方案。
- 11.1.4** 滑坡整治宜采取排水、减载、反压与支挡等工程相结合的综合治理措施。
- 11.1.5** 对较大规模的滑坡，宜进行地表变形监测，必要时应进行深孔位移监测。
- 11.1.6** 高边坡、特殊岩土和存在不利结构面的边坡，应采取必要的预防措施，避免产生工程滑坡。

11.2 滑坡稳定性分析及滑坡剩余下滑力计算

11.2.1 滑坡稳定性分析除考虑滑体重力、建筑荷载、滑面阻力、设计水位的浮力作为永久荷载外，尚应考虑下列临时荷载的影响：

- 作用在滑体上的施工临时荷载；
- 地震水平作用力；
- 其他临时荷载。

11.2.2 滑坡稳定性分析可根据工程地质类比法和力学计算综合确定。滑坡剩余下滑力计算可采用传递系数法。条块作用力系如

图 11.2.2 所示，其计算公式如下：

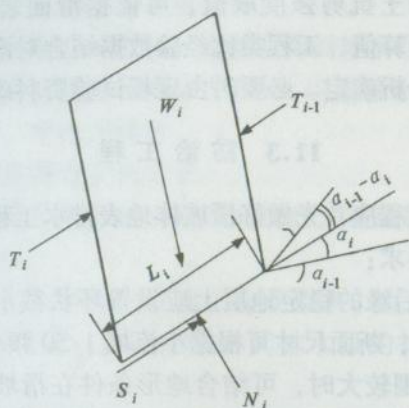


图 11.2.2 剩余下滑力计算示意图

S_i —抗滑反力； N_i —法向反力

$$T_i = F_i W_i \sin \alpha_i + \Psi_i T_{i-1} - W_i \cos \alpha_i \tan \phi_i - c_i L_i \quad (11.2.1-1)$$

$$\Psi_i = \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \tan \phi_i \quad (11.2.1-2)$$

式中 T_i , T_{i-1} ——第 i 和第 $i-1$ 滑块剩余下滑力 (kN/m)；

F_i ——安全系数，应根据滑坡的发展阶段、滑面岩土抗剪强度、工程的重要性等综合确定，一般可采用 1.05~1.25，考虑临时荷载时，安全系数可适当降低；

W_i ——第 i 滑块的自重力 (kN/m)；

α_i, α_{i-1} ——第 i 和第 $i-1$ 滑块对应滑面的倾角 (°)；

ϕ_i ——第 i 滑块滑面内摩擦角 (°)；

c_i ——第 i 滑块滑面岩土黏聚力 (kN/m)；

L_i ——第 i 滑块滑面长度 (m)；

Ψ_i ——传递系数。

滑坡体最后一个条块的剩余下滑力，当小于或等于 0 时，滑

坡稳定；当大于0时，滑坡不稳定。

11.2.3 滑面岩土抗剪强度取值，可依据滑面岩土室内试验资料、极限平衡反算值、工程类比经验数据结合对滑坡可能出现的最不利情况等分析确定。必要时由现场试验资料确定。

11.3 防治工程

11.3.1 防治工程应首先做好滑坡体地表排水工程，地表排水工程应符合下列要求：

1 在滑坡后缘的稳定地层上应设置环状截水沟，其排水纵坡不宜小于5%，断面尺寸可根据小流域1/50频率流量设计；

2 滑坡范围较大时，可结合地形条件在滑坡体范围内设置树枝状排水沟，排水沟通过裂缝处应采取防裂措施；

3 滑坡体上的封闭洼地或泉水露头，应设排水沟将水引出；

4 对滑坡体裂缝、松散坡面应平整夯实，以减少地表水下渗和使地表水迅速归槽；

5 对地表水下渗严重的土质滑坡，宜在滑坡体上植树、种草，减弱地表径流强度和美化环境。

11.3.2 结合地形和水文地质条件，应布置必要的地下排水工程。

1 支撑渗沟应符合下列要求：

1) 对浅层滑坡，可于滑坡前缘设置支撑渗沟，必要时与抗滑支挡建筑物结合设置，排除或疏干滑坡体地下水或浅层滞水，兼起支撑滑坡体的作用；

2) 支撑渗沟沟底应置于滑动面以下0.5~1.0m。

2 渗沟应符合下列要求：

1) 有地下水进入滑坡体时，可设置截水渗沟，截水渗沟宜垂直于地下水流方向；

2) 对滑坡体浅层地下水或土体上层滞水，可设置渗沟引出滑体外；

3) 渗沟沟底一般应置于含水层下的不透水层或基岩内，

其排水纵坡不应小于2%。

3 仰斜排水孔应符合下列要求：

- 1) 对滑坡深层地下水，宜设置仰斜排水孔排水；
- 2) 仰斜排水坡度不应小于5%，内置渗水软管或PVC滤水管，管内充填砂。

4 泄水洞应符合下列要求：

- 1) 泄水洞底部应埋入稳定地层内，洞底排水纵坡不应小于1%；
- 2) 泄水洞断面应方便施工作业要求，宜采用净空高2~2.5m，宽1.0~1.5m，其排水段的衬砌可采用花边墙；
- 3) 在泄水洞顶部可设置竖向或放射状集水孔。

11.3.3 采取减载和反压措施时，应符合下列要求：

1 滑坡主滑段滑床较陡时，可考虑在滑体中后部减重，但必须考虑清方后滑坡后部和两侧山体的稳定性，防止后缘产生新的滑动。

2 有条件时可采取在滑坡前缘填土反压的措施。填土反压应防止堵塞滑坡前缘地下水渗出通道，并且要考虑基底的稳定性，必要时应作地基处理。

11.3.4 抗滑支挡建筑物应结合地形和路基本体工程进行布置。

1 抗滑桩（含锚索抗滑桩）应符合下列要求：

- 1) 抗滑桩宜布置在滑坡的抗滑段，必须防止滑体从桩顶滑出或从桩底产生新的深层滑动；
- 2) 根据滑坡剩余下滑力大小，结合路基工程边坡支挡形式等，可布置为单排或多排，也可与预应力锚索组成锚索桩；
- 3) 在土层或破碎岩层中开挖桩井应设置护壁；当存在有害气体或桩井深度大于10m时，应考虑井下通风。

2 预应力锚索应符合下列要求：

- 1) 预应力锚索锚固段必须置于滑面以下的稳定岩层中；

2) 预应力锚索外锚根据滑坡体岩土承载力可采用格子梁、垫板等,其坡面须采取防止表土被雨水冲蚀、防止局部溜坍的措施。

3 抗滑挡土墙应符合下列要求:

- 1) 抗滑挡土墙宜设置在滑坡前缘;
- 2) 抗滑挡土墙应根据滑坡剩余下滑力和库仑土压力两者之中的大值设计,其高度和基础埋深应防止滑体从墙顶滑出或从基底以下土层滑移的可能;
- 3) 挡土墙基坑较深、土体稳定性较差时,应采取挡板支撑、临时锚杆等临时防护措施,其施工必须分段跳槽进行,保证滑坡在施工期间的稳定和施工安全。

11.3.5 可采取高压旋喷桩或注浆改良滑动带岩土的措施,提高滑动带岩土抗剪强度,增强滑坡稳定性。

11.3.6 滑坡前沿受河水冲刷时,应采取冲刷防护措施。

12 危岩、落石和崩塌与岩堆地段路基

12.1 一般规定

12.1.1 线路通过危岩、落石和崩塌地段时，应根据病害类型、范围、规模以及其对铁路危害程度等，综合考虑防治措施。

12.1.2 对可能发生大规模崩塌，或大范围的危岩、落石地段，线路应绕避。对中小型危害、落石和崩塌地段，如绕避不经济时，可采用遮蔽、拦截、清除、加固等工程措施。

12.1.3 在岩堆地段，应根据路基的类型、岩堆的规模和物质组成、下伏岩土的性质和坡度、地下水、地表水的活动情况等，对岩堆的稳定性作出评价。

12.1.4 岩堆面积较大、堆积层松散、堆积床坡度较陡、补给来源丰富、地下水和地表水对其稳定性影响较大，可能产生滑动的大型岩堆，线路应绕避。中小型岩堆，如绕避不经济时，线路宜以低填浅挖通过，并采取稳定加固措施。

12.2 危岩、落石和崩塌地段防治措施

12.2.1 在崩塌地段，崩塌体较大，且距线路位置较近时，可采用清方或采用明洞、棚洞等遮挡建筑物处理，遮挡建筑物应有足够的长度，防止崩塌岩块落入路基；崩塌规模较小时，可采用清方、挡土墙、支挡等措施处理。

12.2.2 对于危岩、落石，可采用拦石墙、挂网锚喷、柔性防护、清坡等措施。在构造破碎带或构造节理发育的高陡山坡上不宜刷坡。

12.2.3 危岩落石拦截建筑物的类型、结构尺寸、设置排数及位置，应根据落石的大小、数量、分布位置、冲击力和距线路的距

离确定。

12.2.4 落石的弹跳高度和速度可按山体边坡坡率、坡面堆积物类型及植被等因素进行计算。

12.2.5 根据地形和落石的弹跳轨迹确定拦挡建筑物的位置和高度。根据最大的冲击动能确定拦挡建筑物的类型和大小，以及防护层的厚度。

12.2.6 在破碎岩体或松散堆积层地段，应根据斜坡体岩性、破碎程度、密实程度等，采取刷坡、边坡防护或用挡土墙加固等措施。护坡的高度应适当，防止护坡以上的边坡产生病害，并做好坡顶的排水措施。有地下水出露时，应设置疏干土体及引排水设施。

12.3 岩堆地段路基设计

12.3.1 在岩堆地段，应首先根据岩堆的水文地质条件，采取截、排地面水和地下水，防止路基沿堆积床滑动。

12.3.2 线路通过岩堆地段，应根据路基的通过方式和位置对岩堆的稳定性作出评价。线路以路堤通过时，应分析岩堆在路堤加载后的稳定性，以路堑通过时，应避免开挖岩堆坡脚，根据稳定评价结果采取相应的加固措施。

12.3.3 对活跃的岩堆补给区，应根据其面积、岩体类型和规模，采取拦截或加固工程措施。

13 岩溶与人为坑洞地段路基

13.1 一般规定

13.1.1 线路通过岩溶地区，应根据岩溶地貌、地质特征、岩溶发育程度、发育规律以及地面水、地下水的勘探调查资料，合理选择线路位置，应绕避岩溶极发育地区，对中、小型岩溶，宜选择其最窄，易于处理的位置通过。

13.1.2 岩溶地段路基，应根据岩溶地表形态、地表径流、地下水活动情况、隐伏岩溶分布的大小、形状以及地面致塌因素，分析判断其对路基的危害程度，采取相应的处理措施。

13.1.3 线路通过大型煤矿等采空区时，应根据矿区规划和调查资料，将线路选在采空区影响范围以外的区域通过；对于小型采空区和对路基有危害的其他人工洞穴（如掏金洞、枯井或其他洞穴等）宜绕避，不可避免时，应采取相应的处理措施。

13.2 岩溶地段路基设计

13.2.1 对路基稳定有影响的岩溶水应采取疏导引排的措施。对于路基上方的岩溶泉或冒水洞宜采用排水沟截流至路基外；对于基底的岩溶泉或冒水洞则应设置涵洞将水排除；堵塞溶洞岩溶水的部分出水口时，应有充分依据，并保证所留出水口能满足排水畅通的要求。对于地表水，应作好排水设施集中引排，防止地表水集中下渗导致地面塌陷。

13.2.2 路基位于溶蚀洼地时，应作好地面排水设施，将地面水引入邻近沟谷或对路基无危害的落水洞中；积水不能排除时，宜用岩块或粗粒土（细砂、粉砂、黏砂除外）填筑，并应高出积水位0.5m。

13.2.3 对危及路基稳定的岩溶洞穴，宜采用下列加固方法：

1 对于路堑边坡上的干溶洞，洞内可用片石填塞，洞口用干砌片石铺砌，并用砂浆勾缝或浆砌片石封闭。

2 对位于路基基底或支挡结构物基底的干溶洞，深度较浅时，宜用砂、碎石或片石等回填夯实，洞口用浆砌片石或片石混凝土封闭。

3 洞径大、顶板完整、洞内施工条件较好，可采用浆砌片石或片石混凝土支顶墙或支顶柱加固。

4 深而小的溶洞洞口岩壁完整，不便于洞内加固时，宜采用钢筋混凝土盖板加固。

5 对于洞径小，顶板薄或岩层破碎的溶洞，宜采用爆破顶板，用片石回填加固；若溶洞较深须保持排水时，宜采用桥（涵）跨过。

6 对于路基范围内的地表塌陷土洞，覆土较浅时，宜回填夯实并作好地表水的引排封闭措施；覆土较厚时，宜采用注浆加固。

7 对于埋藏较深，但基岩顶板较薄的溶洞或溶蚀发育带，宜采用注浆加固。

8 既有线或增建二线的岩溶病害工点，采用回填、支顶、跨越等措施处理影响既有线运营安全时，宜采用注浆加固。电气化铁路岩溶病害采用注浆加固时，其注浆孔位布置，必须确保钻机塔架避开接触网输电线危险区。

13.2.4 溶洞距路基的安全距离 L ，可按坍塌时的扩散角计算：

$$L = H \cot \beta \quad (13.2.4-1)$$

$$\beta = \frac{1}{F} (45^\circ + \phi/2) \quad (13.2.4-2)$$

式中 H ——溶洞顶板厚度 (m)；

β ——坍塌扩散角 (°)；

F ——安全系数，取 $F = 1.10 \sim 1.25$ ；

ϕ ——岩石的内摩擦角 (°)。

基岩顶板以上有覆盖土层时，自岩土分界面处用 45° 角向上

绘斜线，求出与地面线的交点，路基边坡坡脚应在交点范围以外。

13.2.5 溶洞采用注浆处理时，注浆深度应根据溶洞大小、顶板厚度、溶洞的厚跨比，并结合覆盖土的厚度、强度等综合确定，不宜超过15 m。岩溶很发育时，注浆厚度可适当增加。

13.2.6 溶蚀发育带采用注浆处理时，原则上封闭土、石界面，形成隔水帷幕，注浆厚度5~8 m，伸入基岩顶面以下3~5 m。

13.2.7 注浆孔距应根据溶蚀发育程度、溶隙、溶缝的连通性等地质条件和注浆压力、浆液浓度等确定，并通过现场注浆试验验证。注浆段的单位注浆量宜通过现场试验确定。

13.2.8 注浆材料主要为水泥浆，水泥浆的水灰比为1:1~0.6:1，先稀后浓。空隙较大时，可适量掺黏性土、细砂、粉煤灰和碎石等充填物。

13.3 人为坑洞地段路基设计

13.3.1 危及路基稳定的煤矿采空区，应根据其位置、顶板厚度、坚固程度、坑道的走向、位置、形状、大小和坑道的充填物及其密实程度等确定加固方法。

1 埋藏较浅的采空区，宜采用明挖回填处理；

2 埋藏较深、坑道通畅的采空区，宜采用片石回填、支顶、注土浆等措施处理；

3 埋藏较深、多层重叠交错、无法进入的采空区，宜采用注土浆、灌砂处理。

13.3.2 墓穴、地窖、枯井、掏砂坑、坎儿井（地下渠）等人工洞穴，应根据情况采取开挖回填、夯实、注浆加固等防止坍塌的措施。

13.3.3 采空区的路基，应根据矿区规划和调查资料，采取防止坍塌和预留足够的沉降量及加宽路基等措施。

13.3.4 在采空区或人工洞穴地段修建铁路时，不宜采用引排地下水的措施，并应对附近工、农业抽水采取相应的限制措施。

14 浸水路基

14.1 一般规定

14.1.1 浸水路基是指设计水位以下受水浸泡的河滩、滨河及滨海路基。穿越积水洼地、池塘的路基可根据具体情况按照本章有关规定办理。

14.1.2 河滩、滨河路基应避免过多挤压河床和压缩桥长。滨海路基应选择在海面最短和水深不大、地形、地质条件较好地段通过。

14.1.3 路堤两侧有较大水头差时，可设置过水建筑物，使路堤两侧水位差减少。当堤身或地基可能发生管涌潜蚀时，应在低水位一侧边坡下部设置排水设备、放缓边坡或设护道以及在路堤中心设置防渗墙等防止渗透的加固措施。

14.1.4 路堤填料宜选用渗水性能好、水稳性较好的材料，有困难时，可采用细粒土，并应采取适当的防护和加固措施。

14.1.5 取土坑应远离坡脚或护底石。

14.1.6 浸水路堤应根据水流状况、波浪、填料、地层、河道（海岸）地貌等条件选择断面形式和边坡防护类型。

14.2 河滩滨河路基

14.2.1 浸水路堤断面设计：

1 路堤为单一填料时，防护高程以上采用一般断面形式，防护高程以下根据浸水深度、填料性质及基底地层情况等因素采取放缓边坡、增设护道的措施，护道宽度宜为1.0~2.0m。

2 路堤为不同填料时，防护高程以下应采用水稳性较好的填料，并在填料分界处设宽不小于0.5m的平台。当两种材料粒

径相差较大时,应设隔离垫层,其厚度为0.3~0.5m。

3 水稳性较好的填料来源困难时,可在防护高程以下采用粗粒土外包的断面形式,且应进行边坡防护。外包体的断面宜采用梯形,其顶宽可根据浸水情况采用1~2m,并做好防护。当粒径相差较大,细颗粒易被带出时应设反滤层。

14.2.2 防护高程以上路基边坡坡率与非浸水路基相同,防护高程以下边坡坡率可比非浸水路基边坡放缓一级。条件复杂或浸水较深时应按稳定检算确定。进行稳定检算时,应考虑浸水部分土体重力密度和强度指标的变化,以及渗透压力的作用。

14.2.3 路基坡面受水流冲刷或波浪侵袭时,应根据流速及波浪侵袭高和波浪压力,按照《铁路路基设计规范》(TB10001)的有关规定进行坡面防护。

14.3 滨海路基

14.3.1 滨海路基的路肩高程应高出设计高潮水位加波浪侵袭高加0.5m。路肩高程不能满足要求时,应设防浪墙。

14.3.2 设计波浪的重现期标准,Ⅰ、Ⅱ级铁路采用50年一遇,Ⅲ级铁路采用25年一遇。

14.3.3 支挡和坡面防护工程的强度和稳定性计算时,设计波高的波列累积频率应按表14.3.3采用。

表 14.3.3 波列累积频率

滨海路堤形式	部 位	计算内容	波列累积频率 F (%)
斜 坡 式	胸墙、堤顶方块	强度和稳定性	1
	护坡块石、护坡块体	稳 定 性	13*
	护底块石	稳 定 性	13
直 墙 式	上部结构、墙身桩基	强度和稳定性	1
	基床、护底块石	稳 定 性	5

注: * 为当平均波高与水深的比值 $\bar{H}/d < 0.3$ 时, F 宜采用5%。

当推算的波高大于浅水极限波高时,均应按极限波高采用。

14.3.4 滨海路基与港区路基所采用的设计高程不同时应设过渡段，使之与港区路肩平顺衔接，并必须采取防止路基面越浪的措施。

14.3.5 路基断面结构形式应根据水深、波高、地基条件、填料性质及使用要求等因素综合分析确定。一般采用斜坡式，也可采用直墙式。

14.3.6 路堤边坡坡率应根据路堤填料情况、路堤高度、浸水深度、防护形式及海洋水文条件确定，一般情况下外海侧缓于内海侧、块石护面缓于混凝土块护面、堤头部位缓于堤身。边坡坡率可按表 14.3.6 选用。

表 14.3.6 不同坡面防护类型的边坡坡率

坡面防护类型	边坡坡率
抛填、安放或干砌片石	1:1.5~1:3
浆砌片石	1:1.5~1:2
安放混凝土块体	1:1.25~1:1.5
抛填方块	1:1~1:1.25

14.3.7 坡面防护应根据波浪高度、波浪压力及施工条件等采用钢筋混凝土栅栏板、扭工字块体、四脚锥体、四角空心方块及钩钩连块体等。石料充足时也可采用抛填或安放条石、块石等。各种防护工程应能抗海水及生物侵蚀、并且有耐冻和承受冰凌撞击的能力。

14.3.8 护坡垫层石块质量不应小于护坡块体质量的 1/20~1/40，并满足施工期波浪作用下的稳定性。垫层厚度一般为 2 倍护坡厚度。

14.3.9 外海侧护坡底部应设抛片石或混凝土块体，块体顶面高程应高于施工水位，顶宽不应小于 1.0m。

14.3.10 外海侧坡脚一般应抛填护底石，内海侧可视具体情况而定。护底石厚度不应小于 1.0m，宽度应为 5~10m。

15 水库路基

15.1 一般规定

15.1.1 水库路基是指线路沿水库边缘行进或跨越水库支沟、支流修筑的受库水作用影响的路基。

15.1.2 水库路基设计时应根据水库的特点和要求及水库对路基的影响,考虑库水浸泡、渗透、水位升降、波浪侵袭、水流冲刷、坍岸、淤积和地下水壅升而引起土的重度和强度的变化以及大孔性土的湿陷等因素,采取相应的防护加固措施。

15.1.3 水库路基的防护加固设计分为路基的防护加固和水库坍岸的防护加固。

15.2 路基和库岸稳定性分析

15.2.1 库岸稳定性分析应根据水库坍岸、水库淤积、地下水壅升等因素,并考虑波浪、荷载、地震等作用力的影响。

15.2.2 路基稳定性分析应符合下列要求:

1 考虑上下游水头差在堤内产生的稳定渗流及水位骤然下降在堤内产生的不稳定渗流对路堤边坡产生的渗透压力和冲蚀作用,土质路堤应按路堤内渗流的最不利情况进行检算,必要时应进行流网计算。用不易风化的石块填筑的路堤,可不考虑水的渗流影响。

2 土的强度参数按地下水位高度(浸润曲线以上加地下水壅升高度)以上和以下两部分分别采用夯后快剪和夯后饱和快剪试验值,物理参数亦分别按地下水位以上和以下取值。对渗水土可不考虑土的强度参数的变化。

3 可不考虑将来淤积后增加的抗滑力。

4 库水对路基边坡的破坏以波浪作用为主。在封冰和流冰地区，还须考虑冰荷载作用。在水库的上游地段，若流速较大，还需考虑水流的冲刷作用。

5 库岸稳定安全系数不应小于 1.25。

15.2.3 库岸浪高超过 1.0m 时，水库路基的支挡结构应考虑浪压和波浪的抽吸作用。

15.3 路基防护

15.3.1 路基浸水或由于水库坍岸而危及水库路基的安全与稳定时，应进行水库路基防护加固。水库路基防护加固包括对路基本体内渗流与沉降的处理、路基边坡防护及路基基底的处理。

15.3.2 路基本体内渗流的处理，应符合下列要求：

1 当路基经常受水浸泡，两侧有较大的水头差时，路堤受库水位浸泡的部位宜用渗水土填筑；

2 对于用一般细粒土填筑的路堤，当渗透速度和渗透压力较大可能发生冲蚀时，除放缓边坡外，宜在低水位一侧设置排水设备。

15.3.3 路基宜采用沉降量小、水稳性好的渗水土作填料，并严格控制填料的压实度。对受水浸泡的高路堤，在设计中要预留沉降加宽。

15.3.4 路基边坡的防护，应符合下列要求：

1 路基边坡防护工程顶面高程为铁路设计水位（当铁路设计水位低于水库正常高水位时，采用水库正常高水位为设计水位）加波浪侵袭高加安全高度 0.5m，底面高程为水库设计低水位减波浪影响深度（可采用 2.0~2.5 倍低水位时的波浪高）。当蓄水初期由于浸水或水流的作用，影响边坡稳定时，防护底面至路堤坡脚之间的坡面，应进行适当防护。淤积较快的地段，可采用临时防护措施。

2 路堤浸水部分的边坡坡率可比非浸水路基的边坡坡率放缓一级，当用水稳性差的填料填筑路堤或浸水较深时，应经稳定

性检算确定。

3 路基边坡防护类型应根据水库类型、波浪力大小、路基所处位置等因素考虑,可采用干砌片石、混凝土块板护坡,并应做好反滤层。有冲刷时,可采用抛石、浆砌片石护坡等防护。

4 水库路堤宜在防护顶面处设置宽度不小于2m的平台。

15.3.5 路基基底的处理,应符合下列要求:

1 水库地区浸水路堤地基为松软土层、受库水浸泡及地下水壅升后将形成的松软土层、湿陷性黄土的地基、列车振动荷载作用下可能产生液化的饱和粉细砂地基,必须进行地基加固;

2 由于浸水等原因而影响路基稳定时,可采用挡土墙、副堤等形式进行加固。

15.4 水库坍岸的防护

15.4.1 水库坍岸危及铁路路基的稳定时,应根据线路的位置、库岸土质、库岸高度和坡率、浸水深度、水库淤积等情况,对库岸采取适当的防护措施。库岸距线路较远、最终库岸稳定时间较长、防护工程量较大时,可考虑分期防护。对预测淤积严重地段,可采用简易防护或不设防护。

15.4.2 水库坍岸的防护顶面高程应为水库正常高水位加波浪侵袭高加0.5m的安全高度,底面高度应为水库设计低水位减波浪影响深度。

15.4.3 水库坍岸的防护类型可根据波浪的破坏作用和地质、地形等情况,合理选用。

15.4.4 水库坍岸防护长度范围应根据铁路路基所在库岸边坡受波浪作用影响的地段而定,防护工程两端应有适当的安全距离,应嵌入库岸或路基边坡内。

15.4.5 位于坍岸范围内的支挡结构,基底应置于坍岸线以下不小于1.0m。

附录 A 多年冻土地基沉降量的计算

A.0.1 路堤地基总沉降量 (S) 等于路堤地基融化沉降量与压缩沉降量之和, 可按下式计算:

$$S = \sum_{i=1}^n (A_i + a_i P_i) h_i \quad (\text{A.0.1-1})$$

$$P_i = \sigma_i + w_i \quad (\text{A.0.1-2})$$

- 式中 A_i ——第 i 层季节融化层土的融沉系数 (%);
 a_i ——第 i 层季节融化层土的压缩系数 (MPa^{-1});
 h_i ——第 i 层季节融化层土厚度 (cm);
 P_i ——沿路堤中线第 i 层季节融化层土的附加应力与自重应力之和 (MPa);
 σ_i ——沿路堤中线第 i 层季节融化层土的附加应力 (MPa), 其底处为 σ_c , 在最大融深处为 $\sigma_i = k\sigma_c$, 计算中可近似采用 $k=1$;
 w_i ——沿路堤中线第 i 层季节融化层土的自重应力 (kPa)。

施工中基底的沉降断面形式可按平行地面与基底等宽的矩形计算。

融沉系数 A_i 和压缩系数 a_i 值宜由试验确定。无试验资料或因条件限制不能进行试验时, 可按式 (A.0.1-3~6) 计算和表 A.0.1-3 选用。

1 融沉系数 A_i

1) 黏性土

$$A_i = 26.82 \ln w_A - 77.63 \quad (\text{A.0.1-3})$$

$18\% < w_A < 150\%$ (适用于东北地区)

2) 砾石土、碎石土 砂类土、黏性土、高塑性黏土
对 I、II、III、IV 类冻土

$$A_i = k_i (w_A - w_c) \quad (\text{A.0.1-4})$$

对 V 类冻土

$$A_i = \sqrt[3]{w_A - w_c} + A_0 \quad (\text{A.0.1-5})$$

式中 w_A ——冻土总含水率 (%)；

w_c ——起始融沉含水率，可按表 A.0.1-1 确定；

k_i ——经验系数，可按表 A.0.1-1 确定。

表 A.0.1-1 k_i 、 w_c 值

土质 参数	砾石土、碎石土	砂类土	粉土和粉质黏土	黏土
k_i	0.5	0.6	0.7	0.6
w_c (%)	11.0	14.0	18.0	23.0

注：1 碎石土、砾石土，当粉黏粒含量小于 12% 时，取 $k_i = 0.4$ 。

2 对粗粒土可用 w_c 代替 w_p ；当无实测资料时，可按表 A.0.1-2 确定。

3 A_0 可按表 A.0.1-2 确定。

表 A.0.1-2 w_c 、 A_0 值

土质 参数	砾石土、碎石土	砂类土	粉土和粉质黏土	黏土
w_c (%)	46	49	52	58
A_0 (%)	18	20	25	20

注：砾石土、碎石土，当粉黏粒含量小于 12% 时，取 $w_c = 44$ ， $A_0 = 14$ 。

2 压缩系数 a_i

1) 黏性土

$$a_i = 0.014851nw_A - 0.0178 \quad (\text{A.0.1-6})$$

18% < w_A < 150% (适用于东北地区)

2) 砾石土、碎石土、砂类土、黏性土的 a_i 值按表 A.0.1-3 选用。

A.0.2 竣工后路堤地基沉降量可按式计算：

$$S_{af} = S \cdot n_2 \quad (\text{A.0.2-1})$$

式中 S_{af} ——竣工后路堤地基沉降量 (cm);
 S ——路堤地基总沉降量 (cm);
 n_2 ——竣工后的路堤地基沉降系数。路堤高度 $H=1\sim 2$ m 时, $n_2=0.3$; $H=2\sim 3$ m 时, $n_2=0.2\sim 0.3$,
 $H=3\sim 5$ m 时, $n_2=0\sim 0.2$; $H>5$ m 时, $n_2=0$ 。

表 A.0.1—3 各种冻土融化后的 a_i 值 (MPa^{-1})

冻土干容量 $\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	土质及基底压应力 $\sigma_c(\text{MPa})$	砾石土、碎石土	砂类土	黏性土
		0.01~0.108	0.01~0.206	0.01~0.206
20.6		0.000	—	—
19.6		0.102	—	—
18.6		0.204	0.000	0.000
17.7		0.306	0.122	0.153
16.7		0.408	0.245	0.306
15.7		0.408	0.367	0.459
14.7		0.408	0.489	0.612
13.7		0.408	0.489	0.765
12.8		0.306	0.489	0.765
11.8		0.306	0.489	0.714
10.8		0.255	0.408	0.714
9.8		0.255	0.357	0.612
8.8		0.204	0.306	0.510
7.8		—	0.255	0.408

注: 1 外部压力超过表列压应力时, 采用表列数值偏于安全;

2 表列数值可内插;

3 高塑性黏土的 a_i 值, 可将黏性土的 a_i 值适当加大。

附录 B 多年冻土保温层厚度的计算

B.0.1 保温层厚度换算法

1 在原地面直接填筑路堤时保温层厚度(h)可按式(B.0.1—1)计算。

$$h = F \cdot h_i \cdot \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jv}}{\lambda_j \cdot C_v}} = F \cdot h_i \cdot \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jw} \cdot \rho_j}{\lambda_j \cdot C_w \cdot \rho}} \quad (\text{B.0.1—1})$$

2 如采取部分开挖,在其底部铺设保温层,再于其上回填土层的厚度为 h_1 时,则可按下式计算:

$$h = F(h_j - h_1) \sqrt{\frac{\lambda \cdot C_{jw} \cdot \rho_j}{\lambda_j \cdot C_w \cdot \rho}} \quad (\text{B.0.1—2})$$

式中 F ——安全系数,可采用 1.2;

h_j ——土层的最大融化深度(m);

h_1 ——回填土厚度(m);

λ ——保温层导热系数[kW/(m·°C)];

C_v ——保温层的容积热容量[kJ/(m³·°C)], $C_v = C_w \cdot \rho$;

C_w ——保温层的比热[kJ/(kg·°C)];

ρ ——保温层的密度(kg/m³);

λ_j ——土层的导热系数[kW/(m·°C)];

C_{jv} ——土的容积热容量[kJ/(m³·°C)];

C_{jw} ——土的比热[kJ/(kg·°C)];

ρ_j ——土的密度(kg/m³)。

B.0.2 保温层厚度经验计算法

在原地面直接填筑路堤时,可根据不同地区分别采用下列公式计算。

1 东北地区的经验公式

保温层的材料为泥炭时,保温层厚度(h)可按式(B.0.2—1)计算:

$$h = Z/0.6 \approx 1.67Z \quad (\text{B.0.2—1})$$

保温层顶上有回填土时,则可按式(B.0.2—2)计算:

$$h = 1.67Z - (Z/Z_1)h_1 \quad (\text{B.0.2—2})$$

式中 h_1 ——回填土厚度 (m);

Z_1 ——与回填土相当的代表性冻土天然上限深度 (m);

Z ——泥炭的代表性的冻土天然上限深度 (m)。

各种代表性冻土天然上限深度可按表 B.0.2 确定。

表 B.0.2 各种土的代表性的冻土天然上限深度 (m)

保温条件 \ 土的类别	泥 炭	黏 性 土	碎 石 土	砂 砾	卵石类砂砾
差	0.85	1.9	2.6	2.3	3.7
一 般	0.65	1.5	2.1	1.8	3.1
良 好	0.45	1.1	1.6	1.3	2.5

2 青藏高原地区的经验公式

$$h = (a \cdot t_8 + b)F \quad (\text{B.0.2—3})$$

式中 t_8 ——八月份的平均气温 (°C);

a, b ——系数,对于垫坡草皮保温层和基底换填砂黏土时,

$$a = 0.1, b = 0.38;$$

F ——安全系数,取 $F = 1.2$ 。

附录 C 振动液化土临界加速度与土的颗粒大小及密度关系曲线

C.0.1 临界加速度 a_c 与相对密度 D_r 及小于0.1mm颗粒含量 $P_{0.1}$ 的关系曲线可见图 C.0.1。

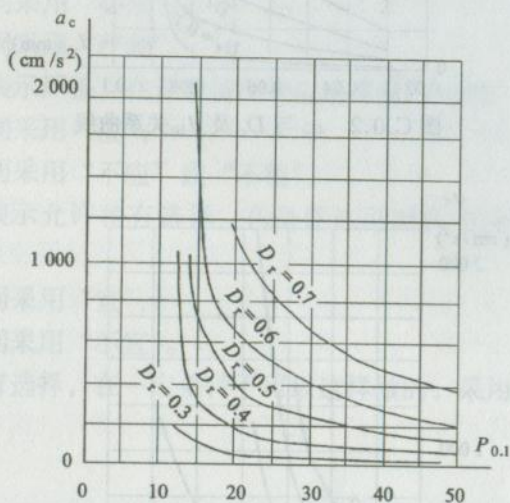


图 C.0.1 a_c 与 D_r 及 $P_{0.1}$ 关系曲线

C.0.2 临界加速度 a_c 与相对密度 D_r 及有效粒径 d_{10} 的关系曲线可见图 C.0.2。

C.0.3 临界加速度 a_c 与相对密度 D_r 及平均粒径 d_{50} 的关系曲线可见图 C.0.3。

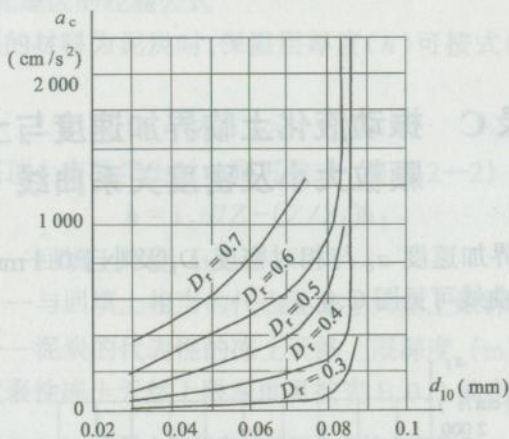


图 C.0.2 a_c 与 D_r 及 d_{10} 关系曲线

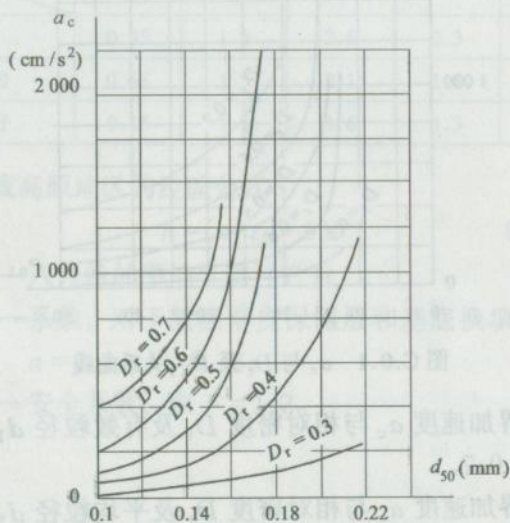


图 C.0.3 a_c 与 D_r 及 d_{50} 关系曲线

本规范用词说明

执行本规范条文时，对于要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待。

(1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

(2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；

反面词采用“不应”或“不得”。

(3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；

反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

《铁路特殊路基设计规范》

条文说明

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在的问题以及在执行中应注意的事项等予以说明。为了减少篇幅，只列条文号，未抄录原条文。

3.1.2 软土地区通常地下水位较高，且土质软弱，铁路若以路堑通过则堑坡的稳定、基床的处理等工程费用会很大，且施工、运营养护亦困难，故宜以路堤通过。

软土地区的路堤过低时，在列车荷载冲击震动的影响下，将导致软土强度降低，而在动荷载直接作用下的反复变形又影响地基的稳定。因此规定路堤高度不宜小于基床厚度。否则应采取地基改良或加固措施，使基床范围内的地基符合规定要求。

3.1.3 软土地区路基位置的选择原则，是指从工程地质角度对线路方案比选所应考虑的一般规律，在条件许可时应尽可能的满足。

3.1.4 由于软土具有天然强度低、压缩性高和排水固结缓慢的特点，所以在其上修筑路堤时必须进行稳定检算和沉降量计算；而地基加固措施的设计是指通过对室内土工试验与现场测试的软土物理力学指标的反复计算，结合试验与已建工程的成果，运用各种具体措施使路堤的稳定和沉降符合要求。

3.1.5 在软土路堤坡脚取土、挖沟，可能造成路基失稳，连云港地区曾经出现过因为在坡脚挖沟，造成水沟内侧挤出，路基沉降增加的例子。国外也有类似的实例，在加拿大魁北克有一公路路堤，高9m，在离坡脚23m挖沟时，导致路基坍塌。因此应当避免在坡脚取土、挖沟，实在无法避免时，应当根据路堤高度、

软土厚度、硬壳厚度等因素，在距路堤坡脚 2 倍路堤高度以外取土，而且应做路基稳定检算。

3.1.6 对于深厚层软土地基，根据沉降观测分析，一般实测沉降量比理论计算大 5%~20%，特别是后期发生的长期沉降量偏差更大，使路基工后沉降量难以控制。因此对于高填土、厚软土，预压期难以得到控制和保证的，应与设桥方案作全面的技术经济比较，即使设桥造价略贵，也是有必要的。

3.1.7 增建第二线的填土荷载，除第二线本身地基沉降外，还可引起既有线沉降。由于两线沉降不均，往往造成既有线路肩开裂，严重的甚至会影响既有路基的稳定，因此宜远离既有线，并应考虑新线路基对既有路基的影响。

3.1.8 路基工后沉降量的规定和取值，将直接影响到工程造价和线路的使用性能，所以本规范中要求的路基工后沉降量可适当大一些，故拟定了用 0.3m 作为控制界限。这一控制界限值与其他类型线路的规定是协调的，见说明表 3.1.8。

说明表 3.1.8 不同类型铁路容许工后沉降量

速度 (线路类型)(km/h)	140 (I 级)	重载	160	200	300 以上
允许工后沉降 (cm)	30	30	20	15	10
沉降速率 (cm/d)		10	5	4	2~3

由于桥台与台后路基的工后沉降不同会造成轨道不平顺，这对列车的平稳运行非常不利，同时使该处的轨道结构不易保持稳定，维修工作量大增。速度越高，其不利影响越明显。因此对桥台台尾后一定范围内的路基，容许工后沉降值比一般地段要小。

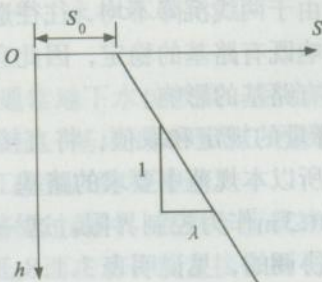
3.1.9 软土路堤建成后，在运营期间基底会产生下沉，降低原有轨顶高程。为了保持原有轨顶面高程，就必须在运营期间加厚道床来抬高轨面，为使道床抬高后仍能维持规定的路肩宽度，故设计软土路堤的路基面宽度时，每侧必须留加宽度。

3.1.10 稳定观测主要是指施工过程中对超过临界高度的路堤坡

脚进行水平及竖向位移观测，位移的观测点一般设在坡脚外 2~10m 的地方；沉降观测是指在路堤建成验交前的施工过程中对路堤的垂直变形进行观测，沉降观测点一般设在路堤中心，根据沉降观测数据推算路基工后沉降量，作为路堤验交时控制工后沉降量的依据。

3.2.1 软土的稳定分析公式较多，对路堤设计，多年以来一直沿用圆弧法检算，实践证明这种方法基本符合实际。

λ 值为抗剪强度随深度的递增率，见说明图 3.2.1 所示。



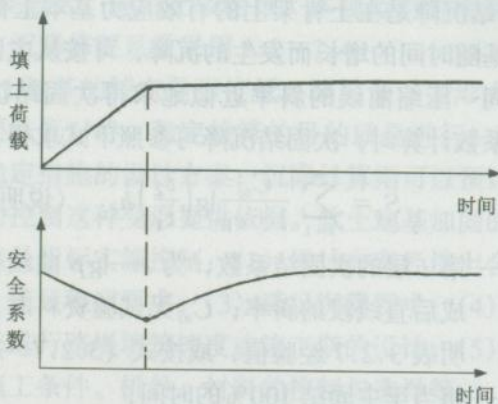
说明图 3.2.1 λ 值的递增率

多层软土的固结度计算，通常采用各土层的固结系数的平均值（可采用加权平均值，各地层的厚度相差不大时，也可采用算术平均值）来计算地基的平均固结度。

3.2.2 软土的天然抗剪强度指标，是路基稳定性分析和承载力计算中常用到的重要指标，试验时应根据地基土的应力状态、应力变化速率、排水条件和应变条件等选用相应的方法。

3.2.3 软土地基上填土的稳定性随时间变化有如下的规律，见说明图 3.2.3。

从说明图 3.2.3 看出，只是在填筑至设计高度的瞬间，稳定性是最低的。随着软土在填土荷载作用下的固结压密，稳定性又逐渐增高。因此路堤的稳定安全系数不考虑列车荷载作用时最低值可采用 1.15。



说明图 3.2.3 填土稳定性随时间变化曲线

列车荷载（包括上部建筑）对软土路基的稳定性是有影响的，对路基本体的应力水平影响比较大，有荷载以后路基的应力水平明显提高，对地基也有一定的影响，总之上部荷载降低路基的稳定性，因此，考虑列车荷载将稳定安全系数的最低值降至 1.10。

研究与实践经验表明，当稳定安全系数越接近于 1，地基土的性状也越接近于塑性状态，这时沉降总量增加。因此，为较好的控制路基工后沉降量，将路堤的稳定安全系数的最小值由原规范的 1.05 提高到 1.10 是必要的。

3.2.5 临界高度是指在天然的软土地基上快速填筑所能填筑的最大高度。临界高度的大小，取决于软土的性质、地层的成层情况、硬壳的厚度和性质以及填料的性质等，通常用圆弧法检算确定，若能作现场填筑试验则更能切合实际。

3.2.6 设计临界高度为考虑列车荷载时在天然地基上填筑路堤的最大高度，是地基是否需要加固的界限，也是线路选线和路基设计的重要依据。

临界高度、设计临界高度，均只从地基的强度出发，不能以此作为控制沉降的划分高度。

3.2.7 次固结沉降是在土骨架上的有效应力基本上保持不变的条件下，地基随时间的增长而发生的沉降，可按从主固结完成后开始，由时间—压缩曲线的斜率近似地求得次固结沉降 (S_s)。采用次固结系数计算时，次固结沉降可参照下式求得：

$$S_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ai}}{1 + e_{li}} \lg \left(\frac{t_2}{t_1} \right) h_i \quad (\text{说明 3.2.7—1})$$

式中 C_{ai} ——第 i 层的次固结系数，为 $e-\lg p$ 曲线在主固结完成后直线段的斜率； C_{ai} 无试验资料时，可参考说明表 3.2.7 经验值，或按式 (3.2.7—2) 估算；

t_1 ——相当于主固结 100% 的时间；

t_2 ——需要计算次固结沉降的时间。

$$C_a = 0.018w \quad (\text{说明 3.2.7—2})$$

式中 w ——土的天然含水量 (按小数点取值)。

说明表 3.2.7 次固结系数

软土类型	泥 炭	富含有机质黏土	高塑性黏土	超固结黏土
特 征	纤维结构 手感如海绵	有机质含量 大于 30%	塑性指数 大于 25	OCR > 2
C_a	0.1~0.3	0.005~0.03	>0.03	<0.001

对于欠固结和轻微超固结的土，用考虑地基土应力的 $e-\lg p$ 曲线来计算沉降可能更接近实际，故本规范将该法也列入其中供选用。

影响地基沉降的因素比较多，如硬壳的厚度，地基加固的方法，软土路堤的稳定性安全系数，以至加荷速率等都会影响沉降量的值。根据多年来铁四院等单位所做的试验堤以及京津塘、广佛、深汕、沪宁、杭甬等高速公路的实测数据表明，除了个别硬壳比较厚或者是采用深层搅拌桩加固的工点以外，绝大部分的软土路堤的计算沉降量偏小，上述公路的实测值是计算值的 1.1~1.7 倍，有的甚至更大些，故现行的《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(GTJ 017) 规定软土地基沉降修正系数为 1.1~

1.7, 范围比较大, 应用比较困难, 本规范仍沿用有关的铁路规范的规定, 沉降修正系数采用 1.2~1.4。

3.3.1 软土地基的特点是强度低、固结慢、变形大, 对其上的路堤设计要认真对待。稳定检算的目的就是进行一种强度检验, 进而提出稳定措施的设计方案; 沉降计算则可以预计地基的竖向变形, 并为控制这种变形提供依据。软土地基加固的目的主要是对以下内容及指标实施控制: (1) 设计方案经济上合理、技术上可行; (2) 满足稳定要求; (3) 满足沉降要求; (4) 为满足稳定或沉降要求进行路堤填筑速度或施工期的设计; (5) 为满足环保要求而对施工条件、机具、材料的控制与选择等。

3.3.4 换填系指挖除软土换填强度较高的土, 一般采用砂、石等渗水土。抛石挤淤适用于湖、塘等积水洼地及河流, 当水量大且不易排干、无硬壳、软土易挤开、片石能沉达底部时适用。抛投时, 应自路堤中部开始, 抛出水面后用重型碾压机械反复碾压, 然后铺设反滤层及填土。

3.3.5 反压护道施工简易, 不需要控制填土速率, 但占地面积多, 土方数量大, 仅适用于非耕作区和取土不困难的地区。

3.3.6 土工合成材料作为加筋材料加固地基, 相当于柔性筏基, 可提高地基稳定性, 且具有施工简单、少占农田(与反压护道比较)等优点。根据铁四院在广珠线软土路堤试验的成果, 当路堤稳定性由整体滑动破坏控制时, 增加土工合成材料层数对提高路堤稳定性作用已不十分明显。故规定土工合成材料的铺设层数不宜超过三层。

3.3.7 砂垫层是在路堤基底增加一个排水面, 适用于软土层较薄, 也适用于软土层稍厚, 但中间或底部有透水层的地基。砂垫层施工简易, 不需特殊的施工机具, 但需放慢填筑速度, 使地基有充分的时间进行排水固结。

3.3.9 经验证明利用预压加速地基排水固结, 是用于路堤堤坝软基加固既经济又有效的措施, 但要考虑充分的预压期。

预压期根据路基的稳定性和工后沉降的要求来定, 若沉降与

稳定均为控制因素，则选用两者中较长的预压期。

3.3.10 设置砂桩、碎石桩后，桩与桩间土形成复合地基，应考虑桩对地基土的置换作用、竖向排水体作用及应力集中作用，但不考虑它对地基土的挤密作用。设置石灰桩、深层搅拌桩及旋喷桩后桩与桩间土形成复合地基，应考虑桩对地基土的置换作用、应力集中效应，进而减少总沉降，但不考虑桩体加快地基的排水固结速度和对地基的挤密作用。

砂桩、碎石桩、石灰桩、深层搅拌桩及旋喷桩等加固措施，因造价贵且需特殊施工机具，如必须采用时，必须先作试验，确认技术可行、经济合理后才能采用。

3.3.12 极不稳定的泥沼是指泥沼很烂，呈流塑状态，钻探机具在自重作用下能下沉的地层。

3.4.1 设置边桩和路堤地基面沉降观测设备是为了控制填土速率，保证路堤在填筑过程中的稳定。此外，在路堤中心线地基面上设置沉降观测装置是为了根据沉降观测数据进行最终沉降量推算，使路基的工后沉降量在设计预定的范围之内。当地基沉降与设计有出入时，可以根据实测数据进行二次设计，并采取相应的措施使地基处理达到预定的目标。因此对需要控制路基工后沉降的软土地基处理工程，沉降观测是一个不可缺少的重要工作。

3.4.2 路堤施工中必须严格控制填土速率，过快的填土速率会破坏地基土的结构，加大沉降总量，以往铁路路基的施工对填土速率的控制主要是从路基的稳定着眼的，以减少沉降为目的的控制施工速率的做法是从高速公路的建设开始的，它们采用的控制标准是中心沉降小于等于 10 mm/d ，边桩的水平位移小于或等于 5 mm/d ，现行的《公路软土地基路堤设计与施工技术规范》(GTJ017)中，将这一标准应用到所有高速公路和一、二级公路的设计施工中去。目前正在建设中的秦沈铁路客运专线采用了相同的控制标准，实践证明这样的标准是比较严格的，对于沉降量比较小的地基还比较容易达到，如果沉降总量比较大，要达到这个标准就比较困难，施工期可能很长。不同的铁路等级要不要采

用同样的标准，现在还难有一致的认识。回顾以前铁四院所做的试验堤，施工期间路堤中心沉降速率的观测值有的相差较多，如三茂线2号试验点，为8.8~83.8mm/d（平均为12.3mm/d）；又如三茂的大布工点，施工期沉降速率10.33~55.3mm/d，边桩水平位移4.0~27.7mm/d；腰茂线的腰古二号试验点，中心沉降速率为20~50.5mm/d，而其余大部分试验点的中心沉降速率基本上在20mm/d以内，有的甚至小于10mm/d。如长杭、连云港、肖甬、广珠等试验点即是如此，综合各种因素，本规范分别以20mm/d和10mm/d作为路堤中心沉降速率和边桩水平位移速率控制值。

3.4.3 地基采用排水固结措施，可缩短固结时间、减少后期沉降，但软土地基中超静水压力的消散需经过一定的时间才能完成，所以应提前施工让其有足够时间固结。

3.4.5 软土路堤填筑试验是一项十分重要的工作，而且必须提前在工程全面开工前取得试验成果，以利指导软土地基处理设计与施工。

4.1.1 膨胀土（岩）吸水会产生膨胀，而膨胀量的大小受黏土矿物的种类和含量等因素的影响。膨胀土中膨胀性黏土矿物以蒙脱石或伊利石为主。其中蒙脱石是强亲水性的，吸水膨胀，失水却会明显地收缩开裂。

膨胀土的基本特性除了具有较强的胀缩性外，大多数具有超固结性和裂隙性。少数土层虽然含有较多的强亲水性矿物，但是并不具备这些超固结性和裂隙性，有的 Q_4 坡积、残积层虽然含有较多的亲水性矿物，但不是超固结土。此外部分残积层，土中母岩碎屑的风化程度及含量大小也会影响土的膨胀性。深埋的膨胀土虽然具有膨胀潜能，但因含水量较稳定，又受上覆层压力的约束，胀缩能量难以发挥，同时，也因深埋，不受气候变化影响，使裂隙不发育。

膨胀岩的基本特性除了具有较强的胀缩性外，还具有碎裂性和低强度性。膨胀岩由于岩体破碎和含水量大而导致的低强度性

是突出特点。

4.1.3 从理论上讲,膨胀土(岩)吸水要产生膨胀变形,膨胀变形受到约束,土体就会对约束体产生膨胀压力;铁二院根据部控课题《南昆线膨胀土路基工程试验》对南昆线膨胀土挡土墙土压力膨胀力测试的结果的表明,膨胀土(岩)地区的挡墙不仅要承受土压力还要承受侧向膨胀力。

膨胀力的定量计算目前是一个尚未解决的问题,设计时一般可采用降低综合内摩擦角 ϕ 的方法来考虑膨胀力的影响。

根据铁道第二勘察设计院部控课题《南昆线膨胀土路基工程试验》以及中铁西北院部控课题《西南地区膨胀土(岩)的湿化性及处理措施》的最新研究成果,西南地区膨胀土的气候影响层厚度最大为2.5m,见说明表4.1.3。

说明表 4.1.3 西南地区典型膨胀土(岩)气候影响层深度

膨胀土名称	膨胀性分级	含水率变化层厚度	含水率显著变化层厚度	气候影响层厚度
成都狮子山黏土	中	4.0m	2.5m	2.5m
广西那桐红黏土	弱	4.0m	2.5m	2.5m
云南蒙自膨胀土	弱	3.6m	2.4m	2.4m
广西田东膨胀岩	强	3.5m	2.5m	2.5m

根据对膨胀土(岩)地区裂隙统计分析与南昆线多处膨胀岩路堑边坡变形破坏实例分析的结果,如南昆线林逢膨胀试验工点的裂隙多数充填一层很薄的灰白色的次生黏土矿物,取样分析表明,这层黏土矿物中蒙脱石含量高达40%,路堑边坡破坏大多数是沿这组裂隙滑动造成的。

4.1.4 膨胀土(岩)工程地质性质极差,膨胀土(岩)地区既有线路基完好率仅为25%左右,用膨胀土(岩)填筑的高路堤浅层溜坍和深层滑动的概率更大,路堑亦是如此。铁二院在南昆线膨胀土问题最严重的那百段经报请部建设司同意采取了“抬坡减少挖方、高填方改桥(填方不低于8m)”的优化方案,运营通

车两年证明凡是优化的地段路基病害极少，效果显著。

4.1.5 考虑到两类土层的结合面是薄弱面，往往又是地下水富集带，路堑开挖后路基面位于地下水频繁活动带会加速坡脚附近土层抗剪强度的衰减，是路堑病害的隐患。

4.1.6 线路走向垂直于主要裂隙构造面或软弱夹层，可避免路堑边坡产生顺层滑坡或顺层坍塌。

4.2.2 表 4.2.2 中的边坡高度、边坡坡率与平台宽度等项所列的值，是根据《铁路特殊土路基设计规则》(TBJ 35) 中表 3.2.2 移置过来的。经过现场大量调查统计核对，证实表列数值从总体上说是符合实际的。

膨胀土(岩)路堑边坡的破坏形式是多样的，但从破坏的深度上来分，可大体归纳为浅层破坏与深层破坏两种类型。浅层破坏是指发生在气候影响层内的边坡变形，超过这层厚度的边坡变形便是深层破坏。在考虑边坡的稳定时，应该针对这两种破坏类型分别对待。

由于浅层破坏是受气候变化、风化程度、裂隙发育程度等因素的影响，其抗剪强度明显低于深部的强度。因此，对于整体边坡(包括浅层及深部)的稳定，如果不考虑边坡防护加固，则需按浅层土质特征考虑边坡。如果考虑边坡防护加固，则浅层的工程地质问题已基本得到解决，只需按深部的地层强度决定边坡坡率，可以用较陡的边坡坡率。因此，本规范强调及时地采取防护加固和排水措施，防止浅层破坏。

4.2.3 弃土堆的坡脚至堑顶的距离大于一般黏性土路堑，不宜小于 10 m。考虑到膨胀土的堑坡破坏程度比一般黏性土边坡严重，既有线膨胀土堑坡的破坏时，不少的弃土堆已经接近堑顶，故增大弃土堆至堑顶的距离是必要的。

4.3.1 膨胀土(岩)属于 D 组填料，是不符合填料规定要求的。但是在膨胀土(岩)地区往往缺乏其他填料，且考虑到膨胀土(岩)路堑的弃土也不易处理，因此，难以避免用膨胀土(岩)作路堤填料。但对于各类膨胀土(岩)要有选择地利用，

尽可能选择弱、中等膨胀(岩)土作填料,不用强膨胀土(岩)作填料,故本规范只列弱、中等膨胀土(岩)的坡度值,而弱及中等膨胀土(岩)的坡高、坡度及平台设置要求与《铁路特殊路基设计规则》(TBJ 35)的表 3.3.1 是一致的,并在该表的边坡坡度范围内按分类等级“弱”与“中”具体规定了边坡坡率。

4.3.2 根据大秦线对 C 组填料作现场压实试验的结果,路堤下部压实密度应为 0.90 (轻型击实结果)。铁科院对膨胀土(岩)路堤填筑密度的研究也提出同样的结论。考虑到膨胀土(岩)属于 D 组填料,是性质很差的填料。当不得不加以利用时,即应在压实系数的规定上有更严格的要求。

4.3.3 考虑其他填料来源困难,而路堑挖方弃土又不能直接加以利用的情况下,规定了条文中所指出的措施。

4.3.4 考虑到既有线膨胀土(岩)路堤普遍沉降这一实际情况,以及膨胀土(岩)的胀缩特性(这些特性主要表现在胀缩残余变形,侧向挤出变形以及施工中压密过程的变形等),将会使填土产生后期沉降。因此,对于膨胀土(岩)路堤,应预先适当加大路基面宽度,以便在路堤沉降后抬高道床时能保持有足够的路肩宽度。加宽值可根据施工碾压条件、填料实际含水量、土质分类等级、路堤高度等综合考虑决定。

4.4.1 膨胀土(岩)不得用作基床填料是考虑到以下情况:

(1) 在既有线路基出现的各种病害中,基床病害所占的比例远大于其他部位的病害。

(2) 膨胀土(岩)在胀限状态下的无侧限抗压强度一般为 15~30 kPa,远小于列车换算荷载 50~60 kPa。如果用膨胀土(岩)作为基床材料,显然路基面的承载力是不足的。

(3) 膨胀土(岩)的液限大于 32%、塑性指数大于 12,不能满足《铁路路基设计规范》(TBJ 10001)对基床填料要求的规定。

将强膨胀土(岩)基床换填厚度加深至 1.5 m,是根据南昆

线那百段强膨胀土(岩)路堑基床换填1.2m后仍产生了很多基床病害的教训以及西南交通大学对南昆线膨胀土(岩)路基基床处理范围的试验研究成果确定的。西南交通大学的研究成果认为:

(1) 列车动应力在基床顶面最大, 向下逐渐减小。

(2) 对强膨胀土(岩)而言, 动静应力之和超过膨胀土(岩)的强度的范围为基床下部1.4~1.5m, 随着铁路向高速重载方向发展, 动荷载将进一步加大, 所以将强膨胀土(岩)基床加固换填范围加大到1.5m是合适的。

考虑到膨胀土(岩)地区往往缺乏其他适于作基床的材料, 不得不用膨胀(岩)土, 这就必须采取措施以防止基床病害的发生。条文中“其他适合的填料”含已作土质改良的膨胀土(岩)。

4.5.1 膨胀土(岩)路基边坡的破坏形式, 基本上与一般黏性土相同, 有浅层破坏与深层破坏两种。浅层破坏包括冲蚀与溜坍, 是整体边坡稳定情况下所产生的局部破坏; 深层破坏包括坍塌与滑坡, 影响整体边坡的稳定性。因此, 在防护与加固方面, 应区别对待。

膨胀土(岩)路堤边坡表层由于受气候变化的影响明显, 反复的干缩湿胀会降低边坡土的抗剪强度。本条强调了“保湿防渗”措施, 目的是强调边坡不仅要求有防护坡面的措施, 而且加固防护措施应及时修建。这样, 可使边坡土体既能保持一定的湿度(一般保持在硬塑在中间含水状态), 又能保持坡面排水畅通, 即不致使边坡出现坑洼积水。

关于挡土墙压力计算的力学指标低于峰值强度, 这是因为膨胀土(岩)的抗剪强度随变形的增加而衰减。对膨胀土(岩)地区的路堑边坡或水渠边坡发生滑坡后进行反算表明: 滑面抗剪强度的下限值相当于残剪试验的残余抗剪强度; 上限值略低于峰值强度, 介于峰、残之间的抗剪强度。所以规定不管采用什么测试手段取得的土层抗剪强度, 在具体取值时不宜偏高, 即应低于峰值强度。

4.5.2 条文所列各项防护加固措施，是多年来既有线路整治路基病害中效果好的成熟经验，并整理归纳为表 4.5.2，这些防护加固措施，可供设计选用。

5.1.2 黄土类别，是指黄土路基设计采用按时代成因分类所拟定的名称。即黄土路基设计是根据黄土沉积的时代和成因，选用相适应的设计原则及设计参数。按时代和成因的分类，主要考虑以下因素：

(1) 按时代成因的分类，是 50 年来在黄土地区铁路建设中，对黄土不断认识和深化基础上所形成的分类方法。

(2) 影响黄土工程性质及其物理力学指标的因素固然很多，而时代成因为主要因素。大量试验资料证实，不同时代成因黄土的工程性质及其物理力学指标具有明显的差别，这些差别在不同程度上影响了工程设计的准确性及措施的实用性。

(3) 黄土路基的设计，也是按时代成因的不同来确定与之相适应的设计原则及处理措施的。如：黄土路堑边坡坡率拟定，是按时代成因的不同而分别考虑的： Q_1 黄土、古土壤、坡积黄土的路堑坡面均应设置坡面防护工程；在多雨地区， Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤易产生基床变形，应予以处理；黄土地段的水沟，应作防冲防渗的加固处理等。

(4) 表 5.1.2 中所列黄土名称，为常见的、影响大的土层。至于 Q_3 和 Q_4 中冲积和洪积成因的黄土，因物理力学指标值相差有限，对边坡稳定性影响甚微，因此合二为一，未再分列； Q_4 中风积成因的黄土，因土层薄，对边坡影响很小，也未再单列； Q_2 、 Q_1 黄土埋藏深、岩性变化不大、现场区分成因有困难，所以未列入成因的影响，只按时代分为 Q_1 、 Q_2^1 、 Q_2^2 三类。

(5) 表 5.1.2 中所列的工程性质，仅指出与路基工程有关的工程性质，它对路基工程的强度、稳定、耐久性有直接影响，设计时应予考虑。

5.2.1 根据调查，从既有线路堑坡面的冲刷与边坡高度二者关系来看，一般当边坡高度 $H \geq 12\text{m}$ 时，坡面下部受雨水冲刷易

形成冲沟；当 $H > 15\text{m}$ 时，冲刷严重，冲沟加深。据此，以 $H > 15\text{m}$ 作为选用阶梯形边坡的依据。

边坡设置小平台，不仅对坡面径流起缓冲、分流作用，还可拦截上方坡面少量剥落土块，便于养护维修。

小平台间距，主要是从节省土方数量、降水量的大小、坡度的陡缓综合考虑拟定的。根据计算，平台间距大则减少的土方数量多。根据调查统计资料，降水量大、坡度缓时，冲刷临界高度小，平台间距宜用小值；反之冲刷临界高度大，平台间距可取大值。

当边坡高度 $H > 30\text{m}$ 时，为了减轻坡脚压力，宜在边坡的中部设置大平台。据宝鸡峡引水干渠和西北农大水利系对陕西某工程的黄工高边坡所作的力学检算资料均说明：在平均坡度相同的情况下，在坡高的二分之一稍高处设置大平台，既能减少土方数量，又可提高边坡稳定安全系数。

5.2.2 影响黄土路堑边坡坡率的因素有沉积时代和成因、地貌单元、地下水分布、构造斜节理、边坡高度等，但在制定表 5.2.2 时，仅考虑了时代成因这一主要因素。

(1) 我国黄土分布范围广，各地区黄土性质的差异性较大。为了使所拟定的坡率值覆盖面广、便于使用，特将黄土高原及豫西等地区与华北、东北平原及内蒙古高原东部的黄土路堑边坡坡率分列。

(2) 表 5.2.2 中有关黄土高原及豫西地区路堑边坡坡率值，考虑了下面一些主要问题：

①广泛搜集了已建、在建和拟建铁路中的陇海线、包兰线、兰青线、石太线、侯月线、西侯线、神朔线、三门峡专用线、南北同蒲线、西延线、宝中线、罕东线、梅七线、阳涉线、孝柳线共 15 条和兰州、西安、太原三城市部分土建工程所做的黄土常规试验资料，总共 3700 多组。再根据数值统计方法，按时代成因，分别求出天然重度和抗剪强度指标的平均值，并作适当调整后，汇总列于说明表 5.2.2—1。

说明表 5.2.2—1 路堑边坡力学检算所采用的指标值

年代及成因		指标	天然重度 γ (kN/m ³)	黏聚力 c (kPa)	内摩擦角 ϕ (°)
Q ₄	坡积		17.0	20	23
	冲、洪积		17.0	25	25
Q ₃	坡积		16.5	20	26
	冲、洪积		16.5	35	25
	风积		15.0	35	26
Q ₂	Q ₂ ¹	—	18.0	60	28
	Q ₂ ²	—	18.5	90	30
Q ₁	—		19.0	90	33

这样求得的指标不仅具有代表性,且能反映不同时代成因黄土的差异性,用以作为力学检算采用的指标值是合理的、可行的。

②根据说明表 5.2.2—1 所列的指标值,用圆弧法检算,其结果汇总列于说明表 5.2.2—2。

说明表 5.2.2—2 边坡稳定性检算汇总

年代及成因		边坡高度 检算项目	$H \leq 5$		$5 < H \leq 10$	
			$m-F$ 计算值	推荐坡率	$m-F$ 计算值	推荐坡率
Q ₄	坡积		0.30—1.59 0.50—1.76	1:0.5	0.50—1.15 0.75—1.72	1:0.75
	冲、洪积		0.30—1.98	1:0.3	0.30—1.23 0.50—1.36	1:0.5
Q ₃	坡积		0.30—1.68	1:0.3	0.50—1.19 0.75—1.37	1:0.75
	冲、洪积		0.30—2.56	1:0.3	0.30—1.52 0.50—1.73	1:0.3
	风积		0.30—2.83	1:0.3	0.30—1.71 0.50—1.90	1:0.3
Q ₂	Q ₂ ¹	—	0.30—3.19	1:0.3	0.30—2.18	1:0.3
	Q ₂ ²	—	0.30—4.62	1:0.3	0.30—3.06	1:0.3
Q ₁	—		0.30—4.22	1:0.3	0.30—3.06	1:0.3

续说明表 5.2.2—2

10 < H ≤ 15		15 < H ≤ 20		20 < H ≤ 25		25 < H ≤ 30	
m-F 计算值	推荐 坡率	m-F 计算值	推荐 坡率	m-F 计算值	推荐 坡率	m-F 计算值	推荐 坡率
1.00—1.19 1.25—1.71	1:1.25	1.25—1.17 1.50—1.27	1:1.5	—	—	—	—
0.50—1.12 0.75—1.26	1:0.75	1.00—1.21 1.25—1.35	1:1	1.00—1.12 1.25—1.25	1:1.25	1.25—1.14 1.50—1.31	1:1.5
0.75—1.12 1.00—1.25	1:1	1.25—1.24 1.50—1.35	1:1.25	—	—	—	—
0.30—1.17 0.50—1.33	1:0.5	0.50—1.12 0.75—1.31	1:0.75	0.75—1.12 1.00—1.28	1:1	1.00—1.17 1.25—1.33	1:1.25
0.30—1.25 0.50—1.43	1:0.5	0.50—1.22 0.75—1.36	1:0.75	0.75—1.21 1.00—1.36	1:1	1.00—1.25 1.25—1.39	1:1
0.30—1.78 0.50—2.02	1:0.3	0.30—1.36 0.50—1.51	1:0.5	0.50—1.33 0.75—1.50	1:0.75	0.75—1.41 1.00—1.57	1:0.75
0.30—2.28	1:0.3	0.30—1.82 0.50—2.02	1:0.5	0.30—1.62 0.50—1.79	1:0.5	0.50—1.59 0.75—1.79	1:0.75
0.30—2.24	1:0.3	0.30—1.82 0.50—2.11	1:0.5	—	—	—	—

注：1 表中坡率是指平均坡率。

2 m-F 计算值是指坡率—安全系数计算值。

说明表 5.2.2—2 中所求得的稳定安全系数具有不均匀性。一般低边坡的稳定安全系数大于高边坡； Q_2 、 Q_1 黄土的稳定安全系数大于 Q_4 、 Q_3 黄土。表中坡率值是设计中常用的经验数值，用力学分析法来求其稳定安全系数，这样既沿用了多年所积累的经验坡率值，也满足了稳定安全系数所要求的界限值，取得两者的统一。如若采用同一稳定安全系数反求坡率值，会造成 Q_2 、 Q_1 黄土和低边坡的坡率过陡，而 Q_4 、 Q_3 黄土和高边坡的坡率过缓。

③结合铁一院多年来西北黄土地区修建路基的工程实践，对上表所求坡率值作了局部调整，最后制定出表 5.2.2 所列的坡率值范围。

④黄土路堑，一般性质单一、问题不复杂，只要坡率值拟定合理，并做好排水工程是能确保边坡整体稳定的；加之黄土地区路堑边坡高大于 20m 的甚多，如一一列为单独工点，已无必要。

因此，在表 5.2.2 中增列了在无不良地质地段边坡高度为 $20 < H \leq 30$ m 的坡率值。

5.2.3 工程地质类比法，是选择附近自然条件接近的、地层类似的自然或人工稳定边坡，对比两者在工程地质、水文地质、边坡高度及坡率等方面的相似性，借以拟定设计地段的路堑边坡坡率，这种以客观实际为依据所拟定的坡率值，比较符合实际，已为常用的主要方法。用该法所拟定的边坡是稳定的，但稳定的程度尚需通过力学检算判定，借以进一步修改初拟的坡率值，使设计更趋合理。而力学检算的精度，常受土体抗剪强度指标的取值所制约，取少数土样往往难以反映不同土层的真实强度，缺乏代表性；加之地形、地貌、水文地质条件等皆非少数土样所能代表的。所以提出以工程地质比拟法为主并辅以稳定检算，两者综合确定。

5.2.4 用于黄土路堑边坡稳定性检算的方法，目前主要有圆弧法和裂隙法。本规范之所以采用圆弧法，主要依据为：

(1) 通过对一些处于极限平衡状态的边坡所作的稳定性检算，说明了用圆弧法所求得的稳定安全系数 F 值，能反映黄土边坡的实际稳定状态。

①选择 19 个处于极限平衡状态的天然黄土斜坡和人工路堑边坡，实测其物理力学性能指标 (γ 、 c 、 ϕ) 值，用圆弧法和裂隙法分别进行检算。其结果是：19 个计算点用圆弧法所求的 F 值基本接近于 1.0，而裂隙法竟有 11 处所求的 F 值小于 1.0，约占 58%。一般裂隙法比圆弧法所求的 F 值小 5%~15%。

②选择 5 处坍塌体，坍塌体背后所形成的滑面可理解为处于极限平衡状态，对其滑面进行检算。其结果为：这 5 个计算点用圆弧法所求的 F 值基本接近于 1.0，而裂隙法竟有 4 处小于 1.0，裂隙法也比圆弧法所得的安全系数小 5%~15%。

上述检算的结果说明：所选择的断面是处于极限平衡状态的，野外判断和力学检算两者的结论是一致的；用极限平衡状态的边坡来衡量不同计算方法的实用性是可行的；用圆弧法所求的

稳定安全系数是能够反映黄土边坡实际稳定状态的。

尚需指出的是：对高边坡，两者所求的 F 值比较接近，相对误差小；对黏聚力大或边坡低的埝坡，裂隙法所求的 F 值小，选用时尤应慎重。裂隙法求的 F 值之所以偏小，原因在于该法略去了竖直缝隙范围内的抗力作用。

(2) 圆弧法计算简便，适用于各种非均质土层和复杂坡型的计算，并可得到符合实际的稳定安全系数。

5.3.1 黄土地区高路堤虽很多，但边坡整体变形却很少发生。这说明了目前高路堤所采用的断面形式及坡率值是合适的，只要压实质量满足设计要求，是能保证边坡整体稳定的。所以本条增列了边坡高 20~30 m 的坡率值。

本条所提的两种路堤断面形式及坡率值，是根据 440 组夯后土试验资料所求得平均黏聚力 c 为 23 kPa、内摩擦角 ϕ 为 22° ，用圆弧法对多年来常用的路堤断面形式进行检算，按稳定安全系数 F 不小于 1.25 的要求拟定的。

路堤顶面下第一级边坡高定为 10 m，是由于：

(1) 高 8 m、坡率 1:1.5 的断面，其稳定安全系数较大，路堤增高到 10 m 时稳定安全系数减小有限，仍能满足要求，因此技术上是可行的。

(2) 改为 10 m 后，设计绘图、施工放线都很方便。

在多雨地区，对高路堤边坡增设边坡平台，可降低坡面水的冲刷作用，从而达到减少坡面冲蚀变形的目的。待路堤本体沉降基本完毕后补设截水沟，并作防渗加固处理。

5.3.4 Q_2^1 、 Q_1 黄土和古土壤的黏粒含量高，一般均大于 30%。在多雨地区，雨水下渗，土体软化，强度降低，易产生坍塌变形。所以本条对其填筑部位作了限制性的规定，以防止路肩和坡面产生坍塌变形。

5.3.5 为了探求黄土路堤竣工后的沉降量，搜集了陇海线与南同蒲线的联络线田家沟路堤、西安至坡底段的南沟路堤、梅七线的稠桑沟路堤、罕东线的杜康沟路堤、官厅水库土坝共五处 27

个实测沉降观测点的资料，经回归分析，得出竣工后沉降量 S_{af} 与路堤高度 H 的关系式为

$$S_{af} = 0.0114H^{0.95} \pm 0.07 \quad (\text{说明 } 5.3.5)$$

式中 0.07 为剩余标准差。

从所统计的 S_{af}/H 的比值来看：竣工后的沉降量约为填土高度的 0.7%~1.5%，其中上限值一般出现在边坡部位和边坡高小于 20m 的路堤，是由于边坡部位碾压困难，质量欠佳，施工期短，自重压缩量小所致；而路基面以下核心部位的填土和边坡高度大于 20m 的路堤，竣工后的沉降量约为 0.7%~1.0%，是由于碾压质量好，施工期长，自重压缩量大之故。

从填土压实系数 K （标准压实试验所对应的压实系数）与 S_{af}/H 的比值之间关系也可粗略看出：田家沟与杜康沟路堤的 K 值达 0.9、稠桑沟路堤 $K > 0.85$ 的占 68.4%，其中 $H > 20$ m 的 S_{af}/H 值一般为 0.8%~1.0%，仅个别点达 1.2%；而 $H < 20$ m 的 S_{af}/H 值一般为 1.0%~1.5%，个别点为 1.9%；南沟路堤 $K > 0.85$ 仅占 38.1%， $H > 20$ m 的 S_{af}/H 值为 1.2%。

综上所述，如填土压实度满足 $K > 0.85$ 的设计要求，黄土路堤竣工后的沉降量可按路堤高度的 1.0%~1.5% 来估算是合适的，对 $H \geq 20$ m 的路堤宜取小值，低于 20 m 者宜取大值。

夯实后土的干重度不得小于 15.5 kN/m^3 的规定是从防渗漏和消除湿陷两方面来考虑的。根据试验资料，当 $\gamma_d \geq 15.5 \text{ kN/m}^3$ 时，渗漏量可减少 85% 湿陷性可基本消除。

5.4.1~5.4.2 对 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的基床，提出需作处理的依据。

(1) Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的液限 w_L 和塑性指数 I_p ，统计汇总列于说明表 5.4.1。

可见， Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的 w_L 和 I_p 偏大， Q_2 、 Q_1 黄土 $w_L > 32$ 约占 26%， $I_p > 12$ 约占 48%；古土壤 $w_L > 32$ 、 $I_p > 12$ 的约占 76%。因此，特规定对 $w_L > 32$ 、 $I_p > 12$ 的 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的基床，在多雨地区应予处理。

说明表 5.4.1 Q_2 、 Q_1 黄土和古土壤的 w_L 和 I_p 的统计值

土的名称	液 限 w_L (%)				塑 性 指 数 I_p			
	土样数目	平均值	$w_L > 32$ 的数目	所占 百分数	土样数目	平均值	$I_p > 12$ 的数目	所占 百分数
Q_3 古土壤	8	32.6	6	75	8	13.5	6	75
Q_2^2 黄土	399	30.4	105	26	476	11.9	207	43
Q_2^1 黄土	57	30.1	14	25	61	12	31	51
Q_2 古土壤	13	32.3	10	77	13	13.5	10	77
Q_1 黄土	40	30.4	11	28	40	12.7	20	50

(2) 根据调查访问, 黄土路堤基床病害比路堑多且严重。所以规定路堤基床需处理表层和底层, 路堑仅处理表层的要求。

5.5.1 坡面雨水, 顺坡面愈向下其流量增加、流速加大、冲刷力强, 使坡脚附近的坡面形成冲沟或掏空, 进而可促使边坡坍塌。在路堑坡脚和边坡平台坡脚处1.5~2.0m高范围设置护坡, 能起到防止冲刷、保护坡脚的作用。实践证明其效果是好的。

根据统计资料, Q_1 黄土中黏粒含量约占 30%, 古土壤约占 35%, 因黏粒含量高, 坡面土易剥落, 需作防护。

近代坡积的堆积体, 由于土体松散、孔隙大、均匀性差, 坡面受水冲刷后易形成冲沟、流泥, 因此, 应设防护工程。

5.6.3 基于黄土的抗水性能差, 同时还具有湿陷性。因此, 黄土地段的水沟应采取防冲防渗的加固措施。

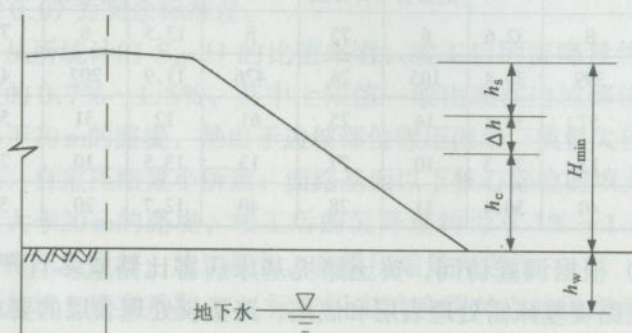
黄土水沟的加固类型, 现场曾做过多种, 从使用年限来看, 一般轻型加固使用寿命短, 目前多用浆砌片石加固。故本条推荐宜用浆砌片石或混凝土块板。

6.1.3 盐渍土地区地势多低洼, 地下水埋藏较浅、水质矿化度高, 易形成盐渍土路基病害, 选择以路堤通过可避免或减轻病害的产生。

6.2.1 根据有关资料, 细粒土中毛细水达到最大上升高度或强烈上升高度的时间较长, 例如达到最大上升高度的时间由几十天到上百天, 因此式 (6.2.1) 中所涉及的最高地下水位或最高地

面积水水位应有一定的延续时间，而对于临时性的高水位可根据其高程和延续时间酌情考虑。

路堤最小高度见说明图 6.2.1。



说明图 6.2.1 路堤最小高度

6.2.2 多年来，铁一院曾在南疆线、青藏线、南疆公路及新疆和静、焉耆等地区对均质土的毛细水强烈上升高度进行了研究，并根据现场实测毛细水的强烈上升高度及对其有影响的主要物理指标值，用回归分析法，求出有关公式见说明表 6.2.2。

说明表 6.2.2 中序号为 4 和 8 的计算公式，具有物理概念清楚、能反映诸因素的影响、精度较高、参变数易取得等特点，本条采用了这两个公式。

说明表 6.2.2 均质土层毛细水强烈上升高度计算公式

土的类别	序号	公 式	子样数目 n	剩余标准差 S	单元回归相关性检验			多元回归显著性检验		
					\square	$\gamma_{n-2}^{\alpha=0.01}$	$\gamma_{n-2}^{\alpha=0.01}$	F	$F_{k, n-k-1}^{\alpha=0.01}$	$F_{k, n-k-1}^{\alpha=0.05}$
砂	1	$h_c = 0.850 + 0.1702w_m$	32	0.135	0.913	0.449	0.349	—	—	—
	2	$h_c = 4.637d_{10}^{-0.246}$	32	0.121	0.931	0.449	0.349	—	—	—
	3	$h_c = 4.227d_{50}^{-0.198}$	32	0.132	0.916	0.449	0.349	—	—	—
土	4	$h_c = 0.290 + 0.0567w_m + 1.5457d_{10}^{-0.246} + 1.4090d_{50}^{-0.198}$	32	0.101	—	—	—	6.20	4.57	2.95

续说明表 6.2.2

土的类别	序号	公式	子样数目 n	剩余标准差 S	单元回归相关性检验			多元回归显著性检验		
					\square	$\gamma_{n-2}^2=0.01$	$\gamma_{n-2}^2=0.01$	F	$F_{k,n-k-1}^{\alpha=0.01}$	$F_{k,n-k-1}^{\alpha=0.05}$
黏性土	5	$h_c = 1.767 + 0.1456I_p$	22	0.161	0.904	0.537	0.423	—	—	—
	6	$h_c = 5.089d_{10}^{-0.323}$	22	0.156	0.910	0.537	0.423	—	—	—
	7	$h_c = 6.879d_{50}^{-0.229}$	22	0.134	0.935	0.537	0.423	—	—	—
土	8	$h_c = 0.590 + 0.0485I_p + 1.6963d_{10}^{-0.323} + 2.2930d_{50}^{-0.229}$	22	0.145	—	—	—	6.35	5.09	3.16

在盐渍土地区常遇到粉质黏土、粉土与砂类土互层的非均质土。非均质土的每一层可视为均质土，如说明图 6.2.1 所示。因此，非均质土层毛细水强烈上升高度计算公式可由均质土推出。设地下水位以上各均质土分层的厚度分别为 h_1 、 h_2 、 h_3 …… h_n ；其毛细水强烈上升高度相应为 h_{1c} 、 h_{2c} 、 h_{3c} …… h_{nc} ；并假定毛细水强烈上升高度的顶点距第 n 层顶面的距离为 Δh ，则非均质土层毛细水强烈上升高度 h_c 为

$$h_c = h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n - \Delta h = \sum_{i=1}^n h_i - \Delta h \quad (\text{说明 } 6.2.2-1)$$

假定：
$$\frac{h_1}{h_{1c}} + \frac{h_2}{h_{2c}} + \frac{h_3}{h_{3c}} + \dots + \frac{h_n - \Delta h}{h_{nc}} = 1$$

则
$$\Delta h = h_{nc} \left[\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} - 1 \right] \quad (\text{说明 } 6.2.2-2)$$

将式 (说明 6.2.2—2) 代入式 (说明 6.2.2—1) 得：

$$h_c = \sum_{i=1}^n h_i - h_{nc} \left[\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} - 1 \right]$$

按上式所求的计算值与实测值一般相差 10% 左右，个别达 15%。

在计算 h_c 之前，应先假定毛细水强烈上升高度顶点所在的层位，由地下水位算起，自下而上将 h_i/h_{ic} 值逐层累加，并据此

作下列判别：

当 $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} = 1$ 时，毛细水强烈上升高度的顶点正好在第 n 层的顶面上；

当 $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} < 1$ 时，毛细水强烈上升高度的顶点在第 n 层以上；

当 $\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{h_{ic}} > 1$ 时，毛细水强烈上升高度的顶点在第 n 层之内。

6.2.3 氯盐渍土具有无膨胀等特性，它在大气降水或地下水位升高的影响下，土层中盐分可能溶失，使土质变软，强度降低，说明氯盐渍土的工程性质受大气降水、空气湿度等的影响。若能控制土中的水所溶解的氯盐含量，避免填土中含有盐晶，同时保证土体的压实密度，则部分溶于土层孔隙水中的盐分，即使降雨使之溶失，也不致使土体密度、强度等工程性质受到大的影响，因此，本条对填土中的氯盐含量作了规定。试验证明，在最佳含水量的条件下，压实系数为 0.89 时，氯盐容许含盐量可为 5%~6%；若适当加大含水量和将压实系数提高为 0.91 时，可提高容许含盐量至 8%。

硫酸盐渍土中硫酸盐的主要成分为硫酸钠。硫酸钠在温度为 32.4℃ 时，溶解度达到峰值，高于或低于此温度值，溶解度都将降低。当温度低于 32.4℃ 时，溶解于水中的硫酸钠或呈粉末状存在的硫酸钠，都将吸收 10 个水分子变成芒硝晶体，此时体积增大、比重从 2.68 下降至 1.48；当温度高于 32.4℃ 时，晶体硫酸钠又很快溶解于水或变为粉末状态，体积相对变小，硫酸钠体积随温度的反复胀缩，破坏着土的密度和结构。这一过程在路基上的反映就是路基先膨胀变形，引起轨面抬高，而后则下沉，并使路基土体疏松、强度降低。铁一院和新疆交通科学研究所通过大量调查、观测、试验证明，当土中硫酸钠含量超过 2% 时，

即有明显的膨胀现象，因此，规定填料中硫酸钠含量不得超过2%。

碳酸盐中有大量的吸附性阳离子，具有较强的亲水性，遇水后很快与胶体颗粒相互作用，在胶体颗粒与黏土颗粒周围形成稳固的结合水薄膜，从而减少了颗粒间的黏聚力，使之相互分离，引起土体膨胀。实践证明，当土中 Na_2CO_3 含量超过0.5%时，其膨胀量即显著增大，故规定填料中碳酸盐含量不得超过0.5%。

6.2.4 石膏结晶构造稳定，必须在较高温度时才会失去结晶水，作为路基填料，不会发生脱水收缩等现象，更不会形成路堤填土松胀，故填料中可不限定石膏含量，但应严格控制其压实度，对具有蜂窝状的石膏则应先破坏其结构，再行填筑。

6.2.5 当路堤不满足最小高度要求时，就有产生次生盐渍化的可能，为此，可以采取多种措施防止路堤土体次生盐渍化，其中降低地下水位是一种有效措施。在新疆等地区多采用开挖长大排水沟的方法，但许多情况下，由于地势低洼、排水通路不畅，而无法采取降低地下水的措施。因而采用毛细水隔断层措施，切断毛细水上升和补给通路，防止地下水中盐分被带入路堤土体产生次生盐渍化。

6.2.6 隔断层设在路堤底部，一般可保证路堤整体不产生次生盐渍化病害。隔断层设在路堤上部和中部可以节省隔断层工程量，但不能保证隔断层以下部分路堤不产生病害，因此，一般新建路堤隔断层多设在路堤底部。只有在困难条件下，例如改建铁路时，才设在路堤上部。

6.2.7 本条对原《铁路特殊土路基设计规则》(TBJ35)进行了简化，隔断层由原来的五种类型改为四种，新增的复合土工膜隔断层，其运输施工方便，造价并不高，且国内生产厂家多，品种规格也多，适宜于缺乏渗水材料的地段采用。

沥青胶砂和沥青砂板隔断层虽然效果较好，但施工工艺复杂，劳动强度大，对环境有污染，因此不再推荐采用。

用渗水土做隔断层，通过工程实践的回访、挖探证实效果最

佳，为防止污染渗水土，故应铺设反滤层和垫层。

为使隔断层结构简单，便于机械施工，也可选用天然级配卵石土做隔断层。通过青藏线（西宁至格尔木段）的使用验证效果明显，但其粉黏粒含量不得大于 30%，其厚度不得小于 80 cm。

在 20 世纪 70 年代由铁一院、铁科院及西北科研所，共同对青藏线青海盐湖地区的地表盐壳做了专题研究，并取得了大量的科学数据和成果，从而用于青藏线西宁至格尔木段的设计施工，效果理想，节省投资。

6.3.1 铲除含盐量大于表 6.2.3 所规定容许值的地基表土，可降低毛细水的含盐量，减缓填土的次生盐渍化。

盐渍土地基表土一般多松散，故应压实，以减少地基沉降量。

6.4.1 用盐渍土填筑的路堤，尤其是用硫酸盐渍土填筑的路堤，由于松胀作用，造成路肩和边坡表层一定深度的土体有明显的松胀现象，易被风蚀和雨水冲蚀，为此，将路基每侧加宽 0.4 m。

粗粒土包坡厚度为 0.2 m，可防止松胀和冲（风）蚀。

M10 粉细砂水泥砂浆块板护坡是 1980 年由铁一院和某部队共同研制的，曾在新（乡）荷（泽）铁路使用过，效果良好，适用于粉细砂来源丰富的地区。

6.4.2 为避免或减轻路堤中、下部在毛细水强烈上升高度范围内的松胀，防止其次生盐渍化而设护道。

7.1.3 在多年冻土地区，采用路堤通过时，不但不会破坏地基冻层，而且路堤土体亦能起保温作用，有利于保护地基多年冻土的冻结状态。当用路堑通过时，地层经开挖后，改变了多年冻土的原来状态，往往会削弱路基的稳定性，增加处理的难度和费用，并且不容易彻底根治。路堤在施工和运营中的修筑和养护比路堑容易，冬季积雪、积冰的威胁较路堑为小，春季冰雪融化排水条件亦较路堑好，所以多年冻土地区线路宜以路堤通过。

当采取保护冻土设计时，对于连续多年冻土和不连续多年冻

土的路堤最小高度不应小于1.5m,对于岛状多年冻土宜提高至2m。

7.1.4 路基位置宜选在坡度较缓,地表干燥向阳的地段,不但可以避免融冻流泥,而且基底比较稳固。

7.1.5 不良地质地段是指厚层地下冰(包括厚度大于0.5m的含土冰层和厚度大于0.3m的纯冰层)、冻土沼泽、冻胀丘、冰锥、热融湖(塘)、融冻泥流等地段。这些地段一般都需要采取特殊的处理措施,因施工困难,造价昂贵,养护也不方便,应绕避。如必须通过时,也应选择在不良程度轻、长度短的位置通过。

7.1.6 如路基在冻胀丘、冰锥地段的下方(即地势较低侧)以路堤通过,其处理比较简单,因这种位置地下水的活动一般较少,冻胀丘、冰锥不致直接威胁路基的安全与稳定。但并不排除线路直接通过的可能性。如路基在冻胀丘、冰锥的上方(即地势较高侧)通过时,势必压实基底下的地层,压缩地下水的通道,阻碍地下水排泄,很可能在路基上方又出现新的冻胀丘、冰锥、故应考虑由于地下水活动的变化对路基稳定性的影响。路基应避免在冻胀丘、冰锥地段的上方以路堑形式通过,尤其是在地下水位较高的地段;如不可避免时,则应按地下水路堑处理,采取各项措施,防止堑坡挂冰及积冰爬上道床,避免中断行车。

路堤通过因厚层地下冰的融化而形成的热融湖(塘)地段,应考虑湖(塘)底冰层可能继续融化对路堤稳定性的影响,必要时应采取措施进行处理。

冻土沼泽地段,由于表层泥炭融后不易稳定和地势低洼积水不易疏干以及在厚层地下冰或层上水发育地段均应避免以路堑通过。当路堤通过大型的冻胀丘、冰锥或热融湖(塘)地段时,尤其是在跨越较宽沟谷地段宜设桥通过。

7.1.7 当线路通过热融滑塌区时,应从坍塌体下方通过。这是因为热融滑塌是溯源发展的。滑塌体下方山坡是稳定的,不受滑塌过程的影响。

7.1.8 在连续多年冻土带、不连续多年冻土带内,多年冻土分

布面积广，厚度大，年平均气温及年平均地温均较低，多年冻土稳定，对保护多年冻土有利，应按保护多年冻土（即保护地基多年冻土的冻结状态）的原则设计。而在岛状多年冻土带，多年冻土分布面积小，厚度较薄，在地面保温条件好时，可采取加强保温的措施，按保护冻土原则设计；而在邻近季节冻土带的多年冻土的边缘地带，多年冻土多呈零星小块分布，厚度一般仅几米至十几米，年平均地温和年平均气温都较高，对外界条件变化引起的温度反应很灵敏，地面保温条件差、人为活动频繁，多年冻土处于不稳定状态，极容易被破坏，难以保持其冻结状态，应按破坏多年冻土的原则设计。

7.1.9 在富冰冻土、饱冰冻土或含土冰层地段，冻土融化，将会因融沉问题引起路基病害，宜采取保护冻土的设计原则。如不易保持冻土或保持冻土措施不经济时，也可采取预先挖除冻土或换填不融沉土等破坏冻土的设计原则；在融沉量不大的情况下，也可采用加宽路基、预留沉降、让其自然融化等办法。

当路堤地基为少冰冻土时，因冻土融化，融沉量很小，不会使路基产生病害，故可按一般路基设计。

7.1.10 多年冻土上限以上的季节融化层和上限下降部分为可压缩土层，当路堤修筑后，由于融化沉降和压缩沉降，地基均有较大的沉降（实际施工季节难以掌握，因此，不论采用何种原则，均应考虑沉降）。计算沉降的目的在于计算施工期间由于地基沉降所增加的土石方数量和计算在运营期间地基继续沉降所需预先加宽路堤顶面的宽度，以便在路堤继续沉降后，当需要抬道时，仍可保持足够的路肩宽度。

7.1.17 黏性土具有较大的比表面积，冻胀性也较敏感，试验表明，粒径为 $0.005 \sim 0.05 \text{ mm}$ 的粉粒是最易形成冻胀的颗粒。实际也证明，发生冻害的路基，其土质中的粉粒含量都在 50% 以上。

试验证明，当土中的水分超过一定界限值后，才会产生冻胀，此值称为起始冻胀含水量，即本条所列的 w_p 和 S_r 值。

土体的冻胀深度随地温的持续降低而增长，冻胀量的大小又与冻结速率的快慢呈反比。

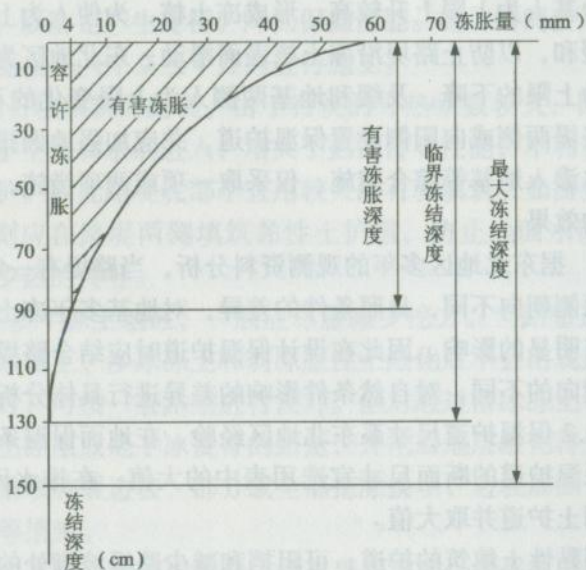
土中毛细水的始冻温度略低于 0°C ，重力水则为 0°C ，盐渍土的始冻温度随盐液浓度的增加而降低。

7.1.18 根据现行的《铁路技术管理规程》(2000年部令第2号)第38条规定，正线、到发线轨面高程的容许误差不得大于 4mm 。据此，路基冻胀不均匀并大于 4mm 者，将危及行车，定为有害冻胀，其深度称有害冻胀深度。

根据铁一院冻害观测成果，以说明图7.1.14表示冻胀与冻深的相互关系；同时还得出下列关系式：

有害冻胀深度 $h_f = 0.6 \times$ 最大冻结深度；

或 $h_f = 0.7 \times$ 临界冻结深度。



说明图 7.1.18 冻胀与冻深关系示意图

1998年2月3日通过科技成果鉴定的《重载铁路路基技术条件》的研究报告的主要技术文件之一《重载路基设计原则与技

术标准》中：“在低温地区，60%冻胀深度范围内应全部用抗冻性好的材料填筑”；“在低温地区，当在60%冻结深度范围内存在抗冻性差的土且有发生冻胀的条件时，应采取防止冻胀的措施”。从而进一步证实了60%的最大冻结深度为有害冻胀深度。

东北地区，因地温低、持续时间长，有害冻胀深度可达最大冻结深度的95%。所以，本条规定有害冻胀深度为最大冻结深度的60%~95%。

7.2.1 多年冻土地区路堤，当按保护多年冻土原则设计时，为使天然上限变化较小，在路堤（含护道）两侧坡脚外20m范围内的地表植被不得破坏。路堤基底要加强保温，如塔头草的空隙应以反扣塔头草充填；在地下冰发育的地段，甚至加设泥炭或泡沫塑料板等保温层，以加强保温。西北及青藏高原地区当路堤修筑后，地基人为上限上升较高，形成冻土核，为使人为上限的曲度比较缓和，以防止路堤沿冻土核表面滑动；东北地区为防止阳坡侧人为上限的下降，及缓和地基两侧人为上限变化的不一致性，应在路堤两侧或向阳侧设置保温护道，并应加强地面排水，防止地面水渗入地基等综合措施。仅采取一项或两项措施，往往收不到好的效果。

7.2.2 据东北地区多年的观测资料分析，当路堤有一定高度时，由于两侧朝向不同，日照条件的差异，对地基多年冻土层上限的变化有明显的影响。因此在设计保温护道时应结合路堤的高低与两侧朝向的不同，对自然条件影响的差异进行具体分析。条文中表7.2.2保温护道尺寸系东北地区经验，在地面保温条件差的地段，保温护道的断面尺寸宜选用表中的大值；在排水困难地段，宜选用土护道并取大值。

用黏性土填筑的护道，可阻挡和减少路堤坡脚处的地面水渗入地基，并起反压作用。尤其是在沼泽地段，可阻止地基泥炭或其他软弱土层向两侧坡脚挤出，从而保证路堤不致产生大量沉降。保温护道材料为聚苯乙烯泡沫隔温板时，其表面设0.2m厚细粒土防护，是为使其不致潮湿而长期起到良好的保温作用。

多年冻土地区路基的保温材料在东北地区过去多采用泥炭和黏性土（泥炭多于黏性土）。国外（主要是美国、加拿大）从 20 世纪 60 年代以来现场试验工程采用聚苯乙烯泡沫隔温板（即 EPS 板），保温隔热效益较显著，其特点是保温性能良好，容重小，吸水率低，具有一定的抗压强度。使用时间上亦能保持较长久（可用 30 年）。我国在 20 世纪 70 年代由铁科院西北所在青藏线风火山试验路基中首次进行了铺设和观测，收到明显的隔温效果。1992 年在既有牙林线 K382+775~+900 等处多年冻土路堤严重热融下沉病害地段试验铺设 EPS 板作保温护道材料取得成功，隔温效果很好，路基热融下沉显著减少，而且具有施工方便、使用寿命长的优点。

EPS 板采用双层铺设时，要相互搭接交错铺设，避免产生对缝和通缝，以防止产生冷桥，降低保温性能。施工时间要严格控制，应避免在 7、8、9 三个月内进行施工。

7.2.3 用石块填筑的路堤，由于石块的导热系数较大，同时其空隙又易于空气和水的进入，增大了热的传导性能，不利于多年冻土的保护。因此路堤底部不宜用较大的石块填筑。如需要填筑石块时，则应在路堤两侧填筑黏性土护道，防止地面水渗入地基，以减少热的传导。

7.2.4 在多年冻土地区，一般应尽量减少挖方。当路堑边坡和基床为少冰冻土、多冰冻土和弱冻胀性土融化后不会出现边坡溜坍和冻害时，可按一般路堑进行设计。但对通过富冰冻土、饱冰冻土和含土冰层或地下冰发育的路堑，开挖后地层融化将呈流塑状态，应采取放缓边坡、部分或全部挖除换填、边坡加固、保温以及排水等措施。

如有地下水，尚应根据具体情况采用渗沟、积冰坑、挡冰堤或冰结构等措施。

保温层厚度应根据当地的经验确定，当缺少经验时，可按本规范附录 B 计算确定。

7.2.5 在冻胀性土或地下冰地段的低填浅挖（低填系指填高小

于1.5m)或零断面的路基,最易产生病害,故在路基设计时不但应根据多年冻土的性质(融沉影响),而且应根据季节冻层的土质(冻胀影响)采取措施。

低填浅挖和零断面的路基,由于无法采用保温措施,只得采取全部或部分挖除冻土措施。挖除换填的措施,施工复杂、造价昂贵,只在不得已时采用,一般应与改移线路和抬高路基等作比较,并尽量减少其长度。

7.3.1 冻土沼泽地段,一般地形平坦,地势低洼,地表潮湿,甚至具有长年积水,泥炭层较厚,季节融化层土质松软,含水量大,上限以下多年冻土含冰量大等特点。采取保护多年冻土是为了保护自然条件和地质环境,从而保证路基的稳定。

7.3.2 据东北地区的经验,多年冻土沼泽地段路堤高度小于3m时,应采取防止路基冻胀措施,一般可在路堤底部设置毛细水隔断层。但在青藏高原连续或不连续多年冻土地区,路堤底部冻土上限上升进入堤身较高,形成冻土核,当堤身土融化时,冻土核的表面水分加大,会降低冻土核表层土的抗剪强度,很可能产生路堤沿冻土核表面滑动的现象。所以在地下水不易疏干的地段,一般均应在路堤底部设置毛细水隔断层。

根据实践,毛细水隔断层的顶面高出冻前水位时才能起到防止路基冻胀的效果,因此毛细水隔断层顶面应在路堤沉降后至少高出冻前水位0.5m。

7.3.3 冻土沼泽地段,应避免设路堑、低填浅挖和零断面。如不可避免时,应将基床和边坡上的泥炭、腐植土挖除换填。两侧堑顶应设置挡水埝,以防地面水流入路堑。基床和边坡的挖除换填可按照本章第二节有关规定执行。有地下水时,还应按地下水路堑处理,采取拦截或引排措施,在来水一侧扩大、加深侧沟断面,做成积冰坑,在路肩边缘处设置挡冰墙,或在地下水流量较大地段设置渗沟以降低和排除地下水。

7.3.5 线路通过缓山坡沼泽时,如线路方向与山坡走向平行时,路基基底横向坡度最陡,在融化季节,路堤常会产生滑动。这是

因为沼泽中冻土含冰量一般较大，冻土融化后易形成泥浆，流动状的泥浆如果上负路堤重量，极易滑动，列车通过时，在振动荷载的作用下，往往使路堤突然下滑，造成重大的行车事故。选线时，应尽量避免通过沼泽底横向坡度较陡的地段，否则应在掌握了足够的资料后，进行特殊处理，以保证路基的稳定。

线路通过沟谷沼泽时，因沼泽呈带状分布、绕行不能明显减少跨越沼泽的长度，应采取特殊处理措施。线路若通过冲、洪积阶地范围宽广的大片沼泽时，应选在沼泽的边缘。因为沼泽的边缘泥炭层一般较中间薄，冻土含冰量相对亦小，故沼泽边缘地带较其中间部分基底地质条件好，且横向取土运距较近。

7.4.1 冻胀丘、冰椎地段路堤，宜在其下方以路堤通过，路堤高度不应低于冻胀丘、冰椎的最大高度，并以渗水土填筑，以防冰胀。

在这些地段应加强排水措施，首先在水源补给的上方截排，当地形不允许时才考虑在路基旁截排。

7.4.2 在冻胀丘地段宜在路堤（含护道）上侧坡脚20 m以外设冻结沟，用以加速地下水在初冬冻结，阻止地下水流向路基。冻结结构的底宽一般不小于1 m，深度以挖除泥炭为度。

当线路通过冻胀丘时，在路堤基底范围内的地基，其冻胀丘部分的淤泥、冰层均应挖除换填渗水土。如冻胀丘距路堤坡脚较近时，可在冻胀丘一侧加宽路堤，增设护道或在路堤坡脚处设黏性土隔水齿墙等措施。

如路基在冻胀丘上方通过，由于修筑的路基可能压实地基下含水层，阻碍地下水的通路，使路基上侧产生冻胀丘。因此仍应在上侧采用冻结沟或渗沟，以截断地下水，并采用适当填方高度，防止积冰漫道。

7.4.3 冰椎地段路堤高度应大于冰椎最大积冰高度，以防冰椎掩埋路基，危及行车安全。冰椎的范围与高度，均与降水量密切相关，应尽量搜集当地或附近气象台站历年降水量资料，以当年降水量所形成的冰椎大小、高度与最丰年降水量相比较、分析后

确定。当不可能提高路堤高度时，应根据其出水口位置、泉水类型、水量、水温、积冰范围和高度等情况，确定具体措施。当积冰量不大时，可设冻结积冰坑；有时也可利用挖沟之土石方配合积冰坑修筑挡冰堤。当地下水流量较大时，可垂直于地下水水流方向设置渗沟以引出地下水，在路堤横跨较大沟谷通过冰锥时，也可设桥通过。

7.4.4 在厚层地下冰地段，由于自然营力或人为活动的影响，破坏了多年冻土的热平衡状态，使地表沉降形成凹地积水时，就成为热融湖（塘）。在东北地区热融湖（塘）较少，但在青藏高原地区热融湖（塘）现象比较发育，在这种地段修筑路堤时，首先应查明湖（塘）底部的地下冰层是否已融完，湖（塘）底如尚有冰层继续融化，就会对路堤稳定性产生影响。其次考虑积水对路堤稳定性的影响，一般水下部分应采用渗水土或水稳定性好的土（粉、黏粒含量小于30%的碎石类土）填筑，水较深或地基松软可在两侧设置护道；如水面较宽，风浪影响大，路堤的坡面还应采取冲刷防护措施；如路堤施工后还可能继续沉降，一方面要预先加宽路基面，另一方面在确定填筑渗水土部分的顶面时，应在路堤沉降后高出冻前积水位以上0.5m。

7.5.1 按保护多年冻土设计路基时，要考虑水在地基中渗流的影响，即其所携带的热量对多年冻土的融化。据东北地区的调查，多年冻土路堤产生严重沉降的病害，绝大部分由于排水不畅，坡脚积水造成的。因此要采取措施排除地面水，以防止在路堤坡脚附近积水和产生基底渗流。

7.5.3 东北地区过去对排水沟距离坡脚按20m设计，结果造成排水沟与坡脚间积水，形成基底渗流，融化了冻土，引起路基沉降。铁三院曾在东北作试验路堤，排水沟距路堤的距离有10m、15m两种，观测结果没有任何影响。同时对既有线路的排水沟亦进行了大量勘探，一般上限变化是随地面变化的。水沟影响范围仅1~2m。路堤坡脚的上限下降影响范围也仅1~2m，故规定排水沟距坡脚不得小于5m。但在地下冰地段考虑冰层侧向融化

威胁路堤稳定,规定不得小于10m。

排水沟的横断面尺寸,应有足够的过水能力,为防止淤塞和便于清理,一般底宽不宜小于0.6m,边坡不陡于1:1。其边坡必要时可选用草皮或黏性土进行加固。

在厚层地下冰和冻土沼泽地段,宜采用挡水埝代替排水沟,可不破坏地表植被,对保护多年冻土有利。在纵向起伏又不宜深挖排水沟的地段,可考虑排水沟与挡水埝结合使用,但排水沟的边缘至挡水埝坡脚的距离不宜小于1m,以保证排水系统的完整与稳定。

路堑的侧沟,必要时可用混凝土板或片石干砌,用灰土或三合土作垫层,以防冲刷和渗漏。

7.5.4 青藏高原路基排水与东北地区不同之处是设置挡水埝,在原地面填筑一定高度的土堤,使多年冻土上升。修筑挡水埝、天沟(排水沟)后该处的冻土上限就形成了和地表建筑物形状相似的冻土挡水埝和冻土排水沟,起到截排地表水和上层水的双重作用。

挡水埝断面尺寸,一般在青藏高原腹部地区,挡水埝的高度不应低于0.8m,顶宽不小于1.0m,边坡1:1~1:1.5。根据汇水面积大小,可在挡水埝外侧设天沟(排水沟),但应以尽量少破坏自然地表为原则;如果汇水面积不大,亦可不设天沟(排水沟),但挡水埝的尺寸要加大。

天沟(排水沟)靠线路一侧的边缘,距挡水埝坡脚的距离不小于1.0m。天沟(排水沟)必要时用草皮铺砌。

挡水埝距堑顶(或路堤坡脚)的距离不宜小于5.0m。当堑顶有保温层时,挡水埝设于堑顶换填交界处,以防地表水浸入,保护保温层底面不受浸泡,但同时应考虑边坡稳定问题,挡水埝不宜过高。

7.7.1 有条件时,应首先满足所要求的路堤最小高度。无条件时,其他可供选择的工程措施,必须结合季节性冻土地区的特殊自然条件,经比选后确定。

(1) 当有排水条件时, 选用长、大、深排水沟是排除地面水或降低地下水的有效措施。水位降低, 可相应降低对路堤高度的要求, 大量减小工程量和工程造价。

(2) 毛细水隔断层的建筑材料应作经济技术比较后确定。

(3) 根据铁一院、铁三院及铁科院的冻害观测科研成果, 在有害冻胀深度范围内, 选用弱冻胀土作填料是防止季节性冻害的有效措施之一。

(4) 近年来, 哈局范围内采用聚苯乙烯泡沫板 (EPS 板) 防治冻害取得了良好效果。

8.1.1 由于列车振动作用, 可使饱和粉细砂孔隙水压力急剧增长, 土颗粒处于悬浮状态, 抗剪强度消失, 路基失稳, 嫩江河滩试验路堤曾有实例, 设计时必须给予极大的重视。

条文中所说的“可液化”系指通过判别确认可能产生列车振动液化的饱和粉细砂。由于地震引起的可液化土应按抗震规范办理。

8.1.2 根据通让线嫩江河滩路堤及青藏线察尔汗饱和粉细砂路堤及地基的试验研究结果, 凡符合特征粒径 $d_{10} < 0.085 \text{ mm}$, $d_{50} < 0.22 \text{ mm}$, 及 $P_{0.1} > 13\%$ 或黏土颗粒含量小于 15% 的饱和粉细砂, 当其密度小于振稳密度时均可出现液化限象。

当密度小于振稳密度时, 必然产生液化, 但是振动加速度衰减很快, 当路基面以下深度为 2.5 m, 基床底面振动加速度仅为 316 cm/s^2 , 不致引起液化。通让线的实测结果证明, 采用 2.5 m 深度是具有一定安全储备的。

8.2

防止振动液化的措施其基本原则都是消除产生振动液化的因素; 降低振动加速度, 消除水的影响, 增大密度、提高土的临界加速度和改变土质等, 这些措施都是行之有效的, 应根据具体情况选用。

8.2.2 要求的振稳密度 δ_a 可参照下式计算:

$$\delta_a = \frac{\delta_{\max} \cdot \delta_{\min}}{\delta_{\max} - D_{ra} (\delta_{\max} - \delta_{\min})} \quad (\text{说明 } 8.2.2-1)$$

式中 $\delta_{\max}, \delta_{\min}$ ——路堤填筑用砂的最大、最小干密度(g/cm^3)；
 D_{ra} ——砂土填筑路堤时，施工要求达到的相对密度，可根据砂土的颗粒参数 $P_{0.10}$ 、 d_{10} 、 d_{50} 由附录 C 中第 C.0.1 ~ C.0.3 条查得（可内插），取其最大值。

饱和砂层顶面的最大振动加速度 (a_h) 可参照下式计算：

$$a_h = a_0 e^{-\xi h} \quad (\text{说明 } 8.2.2-2)$$

式中 ξ ——沿垂直向振动衰减系数 (cm^{-1})，黏土采用 0.015， $I_p > 7$ 的粉土和粉质黏土采用 0.012， $I_p \leq 7$ 的粉土采用 0.011，非饱和粉细砂采用 0.009，饱和粉细砂采用 0.0015；

h ——路基面至饱和粉细砂层顶面（包括毛细饱和带）的距离 (cm)；

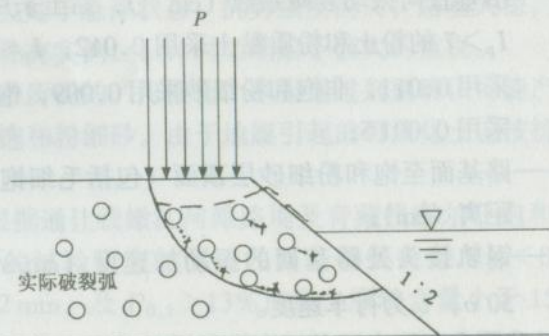
a_0 ——钢轨接头处路基面的振动加速度 (cm/s^2)， $a_0 = 50v$ ， v 为行车速度。

根据铁科院在 1962~1963 年的试验结果，当列车速度在 60~80 km/h 时，钢轨接头处路基面的振动加速度变化不大，即当 $v > 60$ km/h 时，可按 $v = 60$ km/h 计算。应当指出的是，如今旅客列车的运行速度已经超过 80 km/h 的试验上限速度。但考虑到现在线路轨道的技术条件已经大为改善，特别是无缝线路的铺设，大大降低了路基面的振动加速度，故当 $v > 60$ km/h 时，仍可暂按 60 km/h 时的振动加速度计算。

8.3.1 粉细砂浸水路堤的稳定性较一般土质浸水路堤较差，为了保证路基的稳定，除压实密度要求较高外，边坡坡率也应放缓。根据通让线的实测及检算结果，水深 $H \leq 6$ m 时，边坡坡率不陡于 1:2，并需在防护高程处设 1~2 m 宽的护道；水深 $H > 6$ m 时，边坡坡率不陡于 1:2.5，并设 2.0 m 以上的护道。护道除

保证路堤稳定外，也有利于施工及养护。

8.3.2 关于饱和粉细砂路堤破裂面形状，在通让线嫩江河滩路堤设计中，专门为此作了一批模型试验。试验装置是一个两面装设有机玻璃的模型箱。将试样（填料）装入箱内，做成高220 mm，夯实密度为 1.4g/cm^3 ，边坡坡度为1:2的路堤模型。上体内装有铝棍，矩形排列，装完试样后浸水饱和，使水面保持在170 mm高度，然后将模型箱埋设在路堤的不同部位，列车通过产生振动时，进行实测。另在模型箱于路堤顶部逐渐施加静荷载直至破坏，观测铝棍位移趋向。两种实测表明，破裂面首先出现在荷载的边缘，并呈明显的圆弧形（见说明图8.3.2—1）。



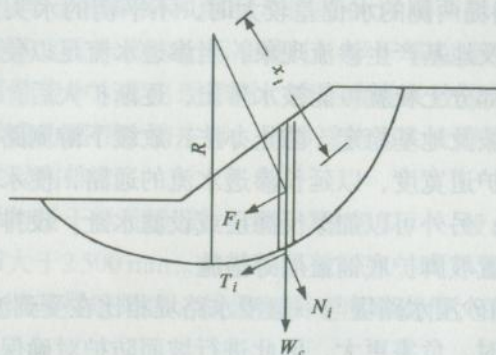
说明图 8.3.2—1 路堤的破裂弧

——原边坡线 ·····破坏量的边坡线 ◦起始观测点 ·移动后的观测点

列车振动对路堤稳定的影响，随着列车速度的不断提高，也愈来愈大，尤其对饱和粉细砂的影响更大。振动对路堤稳定所产生的影响，一般可从降低抗剪强度和增加下滑力两方面考虑。据国外资料介绍，根据列车重量、不同行车速度以及加速度在垂直和水平方向衰减关系，对一处12m的路堤进行稳定检算，结果在振动作用下的安全系数，比在静力条件下的安全系数减少10%~12%，通让线嫩江河滩路堤设计时也是将强度指标用90%的折减率考虑的。

由于振动作用滑动力增加，确定路堤的安全系数 F 可参照

说明图 8.3.2—2 用下式计算：



说明图 8.3.2—2 安全系数计算示意图

$$F = \frac{\sum f_i N_i + \sum T'}{\sum T_i + \sum F_i \frac{x_i}{R}} \quad (\text{说明 } 8.3.2-1)$$

式中 F_i ——振动力，作用在滑动土体每一条重心上的惯性力，其作用方向与振源和土条重心的连线相同，其数值为 $W_i a_g / g$ (kN)，其中 a_g 为垂直方向的振动加速度， g 为重力加速度；

$\sum N_i f_i$ ——摩擦力总和 (kN)；

N_i ——每一分条重力在垂直圆弧方向的分力 (kN)；

f_i ——每一分条滑动圆弧的摩擦系数， $f_i = \tan \phi$ ；

ϕ ——滑动圆弧通过部位的内摩擦角 (°)；

$\sum T'$ ——与滑动方向相反的切向力 (kN)；

$\sum T_i$ ——与滑动方向一致的切向力 (kN)；

x_i ——各土条重心至滑弧圆心的距离 (m)；

R ——滑动圆弧的半径 (m)。

设计中，一般用近似的经验方法，如巴甫洛夫法、葛和兴法。当两侧水位差不大时，可用上下游的水位连线来代替水面

线。

8.3.3 当路堤两侧的水位差较大时，不平衡的水头压力，会使路堤本体内及地基产生渗流现象，当渗透水流足以使其中土粒移动时，有一部分土粒就可能被水带出，逐渐扩大后，出现管涌现象，影响边坡及地基稳定。防止办法：放缓下游侧路堤边坡，或增加下游侧护道宽度，以延长渗透水流的通路，使水流不直接从边坡上渗出；另外可以加厚反滤层或设滤水趾，设排水管作水平排水，及设置坡脚护底铺盖层等措施。

8.3.4 粉细砂浸水路堤与一般浸水路堤相比在受到波浪、暴雨、水流的侵袭时，危害更大，因此进行坡面防护对确保粉细砂浸水路堤稳定非常重要，务必保证护坡有足够的强度和厚度，而且要求护坡反滤层有良好的级配，用天然砂砾料做反滤层时，不均匀系数 $\eta < 5 \sim 8$ （即 $d_{60}/d_{10} < 5 \sim 8$ ），水工建筑规范规定 $\eta \leq 15$ ，粒径小于0.1mm的颗粒含量不超过5%。另外也可采用土工合成材料来作反滤层，其效果较好，施工简便，国内一些工程已推广使用，唯一缺点是现阶段造价较高，随着石油化工工业的发展，价格会逐渐降低，推广使用大有前途。

9.1.2 观测得知，路堑和零断面较易积沙。当风沙流通过路堑时，因气流受阻，扬沙能力减弱，使气流中沙粒迅速沉积下来，路堑越深则积沙越严重，且堑内清沙不易，特别是深长路堑内的清沙工作十分繁重；在零填零挖断面地段，一场大风后路基即被积沙掩埋，影响行车。当风沙经填方地段时，由于路堤顶面风速大，沙粒不易大量停留，且可借不同方向的风力吹散，人工清沙也较容易，因此，就防止积沙而言，路堤是一种最好的断面形式。

由包兰、兰新、沙通等线的调查表明，路堤高度不足1m时，积沙较为严重，随着路堤的增高，路基面积沙则相应减少，而填方过高又将增加工程投资。所以，路堤的高度不应小于1m，一般采用1~2m为宜。而路堑越深，边坡越陡，积沙也越严重，因此，沙漠地区选线时，应力求避免路堑，必要时可采用展开式

浅路堑。

9.1.3 位于半干旱草原和湿润草原带的沙漠，因降雨量较大，粉、细砂路基宜按非渗水土标准设计；半干旱荒漠带年降水量虽不大，但雨量集中，常出现暴雨，沙层渗透系数较大，但当其表面因积水形成的黏性土结皮时，则渗透能力大大降低，故路基面宜设置路拱以利排水。

在干旱与极干旱荒漠带，年降水量稀少，一般小于100 mm，而蒸发量却大于2 500 mm，路基面不致积水，可不设路拱。但由于粉、细砂路基易遭风蚀，故路基面宽度取宽值，采用非渗水土路面宽。

9.1.4 在风沙地区，路基土石方应尽量移挖作填，减少取、弃土工程。如必须设置时，弃土堆、取土坑应设在背风侧，以避免被主导风吹蚀或积沙掩埋路基。

取土坑、弃土堆的位置对路基防沙的影响较大，如取土坑距离路基太近时，使路堤坡脚易遭风蚀，造成边坡不稳定。弃土堆距离堑顶太近，则积沙易掉入堑内，直接威胁路基安全。因此取土坑、弃土堆设置应离开路基一定的距离，必要时还应采取防护措施。

9.1.5 线路附近地表原有植被和地表硬壳，为天然固沙层，在施工时不应破坏，并禁止在线路两侧一定距离内剥皮取土，或随意挖取和践踏，以免破坏原有稳定地表，使沙害加重。对已破坏部分还应进行恢复和采取必要的防护措施。

9.2.1 风沙地区粉、细砂路基，边坡坡率不应陡于自然安息角。风成沙的天然安息角一般在 $28^{\circ} \sim 32^{\circ}$ 之间，相应的坡率约为 1:1.5~1:1.75。考虑到机车振动及自然因素对路基稳定性的影响，路基边坡坡率不宜陡于 1:1.75，高度超过6 m时，适当提高其稳定系数，采用 1:2。因变坡后坡面易积沙，且施工较困难，也不易保持，故均采用一坡到顶的直线型。

戈壁地区的浅路堑，当两侧有风沙流活动且风向与线路交角较大时，宜采用展开式，路堑边坡坡率应缓于 1:4。戈壁地区活

动沙粒虽然不丰富，但分布范围广，加之风沙流活动的空间高度比沙漠地区高（据玉门铁路防沙组在玉门一带观测，平均可达1.8m），故一般拦截措施难以见效。浅路堑易于积沙，做成展开式后，可使风沙流较平顺地越过路堑。即使有部分积沙现象，也可在较平缓的边坡上停留下来，不致直接危害线路。

9.2.2 沙漠地区年降水量不大，但雨量集中，常出现暴雨。以兰新线沙坡头为例，1954年至1962年间，年平均降水量为202mm，而1958年7月25日，1h内集中降水45mm，使一碗泉路基被破坏。沙层渗透系数虽较大，但当其表面有因积水形成的黏性土结皮时，则渗透能力大大降低。故一般情况下应设置排水设备。由于沙粒或沙性土沟壁易坍塌，不能保持沟的形状，故同时还应加以铺砌加固。

如果一次降雨能为沙层吸收渗透，不产生径流，则路基可不作排水设施，即路堑不设侧沟，路堤不设排水沟。

9.2.3 路堑易于积沙，为防止少数越过防护工程的沙流及堑坡局部风蚀物侵入道床，应在两侧留出平台。平台虽不能防止或减少积沙，但可供积沙暂时堆存，起到防止积沙掩埋钢轨的缓冲作用。平台宽度视当地风沙流活动强度，边坡高度及路堑长度而定，一般不小于2m。

9.3.2 大风地区，风力强大，对路基风蚀作用强烈，不论用碎石、砾石类土或石质弃渣填筑的路堤，均有不同程度的风蚀，特别是路肩和边坡上部最严重。故采用碎石类粗粒土作填料时，应对路基面宽度每侧适当加宽，当细粒土被吹蚀后，还能保持标准路基面宽度。

9.4.1 风沙流通过路堤时，在迎风侧下部气流明显减速，路堤坡脚风速最小，由坡脚向路肩逐渐增大，路肩处风速最大；背风侧风速则由上而下递减，部分沙粒从气流中跌落堆积，故以粉、细砂填筑的路堤，迎风侧上部易受风蚀，路肩最为严重，常被吹蚀成浑圆状，坡面呈风蚀槽，使路肩宽度不足，甚至枕木头外露，危及行车安全。背风侧因气流涡旋作用，坡面上部被掏蚀成

凹槽和小坑，边坡下部形成堆积。因此，以粉、细砂作填料的路堤，其路肩和边坡应予以防护。

当风沙流越过路堑时，产生涡旋作用，堑内风速降低，背风侧风速由堑顶向坡脚处锐减，迎风侧坡脚向堑顶逐渐增加，因此，粉、细砂路堑边坡易遭风蚀，堑顶最为严重，随路堑的加深而逐渐减轻，迎风侧受到风力冲击最大，坡面被掏蚀成凹坑。路堑风蚀造成边坡坍塌，沙粒堆积在坡脚平台上，甚至侵入道床影响养护作业和行车安全，所以，粉、细砂路堑坡面应予以防护。

9.4.2 路基边坡防护的途径有多种，用不易风蚀的材料将路基覆盖，能有效地防止风蚀，我国的风沙路基大多采用此法。常用的防护类型主要有以下几种形式，介绍如下：

(1) 碎石土、卵石土、砾石土护坡：适用于可就地取材，且粉、细砂边坡高度 $h \leq 6\text{m}$ ，粉土 $h \leq 8\text{m}$ 的地段；包坡厚度一般采用 $0.1\text{m} \sim 0.2\text{m}$ ；

(2) 黏性土护坡：在缺乏碎石类土时，可就地取黏性土防护，其缺点是容易开裂剥落，故应采用塑性指数为 $10 \sim 20$ ，含沙量小于 10% 的土质为宜；如塑性指数大于 20 时，可掺入适量的沙，以防止土中水分蒸发后，产生龟裂剥落；包坡厚度一般为 0.2m ；

(3) 栽砌卵石方格护坡：其特点是防风蚀能力强，稳固美观，是一种较好的防护形式，常用于风蚀严重的大风地区、路堑坡面防护等，适用于有卵石材料的地段；卵石方格的尺寸一般采用 $1\text{m} \times 1\text{m}$ ；

(4) 水泥砂浆板与沥青胶砂板护坡：适用于当地缺乏碎石类土、黏性土等防护材料时，可利用当地粉、细砂与水泥或沥青预制成砂浆板，砂浆板尺寸一般以 $0.5\text{m} \times 0.3\text{m} \times 0.05\text{m}$ 为宜。

9.4.3 路基边坡因防护线长、用料量大，其防护材料的选择，应根据当地情况就地取材，因材施用。并优先选用粗颗粒土，如卵石、碎石、砾石、卵石土、片石等坚实耐久、抗风蚀力强的材料做防护层，以达到既防风蚀又节省投资的目的。包兰线沙漠路

基采用卵石方格防护，至今近 40 年仍完好如初。

9.5.1 为防止铁路发生沙害，在路基两侧一定范围内，需要采取各种工程防护和植物固沙措施，用以控制地表风蚀和改变沙的搬运堆积条件，按其作用和性质分为输沙、固沙、阻沙。

输、固、阻等工程防沙措施，各有其作用和使用条件，按风沙活动规律有机组合为一个整体，各尽其职，层层阻拦，形成严密的防沙体系，以达到最佳防沙效果。如草方格沙障，虽是一种行之有效的固沙措施，但外缘仍不断遭到沙埋，需要设置高立式栅栏，作为阻沙屏障。包兰线中卫沙漠路基，以路基为中线，由近及远，设置砾石平台输沙带、草方格与植物固沙带及高立式栅栏阻沙带的综合防护体系，防沙效果十分显著。

9.5.2 风沙路基两侧平面防护，除应考虑其他因素外，还应根据风沙的严重程度而区别对待。风沙严重程度一般按严重、中等、轻微风沙地段进行划分。

9.5.4 沙漠地区铁路防护宽度，是多年来一直有争议并期待解决的问题，设过宽的沙障，则造成人力物力的浪费，过窄则路基积沙，会危及行车安全。

根据风沙活动特点，沙丘主梁移动对铁路危害不大，而造成危害的主要因素是风沙流的运动，即以“沙舌”方式迅速前移，而威胁线路安全。观测表明，风沙流中 80% 的沙是沿着距地表 0~5 cm 高的范围内通过的，当改变下垫面的性质时，气流搬运能力也发生相应变化。故防止风沙危害的关键就在于防止和减弱风沙流的运动。

经观测，在采取工程和植物固沙措施后，风沙流的飞扬距离并不大，防护宽度在主导风侧如能保持 300 m，背风侧 200 m 时，即可保证列车行车安全。包兰线中卫至甘塘段从 1958 年以来按此宽度设置沙障，经四十年来的实地观察，采用此宽度控制铁路两侧的流沙，就能在数年内维持列车在沙漠中基本正常运行，且又较经济实用，但适宜的沙障宽度，还有待于作进一步的探讨。

9.5.5 沙漠地区自然条件复杂严酷，虽光热充足，但干旱缺水，

风沙活动频繁，不利于植物的发育和生长。根据多年实践观察，在年降水量小于100 mm的荒漠地区，如果没有灌溉条件和较高的地下水位，就无法建立人工植被，故宜采用工程防沙；在年降水量为100~250 mm的半荒漠地区，湿沙层含水量为2%~3%时，在人工沙障的配合下，能建立稀疏的植被，但随着植物生长，耗水量增大，植物处于衰退状态，同时沙面出现结皮和大量苔藓类，使流沙固定，故当年降水量在100~250 mm时，可采用植物固沙；在年降水量大于250 mm的干草原地区，固沙造林较容易，除可生长旱生植物外，还能生长中生植物，故当有水源可利用或年平均降水量大于250 mm时，应采用植物固沙。

9.5.6 沙漠地区气候干燥，草类沙障及防沙林带，容易引起火灾。如包兰线中卫沙漠路基两侧草方格曾多次被烧，火势蔓延，难以扑灭。餐车清除炉渣等也发生过类似事件。故为保证列车安全运营，应设置防火带。

9.5.8 大风区风沙流活动的基本特征与戈壁风沙地区相似，但风力更为强劲，最大风速可达40 m/s以上，且出现的次数多，延续时间长，当出现暴风时，轻则吹坏建筑物和设备，重则造成列车颠覆，或酿成火灾。故在风口地段，当风速达到或超过临界翻车风速时，需要采取降低风速的措施。一般可采用挡风墙、防风栅栏等措施，均有较好的防风效果。

9.5.9 治理沙害，应消除发生沙害的原因，对路基两侧植被保护带内，不合理的取土、开垦、樵牧等破坏植被的行为应及时禁止，以免引起新的沙源。对破坏生态平衡的行为，往往不被人重视，等发展严重时，再谋治理，就会耗去无谓的人力、物力和时间，故应将沙害控制在萌发之前。

9.6.2 高立式沙障和挡沙沟堤用来拦截外来沙流，以免危害线路。其设置位置应根据沙源、风力等因素而定，一般宜设在离线路较远的地方，以免被积沙掩埋后形成新的沙源，造成对路基的危害。在沙源不丰富、风力不大的一般风沙地区，防沙栅栏可设在离线路不小于100 m的地方；在沙源丰富，风力强劲的严重风

沙地区，其距离还应加大，宜设置于距路基300 m以外。

设置多排沙障时，为了尽可能地发挥沙障降低风速的作用，排间距离一般为障高的20~30倍，个别有小于20倍的，本规范为照顾到多数情况，规定以大于等于20倍为宜。

挡沙沟堤实质上是一种不透风高立式沙障，用以拦截外来流沙，一般适用于沙源较少，地形平坦的风沙流地区。在沙源较多处，可配合其他防护设施一起使用。当与防沙栅栏配合使用时，考虑积沙的影响，沙障间应有间隔距离，根据实践经验，挡沙沟堤距栅栏的距离宜大于20 m。

9.7.1 乔木、灌木林带防风和减少气流中输沙量的作用较强；而草本植物因生长低矮，枝条密集，能迅速固定沙面。因此，理想的固沙林带，应是乔木、灌木和草本植物相结合，才能取长补短，达到较好的防风固沙效果。

在沙源较丰富和风力较大的铁路沿线，多采用稀疏结构林带。因紧密结构林带的上下都很稠密，中等风速几乎不能透过，虽有利于防沙，但林缘及林中积沙现象严重，形成沙堆，压埋林带；通风结构林带不能有效的防沙，由于透风性大，造成林缘及林带中风蚀现象严重。而稀疏结构林带的防沙特点，介于上述两者之间，林缘和林带中沙埋、风蚀现象也较轻，故设计时，一般宜采用稀疏结构林带。

9.7.2 铁路固沙林带宽度，是一个较为复杂的课题，影响因素很多，但主要还是考虑当地沙丘移动速度和风沙流活动强度。从包兰、干武等线的沙漠地段，当线路迎风侧草方格或林带达到300 m宽时，路基上不见积沙现象，说明风沙活动距离一般不超过300 m，故林带宽度太大没有必要。根据风沙严重程度及当地自然条件，一般设1~5条。每条林带宽度20~40 m，太宽不好管理。

9.7.3 采用当地植物，一般能适应当地的自然环境，较为稳妥可靠，且种源也有保证，但还须注意选择生长较快、覆盖度较大的种类。

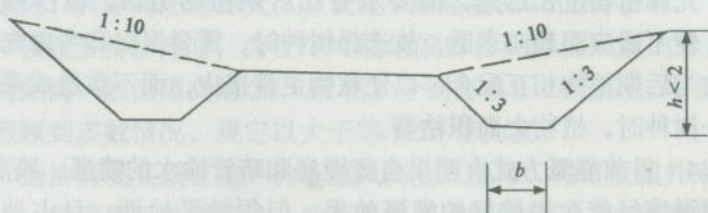
先锋植物生长迅速，需要水分比后期植物迫切，流沙固定后，便不适应而趋向衰退，故选择树种时，需要混交和考虑先锋植物与后期植物相互配合，以便植物更替接应，而不致造成采用单一树种时，植物大面积枯萎。

9.7.4 目前灌溉方式有明渠自流漫灌和暗管输水的喷灌、滴灌。采用漫灌虽能取得较好的灌溉效果，但须整平地面，且占地费水，水资源浪费较大；喷灌不需整平地面，且较为节水，并能显著增大近地面的空气湿度，减少蒸发，有利于植物生长，但风力达到3级以上时，易产生喷水不均匀现象；滴灌是干旱荒漠地区营造防沙林的一种很好的灌溉方式，能够最大限度地节约用水，使干旱荒漠地区宝贵的水资源得到充分利用。故有条件时，宜优先采用喷灌和滴灌。

10.1.1 在山岳丘陵地带的迎风侧，风受到山岳屏障阻挡作用，在山前山脚外一定范围内风速减低，距山脚越近，减速较大。由山脚至山顶，风速又逐渐增大，当到山顶时，风速最大，翻越山顶后，又开始降低，至背风侧山脚降至最低值，产生积雪后逐渐增大。由此可见，线路离山脚越远，积雪的可能性就越小。

10.1.2 在路堤的迎风边坡上，因路堤的屏障作用，在坡脚处风速减小，产生积雪，自坡脚至路肩，风速又逐渐增大，到路肩增至最大，翻越路堤后，气流扩散，风速自路肩逐渐减小。当风速减到起雪风速以下时，产生积雪。为了在路基面上增速和坡脚有一定的积雪空间，路堤应具有一定的高度。一般宜大于多年平均积雪深度的3.0倍，同时大于等于1.5m。

10.1.3 当风雪流跨越路堑时，随堑深不同，流速和形态各异。当堑深在2.0m以下时，堑中风速减缓，积雪严重，宜采用展开式路堑，以利风雪流顺利通过，避免积雪（说明图1.1.3）。当堑深在2~6m时，堑中风雪流的形态随深度而变，积雪位置各异。为了避免积雪埋没道床，宜在两侧坡脚各留1~2m积雪平台。当堑深大于6m时，将产生旋风气流，阻止雪在堑中堆积，可采用一般地区路堑断面形式。



说明图 10.1.3 展开式路堑

10.2.1 经验证明，防护林不仅起到了很好的防雪作用，而且有绿化造林的意义。因此防护林既是一种永久性的防护措施，又能收到综合利用的效果。

11.1.1 规模较大、性质复杂的滑坡区，由于整治工程大，且因性质不明、工程可靠度低，一般应先进行绕避与整治的比较，以绕避为主。

11.1.2 正确评价滑坡的稳定性、分析滑坡对铁路的危害程度，是确定整治或是绕避，以及整治工程力度的关键。滑坡一经发现，应及早整治，争取主动，以求取得事半功倍的效果，防止病害蔓延恶化，造成处理困难，甚至发展至难以处理的地步。

11.1.3 整治滑坡，原则上应一次根治、不留后患。对规模大、性质复杂、滑动缓慢以及短时间内难以查明其性质的滑坡，应在确保线路安全的前提下，采取全面规划、分期整治的原则，先修建有利于稳定滑坡的应急工程，并建立必要的地面和地下观测系统，以观测效果、积累资料，掌握其规律，为进一步修改规划，确定续建工程提供科学依据，最后达到彻底根治的目的。

11.1.4 滑坡的形成和发展是多因素作用的结果，治理滑坡要从诸因素中分清主次，有针对性地进行整治设计，同时又要考虑各种因素的相互影响，进行综合整治，工程措施不能单打一，对大型滑坡尤应如此。水是滑坡的首恶，防止水进入滑动带和排除滑动带的水，都是十分重要的。南昆线八渡车站巨型滑坡采用立体排水（地面排水系统与地下排水的泄水洞）和支挡（锚索桩、锚索）相结合综合整治措施，取得显著效果。减载，对减缓滑坡的

变形, 保证施工期间的安全, 减小支挡工程, 均十分有效。滑坡类型较多, 同一类型的滑坡又有多种不同的情况, 因此, 实践中尚应根据具体情况具体分析, 灵活应用各种技术, 综合整治。

11.1.5 地表变形观测方法很多, 如贴片对裂缝观测、地表高程和坐标测量等, 但其成果不能反映滑坡深层的变形情况。当需要判明滑坡深层变形情况时, 可采用深孔位移观测。

11.1.6 根据铁二院在西南地区的经验, 在多雨地区, 松散岩堆深路堑、破碎软质岩高边坡、具有不利软弱层面的路堑高边坡、斜坡软土等易产生工程滑坡的地段, 应采取预防措施, 设置预加固工程, 避免产生滑坡后进行整治。南昆线百色至板桃段破碎软质岩高边坡采取坡脚锚固桩预加固措施, 有效防止工程滑坡的产生, 取得显著效果, 内昆线松散岩堆深路堑采取锚固桩预加固, 取得好的效果。

11.2.1 作用于滑坡体上的临时荷载, 其作用时间短, 但一些临时荷载对滑坡稳定极为不利, 因此, 对于临时荷载应作分析检算。考虑地震对古滑坡的影响时, 要调查分析滑坡产生的条件, 是否经历了与设计相当的地震作用的影响, 反算滑面 c 、 ϕ 值时应考虑历史上地震作用的影响。

11.2.2 滑坡推力计算中的安全系数的取值, 要根据滑坡规模大小、变形的快慢以及危害程度, 综合滑坡的发展阶段、滑面岩土抗剪强度、工程的重要性——建筑物的重要性、永久性以及修复的难易程度, 综合考虑, 一般取 1.05~1.25。对于规模小, 危害小的滑坡, 且资料可靠以及属于附属或临时工程, 安全系数可取小值, 反之取大值; 稳定检算考虑滑坡体临时荷载时, 安全系数可适当降低。特殊情况经必要的论证后可酌情增减。

11.2.3 土工试验, 应尽量选用岩体直剪试验方法。当滑坡为首次滑动时, 可采用峰值强度; 当滑坡为经常滑动或滑动位移量很大时, 应作多次剪切或环剪, 可采用残余强度; 当滑带物质滞水时, 应做饱和快剪或控制相应含水量下的快剪; 当滑带物质的灵敏度较高时, 应在原位做试验, 反之可在实验室内做; 当滑带物质

中粗颗粒的含量超过 30% 时, 应做大面积剪, 反之可用小试样做。

采用反算法求滑面 c 、 ϕ 值, 必须注意地质条件基本一致, 并根据其差异性, 特别是反算时滑坡地质条件与滑坡以后可能出现的最不利情况之间的区别, 分析所求 c 、 ϕ 值的合理性。

经验数据有其局限性, 应注意使用条件。只有当滑带物质含水程度、生成历史及滑坡的滑动性质相似时, 方可参照使用。

试验资料是代表该试样的现状含水率、密度和选定的试验方法的试验值。试验条件、选用试验方法不能完全模拟现场情况。反算值是在假定滑坡处于极限条件或某一确定安全系数前提下得出的, 反算值代表全滑面的平均抗剪强度, 实际各段抗剪强度值是不同的, 这样势必降低牵引段和抗滑段的实际值、增大主滑段值, 因而其结果的合理性需要分析、斟酌。斜坡变形发生后, 随着时间的推移, 其断面形状、岩土性质、水文地质条件和人为作用等将产生不同的变化, 滑动面(带)的抗剪强度值亦会随之改变, 因此需要结合可能出现的最不利组合条件等分析选用。

11.3.1 地表排水工程对滑坡长期稳定作用较大, 其布置的总原则是: 避免地表水流入滑体, 并使滑体范围的地表水迅速排出滑体。

11.3.2 地下排水分浅层地下排水和深层地下排水。浅层地下水常用支撑渗沟、渗沟工程引排, 支撑渗沟主要用来支撑滑坡前缘潮湿土体兼起引排土体中的浅层滞水、地下水, 疏干土体的作用, 对浅层滑坡, 其作用明显。

对地下水, 可疏而不可堵, 应根据水文地质条件, 特别是滑动带地下水分布类型、补给水源和方式, 采取截、排、疏、引等措施。对浅层地下水, 常用各种形式的渗沟, 对深层地下水, 常用仰斜排水钻孔、泄水洞。埋深较大的截水渗沟、泄水洞一般施工较困难, 造价也较高。因此, 工程修建前应收集详细、准确的工程地质、水文地质资料, 进行充分的可行性论证。仰斜排水孔, 为防止坍孔, 保持长期排水效果, 一般内置滤水管(渗水软

管或PVC管),其中PVC管,上部2/3开孔,外裹透水土工布。

11.3.3 减重对减缓滑坡变形有明显作用。对中小型滑坡,减重可作为整治滑坡的主要手段采用,对大、中型滑坡,宜与其他工程措施联合使用,对保证施工期间的安全,减少抗滑工程费用有明显作用。应当注意的是减重可能增加新的暴露面,要充分论证是否会引起次生滑坡,或是否会使滑坡稳定条件恶化,应慎重选择减重方案。

反压,应注意地基是否稳定,避免产生新的滑坡。

11.3.4 抗滑桩在滑坡整治中已被广泛应用,具有布置灵活、施工简便,施工对滑坡稳定性影响小等优点,效果显著。近年,结合路基边坡工程,各种桩间挡土结构与桩组成复合支挡,应用普遍,效果显著。

锚索与抗滑桩组成锚索抗滑桩,改善桩的受力,减少桩截面和锚固段长度,效果较好。

预应力锚索近年应用于整治滑坡的工程实例较多,但锚固段一般都置于稳定岩层中,锚固段为土层的实例较少,其内锚都采用砂浆锚固,外锚形式主要有钢筋混凝土的格子梁和垫墩,对土层宜采用格子梁。格子梁、垫墩尺寸根据滑坡体岩土承载力大小计算确定。防止锚索预应力松弛,是一种非常重要的措施,外锚梁、锚墩处的局部溜坍,常造成锚索预应力松弛,从而引起锚索失效,因此对土层坡面应采取防止表土被雨水冲蚀,而产生局部溜坍的措施。

抗滑桩挡土墙必须置于滑面以下稳定地层,一般埋入完整基岩内不小于0.5m,或埋入稳定坚实地层内不小于2m,还应注意地基以下能否形成新的滑面,是否存在深层滑面。抗滑桩挡土墙基坑开挖深度较深时,对滑坡稳定性不利,施工中应采取不破坏滑坡稳定性的措施,如短跳槽开挖、及时砌筑等。

11.3.5 高压旋喷桩或注浆改良滑动带岩土,提高滑动带土体抗滑强度,增强滑坡稳定性,对土质、中小型滑坡,不失为一种有效措施。

11.3.6 滑坡前沿受河水冲刷时而诱发产生的滑坡，设置河岸防护工程可阻止进一步冲刷滑坡前沿、防止滑坡变形。

12.2.4 落石的弹跳高度和速度可按边坡岩体和坡面堆积物类型，把边坡简化为折线段，取最大的危岩岩块计算。岩块和坡面碰撞后的速度衰减用法向弹性系数 R_n 和切向摩擦系数 R_t 确定。一般情况下可参考说明表 12.2.4 确定 R_n 和 R_t 的值。

说明表 12.2.4 岩块和坡面碰撞系数

碰撞系数	岩性	硬 岩	软 岩	硬 土	普通土	松 土
	R_n		0.40	0.35	0.30	0.26
R_t		0.86	0.84	0.81	0.75	0.65

注：坡面被灌木丛覆盖， R_t 减少 0.1。

12.2.5 根据最大的冲击动能确定拦挡建筑物的结构和遮挡建筑物的防护层的厚度。结构安全系数 K 取 1.2~1.5。

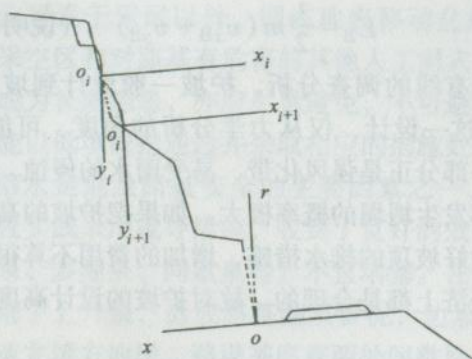
在一般设计中，不考虑随机因素的影响，取参数的均值进行计算。块体离开地面后，按自由落体计算。

一般来说，坡面上的岩块体由于降雨时的动、静水压力、植物的根劈作用等自然营力作用下，发生缓慢的变形，当这种变形积累到一定程度时，岩块就会失稳，向坡下滚动。由于失稳前的位移为长期积累，所以其初始速度一般都很小，可以略去不计，即

$$\left. \begin{aligned} v_{x_0}^{(1)} = v_{x_0}^{(0)} = 0 \\ v_{y_0}^{(1)} = v_{y_0}^{(0)} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{说明 } 12.2.5-1)$$

式中上角标 (0) 表示第 i 次碰撞点碰撞前的状态；上角标 (1) 表示第 i 次碰撞点碰撞后的状态；下角标 0 表示初始碰撞点。

当块体和坡面碰撞时，其动能和运动轨迹都会发生变化，设第 i 次碰撞前的速度分量为 $v_{x_i}^{(1)}$ ， $v_{y_i}^{(0)}$ ，法向弹性系数为 R_{ni} 和切向摩擦系数为 R_{ti} ，见说明图 12.2.5-1。

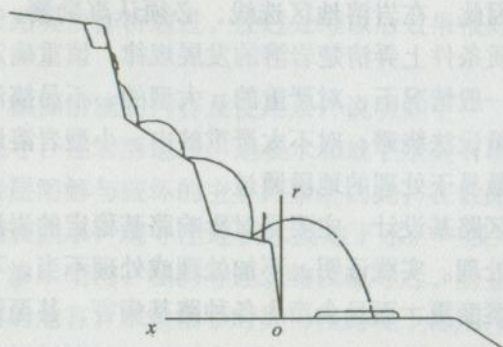


说明图 12.2.5—1 第 i 次碰撞点到第 $i+1$ 次碰撞点的轨迹

则碰撞后的运动分量为

$$\left. \begin{aligned} v_{x_i}^{(1)} &= -R_{m_i} v_{x_i}^{(0)} \\ v_{y_i}^{(1)} &= R_{t_i} v_{y_i}^{(0)} \end{aligned} \right\} \quad (\text{说明 } 12.2.5-2)$$

根据线路位置和基础状态选定拦挡建筑物的位置后，就可根据块体运动轨迹选择其高度，见说明图 12.2.5—2。



说明图 12.2.5—2 运动轨迹与拦挡建筑物

块体的轨迹和能量，为防护工程设计提供依据。

计算结果，以图的形式绘出块体的运动轨迹曲线，拦挡建筑物部位的块体的弹跳高度，以及该位置块体的速度 v_{xB} 和 v_{yB} 。质量为 m 的块体在拦挡建筑物碰撞点的动能 (E_B) 为

$$E_B = \frac{1}{2} m (v_{xB}^2 + v_{yB}^2) \quad (\text{说明 } 12.2.5-3)$$

12.2.6 从既有线的调查分析，护坡一般设计到坡高的 $2/3$ 和 $3/4$ 的高度。这一设计，仅从力学分析的角度，可能是合理的，但留出的这一部分正是强风化带，易受雨水的侵蚀，在边坡竣工后，边坡顶部发生坍塌的概率极大。如果把护坡的高度与坡面高度相当，并做好坡顶的排水措施，增加的费用不算很大，从长远看，安全和经济上都是合理的。故对护坡的设计高度作出明确的规定。

12.3.1 当判定岩堆有沿下伏岩土界面（特别有软弱夹层）发生滑动时，可按滑坡地段路基进行设计。岩堆沿下伏岩土界面发生滑动的事例是相当多见的，不管规模大小，都可能造成严重的后果。

13.1.1~13.1.2 岩溶对路基的危害，一般为溶洞顶板坍塌引起的路基下沉和破坏；岩溶地面坍塌对路基稳定性的破坏；反复泉与间歇泉浸泡路基的基底，引起路基沉陷，突发性的地下涌水冲毁路基等。因此，在岩溶地区选线，必须认真勘测，全面了解。首先要从地质条件上弄清楚岩溶的发展规律，慎重确定线路的走向和位置。一般情况下，对严重的、大型的、不易搞清楚的岩溶地段，应尽量设法绕避；对不太严重的中、小型岩溶地段，选择其最窄的、最易于处理的地段通过。

岩溶地区路基设计，主要是对影响路基稳定的岩溶和岩溶水进行预防和处理。实践证明，不加处理或处理不当，不仅会影响工程设计方案变更，而且会产生各种路基病害，甚至影响行车安全。

13.1.3 人工洞穴的种类很多，经常遇到的有煤洞、古墓、枯井等。其中煤窑，特别是大规模煤矿采空区，对铁路危害最大，开采深度越深，地表影响面积越大。采空区常发生的病害有沉陷、坍塌和坍塌，因此，在采空区选线，要了解矿区的开采规模和实际开采的情况。对大型采空区，尤其是对煤层陡峭的矿区更应注

意，将线路位置设于采区以外，即在地表移动盆地的边界外通过；对小型采空区和对路基有危害的其他人工洞穴，一般变形延续时间长，成为长期隐患，亦应尽量避免，不可避免时，应查明情况，尽可能以低填浅挖通过并采取相应的措施处理。

13.2.1 岩溶水是危及路基安全的主要因素之一，宜以疏导为主，以往工程实践采用疏导措施，收到了良好的效果。对岩溶上升泉（上升泉、多潮泉、间歇泉等）不宜堵塞。在以往工程实践中，由于堵塞了上升泉，造成路基翻浆冒泥，边坡坍塌等病害。如贵昆线乌速龙填方地段，路堤基底有两处间歇性上升泉，与邻近的一个约40m的岩溶洼地有着水力联系，由于事先没有作处理，将路堤直接修在上升泉上，以至每逢雨季，路堤地基及坡脚受到上升泉涌水的浸泡冲蚀，引起了长约160m的路堤边坡坍塌。处理时，先将上升泉附近的填土清除，然后填筑一层厚约1m的片石，以利水流渗透，防止地基岩溶裂隙水由于毛细管作用上升软化路堤土体，再在片石层之上填筑土方，并在两处上升泉口分别增设半节涵洞和纵向排水沟，以引出季节性的岩溶水流，坍塌严重的一段路堤改作桥通过。经过处理以后效果很好，路基未见新的病害。

疏导、截围措施的内容及使用条件说明如下：

(1) 疏导：在岩溶地段，地表水和地下水具有较强烈的侵蚀性，是使岩层溶解与破坏的主要因素。因此，在设路基时，必须注意调整地表流水，疏导洼地积水及地下水。一般采用排水沟、泄水隧洞、渗水暗沟、涵洞等建筑物以疏导之，防止地表水和地下水对路基的危害。水量很小时亦可在路堤下部用片石或其他透水性较强的材料填筑，以利水流渗透，防止积水危害路基。

(2) 截围：“截”是指沿垂直水流方向设置排水沟、截水渗沟、截水墙、截水隧洞等建筑物，截住水流是使其改变原有的流动途径。当路堑边坡上出露暗河，如水量不大时，亦可用急流槽将水流引入侧沟排出；当水流急或水量大时，则可在暗河上游距路堑一定距离处设浆砌片石截水墙，并开挖一新的通道，将水流

引入附近的沟谷中。“围”是指在岩溶洞穴顶部周围设浆砌片石围墙，或设浆砌片石水沟围截地表水，不使地表水进入岩溶洞穴中。洞穴很大很深，附近又缺填料时，可用此法处理。当洞穴平时为落水洞，雨季期间由于地下河排泄条件不良，暂时又可能转变为上升泉时，也可用此法处理。围墙高度应根据上升泉压力大小和水头高度而定。

13.2.2 路基通过封闭的溶蚀洼地时，往往破坏原有地表水系，有的路堤是直接掩盖了落水洞，造成路基病害。因此，排泄封闭的溶蚀洼地的地表水很重要，应在查清水情的基础上，做好疏导工程，使地表水畅通。当洼地四周地形不高时，可在较低处开挖排水沟；当洼地四周地势较高或开挖排水沟较长时，则可选择适当位置开凿泄水洞，将洼地内的地表水引入邻近沟谷排走。对不可避免受雨季期间积水浸泡的路堤，其浸水部分宜用水稳定性较高的中粗砂、碎石、不易风化的石块等作为填料。

13.2.3 岩溶洞穴包括溶洞、溶沟、溶槽、漏斗等。路基通过岩溶洞穴，安全受到威胁时，对洞穴采取填塞、清除、换填、加固、跨越等措施。

填塞、清除、换填、加固、跨越等措施的内容和使用说明如下：

(1) 填塞：系采用片石、碎石等填料，填入露出地表或埋藏于路基底部的岩溶洞穴，适用于较浅的干涸或水量很小的岩溶洞穴。填筑前，应先清除溶洞的软黏土，铲除洞穴表层溶蚀部分，然后填实，保证其上部荷载传递到稳定岩层中。

(2) 清除换填：洞穴充填物常具有很大的液性指数，作为路基的基底，其承载力往往不能满足设计要求。对不能满足承载力要求的洞穴充填物，应予以清除并换填强度高稳定性好的填料，如碎石、片石等，换填必须填满填实。当路基以下溶洞顶板很薄，而且洞口很小，以至无法进洞清除充填物和换填加固时，可先将顶板炸开，以清除洞内充填物及松散物，再回填片石；对于很深的溶沟、溶槽，当充填物密实时，亦可采取其上部一定厚度

范围内清除，换填碎石，表层用浆砌片石封闭的措施处理。

(3) 加固：为加强岩溶顶板强度，防止坍塌，可采取以下加固措施：

① 洞内加固：为加强岩溶顶板强度，当施工条件较好时，可采用浆砌片石或片石混凝土、钢筋支撑加固。用干砌片石、浆砌片石填塞也能起加固作用。

② 嵌补支顶加固：对于影响路堑边坡稳定的坡面上的岩溶洞穴，可采用洞内片石填塞，洞口用圬工嵌补支顶加固。

③ 对于不大的岩溶洞穴和溶蚀裂隙发育地带以及对于埋藏较深但基岩顶板较薄的溶洞，可采用注浆加固，特别对既有线和增建二线的岩溶病害工点，采用揭盖回填、跨越等措施处理，影响既有线运营安全时，多采用此法，收到良好效果。

(4) 跨越：对于狭小又深的岩溶洞穴，可根据其宽度的大小采用混凝土或钢筋混凝土盖板跨越；对于跨度较大的岩溶洞穴，或需要保持排水者，一般采用桥或涵通过。

13.2.4 路基附近的溶洞，当其顶板不能判断为安全厚度时，距离路基坡脚应有一定距离，若洞口坍塌呈漏斗形，不致危及路基安全，该距离称为路基的安全距离，条文中所提到的计算公式，是以往在工程中按坍塌时的扩散角进行估算时常采用的公式。由于影响的因素较多，在实践中还可以调查参考既有工程的实例确定。

13.2.5 岩溶注浆的整治深度，一般应根据病害发生地区的岩溶地面塌陷的致塌机理和注浆加固的目的来确定。若加固较破碎的岩溶顶板，减缓溶蚀速率，作为路基地基加固深度 10~15m 即可；若为溶蚀发育带，加固深度 5~8m 即可，着重加固基岩面附近，既能充填开口的洞隙，又能固结岩土体，使其形成硬壳，阻隔地下水、下活动，防止坍塌，这也是近年来南昆线、株六线、黎湛线等岩溶病害整治的常用深度。

13.2.6~13.2.7 注浆孔距和注浆段的单位注浆量等与溶蚀发育程度、洞隙、溶缝的连通性和浆液浓度有关，波动范围较大，因

此强调通过现场试验确定。对于空溶洞注浆加固，实践证明，浆液中掺一定量的砂、粉煤灰、石屑等物质，其加固效果很好，且可以节省工程造价。

13.3.1~13.3.3 人工洞穴的种类很多，危害最大的为煤矿采空区，常发生的病害有坍塌、坍塌和沉陷，且病害持续时间长。对埋藏较浅的小型煤矿采空区，可以采用明挖回填的措施；对埋藏较深的坑洞可用洞探方法查清，并进行回填，也可以采用注（压）土浆方法处理。

铁一院在包西线神木至延安北段对煤矿采空区所执行的主要设计原则为：顶板厚度小于5m，采用明挖回填处理；顶板厚度大于5m，但小于30m时，根据其顶板厚度、岩性、开采时间、断面尺寸、开采方式、停采后煤窑的情况等综合分析确定是否处理，处理可采用灌浆、明挖回填、土坯码砌和石块砌筑拱等措施；顶板厚度大于30m时，一般可不作处理；土层厚度宜按其实际厚度的1/2~1/3折减成岩层厚度；灌浆处理其孔间距（沿线路方向）5m，排距8m，梅花型布置，钻探深度为由地面向下至处理煤层下1m。

掏砂坑是西北干旱地区河流阶地上遇到的一种人为坑洞。它是由于当地农民挖取阶地底下的卵石覆盖在农田上，以减少农田的水分蒸发而形成的地下坑道。坎儿井是新疆居民为了引天山雪水灌溉田地所修建的地下水道。

上述人为坑洞仅是人工开挖所留下的空洞。只要在勘测阶段进行访问调查，早发现，妥善处理，则可以避免在施工或运营中发生路基病害。

对埋藏较浅的人为坑洞的处理，可采用开挖、回填、夯实的措施；埋藏较深时，可采用灌土浆、砂浆、混凝土浆等措施。

此外洞穴所产生的沉陷和坍塌，除与上覆岩层或土层的强度不够有关外，还与地下水的波动有关，因此强调了不可以采用引排地下水的措施。

14.1.1 被水浸泡的路基种类繁多、情况各异、很难包罗无遗，

只能择其常见的、对路基安全影响较大的河滩、滨河及滨海路基作一规定，至于穿越洼淀池塘的路基可根据具体情况，参照本章有关部分办理。

14.1.2 河滩、滨河、滨海地段的铁路路基是路基的薄弱环节之一，其原因是多方面的，但主要的是除对水文地质条件难以准确掌握之外，是人为地过多挤压河床、不适当地压缩桥长，严重影响水流顺利通过，破坏了大自然的规律。因此强调选线时应避免过多的挤压河床和压缩桥长。

14.1.3 填料和地基为粉土或砂类土的路堤，当两侧水头差较高时，易产生管涌现象，导致路基失稳或破坏。产生管涌的水头高度与土质、停滞时间、渗流径路长短有关，一般是通过计算确定，对重大工程才进行模型试验。防止管涌的计算参数有时难以准确确定，因此在设计时，应优先考虑减小水头差的高度，消除管涌产生的条件，一般是通过扩大或增设过水建筑物来实现，有困难时才考虑防治措施。如截堵或延长渗流径路，放缓外侧边坡，增设护道或设置防渗措施等。

14.2.1 浸水深度及浸泡时间对路基的稳定性影响很大，浸水越深、时间越长、危害越大，所以当水深较小、浸泡时间较短时，可采取放缓边坡，反之宜采用护道。护道顶面高程及变坡点不得低于防护高程。

若当地水稳性较好的路基填料来源丰富，造价便宜，以采用单一的水稳性较好的填料为宜，只有在困难时，为了降低造价才采用两种或两种以上的填料。由于两种材料性质不同，接触面处边坡易产生冲蚀和剥落，故在接触面处设不小于0.5m宽的平台，以保护上部边坡的稳定。当上下部填料粒径相差过大，细颗粒容易渗入下部时，应设隔离垫层，其材料可用碎石或砂卵石，其厚度一般为0.3~0.5m。当上述材料困难时，也可采用土工布。只有在水稳性较好的材料来源极为困难时，方可采用包填的断面形式。

14.3.3 波列累积频率是指波列中某个波浪要素（如波高）不小

于某一数值的波浪个数占该波浪波列总个数的百分数。各类建筑的设计坡高累计频率系根据《铁路工程水文勘测设计规范》(TB10017—99)规定列出的。

14.3.4 港区铁路采用的设计潮位频率一般为 $1/50$ ，与Ⅲ级铁路等标准同。当滨海铁路等级高于Ⅲ级铁路时，就会出现断高，此时应在滨海路基的一定区段内设置过渡段，逐渐降低路肩高程，使之与港区铁路平顺相接，但必须采取可靠的防浪措施。为保证不产生越浪，一般可采用防浪墙。

14.3.5 斜坡式断面形式与一般路基断面形式一致，易于衔接，且施工及养护方便，故只有在有使用要求或条件限制时才采用直墙式断面。

14.3.6 滨海路基的边坡坡率，因波浪作用远较滨河路基为大，所以外海侧应缓于内海侧，坡石护面的稳定性较人工护面低，故其边坡坡率亦应相应放缓，堤头部分临空面多于堤身，抗御波浪能力相应较差，故应缓于堤身部分。

14.3.8 护坡垫层是护坡面层的基础，基础强度不够，也会导致面层失稳，所以对垫层的重量和厚度都作了规定。根据《港口工程技术规范》，护坡垫层石块重量不应小于护坡块石重量的 $1/20 \sim 1/40$ ，厚度一般为 2 倍护坡厚度。

14.3.9 为了保证护坡基础稳固，一般均在外海侧设抛石棱体。为了施工方便，抛石棱体顶面应高出施工水位。

14.3.10 为了防止波浪对基底的掏刷，一般在外海侧设置护底石。当内海侧水面较宽，亦有较大风浪时，也应设置护底石，但其宽度应小于外海侧，护底石的宽度一般为 $5 \sim 10\text{m}$ ，视波浪大小及地基土而定。当地基为细粒土时，尚应设置厚度不小于 0.3m 的碎石垫层。

15.1.1~15.1.2 沿水库边岸或跨越其支沟、支流修筑铁路时，由于水库水位升降、波浪侵袭、地下水壅升、坍岸，水流冲刷、淤积等因素对库岸和路基的破坏作用，及库水浸泡、渗透对库岸地基和路基本体强度的影响，在设计时应根据这些不利因素，分

清主次，采取相应的加固防护措施。

水库路基的路肩高程见《铁路路基设计规范》(TB10001)有关规定。

15.2.1 水库蓄水后，随地下水壅升、水位升降变化、波浪的动力作用及库岸地层浸水后性质的变化，破坏了既有边坡的稳定，使库岸发生磨蚀、坍塌、滑坡等变形。根据工程建筑物的具体位置，应对库岸作出稳定性评价。当危及建筑物安全时，则应对库岸或路基进行防护加固。

进行库岸稳定性分析，主要考虑以下三个方面：

(1) 根据库岸地层、地质构造、岩性和岸坡坡率大小，预测坍岸的可能性、坍岸大小和规模及可能出现的其他不良地质现象。

(2) 对水库回水范围内，因水流受阻而使流速变缓，导致大量泥沙下沉而淤积。水库淤积对水库蓄水、水库的抗洪能力是不利的，但对库岸起到了保护作用，特别是含沙量大的河流，淤积的速度很快，进行库岸稳定性分析时，宜充分考虑水库淤积的有利因素，避免造成不必要的浪费。

(3) 水库蓄水后，地下水位相应雍升，破坏了既有的水文地质环境，有可能使地基承载力降低，并在铁路运营后易造成路堑和低路堤的翻浆冒泥现象。黄土地区，进行铁路勘测设计时，应注意地下水雍升对库岸稳定和铁路地基的影响。

15.2.2 对于跨越支沟的路堤，支沟中水位高出水库水位较大时，路基体内将产生稳定渗流，若其上下游的水位差不显著，在水库泄水或洪水来临时，水位骤然变化将在路基体内产生不稳定渗流。水库水位下降幅度和时间的变化比较复杂，一般认为当土体的渗透系数 $K \geq 0.001 \text{ cm/s}$ 、水位消落速度小于 1 m/d 时为缓降，而大于 3 m/d 时为骤降。当水库水位骤然下降时，路堤内侧的水向库区渗流，对水库侧的边坡产生渗透压力和冲蚀作用；当水位上升时，库区的水向路堤渗流，对外侧边坡产生渗透压力和冲蚀作用。

路堤失稳情况大多发生在水位骤降时，检算时一般采用假定破裂面为圆弧面的条分法，但必须计入浸水部分土体重度和强度指标的变化。在淤积快的水库区，由于蓄水初期为危险期，这时没有淤积物或淤积物很少，检算路堤稳定性时，不考虑将来淤积后增加的路堤抗滑能力。

路堤体内的渗透变形主要为管涌和流土。对水库路基应从土的不均匀系数、颗粒直径、土体的密实度和渗透系数及路堤体内的渗透速度、渗透压力等因素分析其渗透破坏作用。

15.3.1 由于水库坍岸而危及水库路基的安全和稳定时，可视实际情况，对水库路基进行直接防护和间接防护。间接防护包括对水库坍岸的防护或对水库坍岸和水库路基同时防护。

15.3.2 路堤在渗透压力作用下，一方面降低了路堤边坡的稳定性，同时还可能产生管涌和流土现象，不利于路堤的稳固。因此施工时应注意对路堤的填土进行压实，宜选用级配良好的渗水土作填料。对于非渗水土填料，应严格控制填土的压实度。为防止管涌和流土现象，在路堤下游坡脚附近，可设置较厚的反滤层及基底的护底铺盖。

15.3.3 水库地区路堤在浸水初期沉降变形剧烈，尤其用黄土和易崩解的泥质岩石作为填料时更为显著。沉降量过大将直接影响行车安全并将增大养护维修的困难。因此，除采取减少沉降的措施（如压实地基、提高填土的压实系数，用渗水土填料等）外，设计时可考虑另加预留沉降量，加宽路基面的办法解决。

另加的预留沉降量，可根据试验资料计算，或借鉴于类似条件的沉降观测资料。对黄土和易崩解的泥质岩石水库路堤可考虑另加路堤高的2%~3%做为预留沉降量。

15.3.4 路基边坡防护

1 防护建筑物顶面高程为按铁路设计的洪水频率计算的设计水位加波浪侵袭高加壅水高度加安全值0.5m，由于大型水库的安全性比铁路的影响更大，铁路设计洪水频率往往低于水库设计洪水频率，当铁路设计水位低于水库正常高水位时，为确保路

基稳定、安全，应采用水库正常高水位作为设计水位。底面高程为水库设计低水位减波浪影响深度（可采用2~2.5倍低水位时的波浪高）。当有封冰和流冰时，此下限应低于冰盖层的下缘。波浪影响深度，根据官厅水库实测资料及有关其他参考资料，约为波浪高的2~2.5倍。

2 据调查，各地一些已成土坝所设计的边坡坡率均在1:2~1:3范围内。因此，边坡高度小于20m者，其边坡坡率可选用1:2~1:3来检算。

3 库区路堤浸水部位的坡面，一般以防止波浪侵袭破坏作用为主，而水库上游地段，因库水下泄后流速增大，尚需考虑水流的冲刷作用。

在防护范围内应设置较强的防护建筑物，用以抵抗波浪的侵袭作用。防护类型宜用柔性结构，以适应库区浸水路堤沉降量大而快的特点。据对多数已成水库的调查，浸水路堤和土坝迎水坡面皆采用干砌片石或各种类型的混凝土块板铺砌而成。在防护建筑物与土体之间应做好反滤层，防止土粒流失。

4 水库地区浸水路堤，一般应在防护建筑物顶面设置宽度不小于2m的平台，这是考虑了水库地区浸水路堤一旦损坏，修复困难，影响面广等情况，有了2m宽的平台，就可以增强其稳定性，便于维修工作，加之浸水路堤的沉降量难以事先准确确定，运营期间若路堤沉降较大，需要进行路堤的加高加宽时，可由平台开始向上帮宽路基，而不影响原有防护建筑物。

15.3.5 软土地基的处理可按本规范软土路基的有关规定进行，对湿陷性黄土地基，可预先浸水使其自行湿陷，或用强夯法加固地基土层。对设在饱和粉细砂地基上高度小于2.5m的低路堤，应考虑列车振动液化问题。

如地基砂层的天然密度小于振稳密度，则需考虑如下措施：如有条件可抬高线路以提高路堤高度，或路堤顶部填筑高阻尼的黏性土，或用挤密砂桩加密饱和松砂地基。

15.4.1 水库蓄水后，库岸地层物理力学性质的变化及波浪等对

水库边岸的冲刷、磨蚀，库岸将产生滑动、坍塌等变形现象，当建筑物距水库较近时，库岸变形将影响建筑物的稳定。

水库坍岸的快慢，视库岸土质及其所在位置的不同而异。例如受主导风向作用的库岸，坍势比背风向的重；浸水深的库岸，坍势比浸水浅的重；高陡的库岸，坍势比低缓的重，具体应根据线路位置离开库岸远近的不同及上述不同因素综合考虑，区别缓急，分期投资。对坍势较重，近期将威胁路基安全的地段，在新建时应做好库岸的防护工程。

水库蓄水后，流速减小，从水库上游及支沟携带下的砂土将在水库中逐渐沉积。对水库路基有影响的是水库岸边淤积，而其沉积，一般最易发生在水库上游老河床及漫滩、支沟沟口，河湾凸出一侧或突出岸嘴的下游。在这些淤积迅速的地段，防护建筑物开始能发挥其应有的作用，但淤积后防护建筑将被掩埋而失去作用，使用时间较短。可尽量采用轻型的临时措施，以节省投资。

15.4.2 水库坍岸的防护高度与水库路基的防护高度有所不同。由于水库坍岸主要是由常水位时的波浪力对库岸的冲刷、磨蚀作用而产生的，故采用水库正常高水位作为控制防护建筑物的顶面高程，一般取水库正常高水位加波浪侵袭高加0.5m安全高来做为水库坍岸的防护顶面高程，但根据设防意图，亦可采用水库正常高水位或低于该水位。

15.4.3 水库坍岸的防护类型应根据地形、地质条件、设计水位波速、流速等情况确定，通常采用干砌片石护坡、挡土墙、堆石（抛石、片石垛）等工程措施，视工程条件合理运用。如黄河中游某水库在洪水时期的水库坍岸抢险中，采用石笼防护，在枯水期则视需要采用挡土墙及干砌片石护坡防护，对有抗冲刷要求的特殊建筑物（如水库码头）可采用浆砌片石护坡防护。