

ICS 27.140

P 59

备案号: J763—2007

**DL**

**中华人民共和国电力行业标准**

**P**

**DL/T 5395 — 2007**

代替 SDJ 218 — 1984

---

# **碾压式土石坝设计规范**

**Design specification for rolled earth-rock fill dams**

2007-12-03 发布

2008-06-01 实施

---

**中华人民共和国国家发展和改革委员会 发布**

## 目 次

前言·	·III
1 范围·	·1
2 规范性引用文件·	·2
3 术语和符号·	·3
3.1 术语·	·3
3.2 主要符号·	·7
4 总则·	·12
5 枢纽布置和坝型选择·	·13
5.1 坝轴线·	·13
5.2 泄水和引水建筑物·	·13
5.3 坝型选择·	·14
6 筑坝材料选择与填筑碾压要求·	·15
6.1 筑坝材料选择·	·15
6.2 填筑碾压要求·	·18
7 坝体结构·	·21
7.1 坝体分区·	·21
7.2 坝坡·	·21
7.3 坝顶超高·	·22
7.4 坝顶构造·	·23
7.5 防渗体·	·24
7.6 反滤层、垫层和过渡层·	·25
7.7 坝体排水·	·27
7.8 护坡·	·29
7.9 坝面排水·	·31
8 坝基处理·	·32

## DL/T 5395 — 2007

8.1	一般要求 .....	32
8.2	坝基表面处理 .....	32
8.3	砂砾石坝基的渗流控制 .....	34
8.4	岩石坝基处理 .....	40
8.5	易液化土、软黏土和湿陷性黄土坝基的处理 .....	42
9	坝体与其他建筑物的连接 .....	44
10	土石坝的计算分析 .....	45
10.1	渗流计算 .....	45
10.2	渗透稳定计算 .....	46
10.3	抗滑稳定计算 .....	47
10.4	应力和变形计算 .....	52
11	分期施工与扩建加高 .....	54
11.1	分期施工 .....	54
11.2	扩建加高 .....	55
12	安全监测设计 .....	57
12.1	一般规定 .....	57
12.2	监测项目 .....	58
12.3	监测资料整编分析 .....	60
附录 A (规范性附录)	波浪和护坡计算 .....	61
附录 B (规范性附录)	反滤层设计 .....	72
附录 C (规范性附录)	土的渗透变形判别 .....	76
附录 D (规范性附录)	坝体和坝基内孔隙压力的估算 .....	80
附录 E (规范性附录)	抗滑稳定分析 .....	83
附录 F (资料性附录)	抗滑稳定分项系数设计法 .....	90
附录 G (规范性附录)	沉降计算 .....	97
条文说明	.....	105

## 前 言

本标准是根据《国家发展改革委办公厅关于下达 2003 年行业标准项目补充计划的通知》（发改办工业〔2003〕873 号）的要求，对 SDJ 218—1984《碾压式土石坝设计规范》进行修订的。

SDJ 218—1984 于 1984 年由水利电力部首次颁发实施。随后鲁布革、天生桥一级、小浪底等高土石坝建成，瀑布沟、水布垭、糯扎渡等世界一流土石坝工程正在建设中，积累了大量工程经验；同时，通过“六五”、“七五”、“八五”、“九五”国家科技攻关，以及对上述工程和洪家渡、三板溪、公伯峡等项目的研究，土石坝筑坝新技术有了长足的发展。为使土石坝设计更符合技术先进、经济合理的要求，对 SDJ 218—1984 进行修订是十分必要的。

在修订过程中，开展了《碾压式土石坝稳定分析可靠度理论研究》、《分散性黏土筑坝的可行性》、《波浪和护坡计算》及《稳定计算方法与安全系数标准》等专题研究工作，为修订奠定了坚实的基础。

本标准是对 SDJ 218—1984 进行修订，主要修订内容如下：

- 增加了范围、规范性引用文件、术语和符号三章；
- 补充了重型击实试验压实度标准，规定了黏性土料新的压实度标准；
- 增加了坝坡陡于 1:1.5 的波浪爬高计算；
- 取消了基岩灌浆帷幕厚度按渗透允许坡降计算的设计方法；
- 增加了保护黏性土反滤层设计的方法；
- 增加了土的渗透变形判别标准；
- 大坝抗滑稳定计算，增加了采用概率极限状态设计原则，以分项系数设计表达式的设计方法（可靠度法），作为



资料性附录；

- 规定了抗剪强度指标均采用小值平均值的取值方法，并对防渗土料和粗粒料试验组数分别提出了要求；
- 规定了面板堆石坝粗粒料抗剪强度应采用非线性指标，土质防渗体坝、沥青混凝土面板或心墙坝及土工膜斜墙或心墙坝粗粒料抗剪强度亦可采用非线性指标；
- 抗滑稳定计算规定以计及条块间作用力的方法为主，并以有效应力法为基本方法；
- 抗滑稳定计算的荷载组合分为正常、非常和正常加地震三种运用工况。

本标准附录 A、附录 B、附录 C、附录 D、附录 E、附录 G 为规范性附录，附录 F 为资料性附录。

本标准由中国电力企业联合会提出。

本标准由电力行业水电规划设计标准化技术委员会归口并负责解释。

本标准主要起草单位：中国水电顾问集团西北勘测设计研究院。

本标准参加起草单位：武汉大学。

本标准主要起草人：张发中、陈洪天、侯建国、党振虎、苗喆、王伟、陈树莲、安旭文。

本标准在执行过程中的意见或建议反馈至中国电力企业联合会标准化中心（北京市白广路二条一号，100761）。

## 1 范 围

本标准规定了碾压式土石坝的设计原则、技术要求和计算方法等。

本标准适用于水电工程中 1 级、2 级、3 级坝高 200m 以下碾压式土石坝的设计，4 级、5 级碾压式土石坝可参照使用。对于 200m 以上的高坝应进行专门研究。

## 2 规范性引用文件

下列文件中的条款通过本标准的引用而成为本标准的条款。凡是注日期的引用文件，其随后所有的修改单（不包括勘误的内容）或修订版均不适用于本标准，然而，鼓励根据本标准达成协议的各方研究是否可使用这些文件的最新版本。凡是不注日期的引用文件，其最新版本适用于本标准。

GB 50123	土工试验方法标准
GB 50199	水利水电工程结构可靠度设计统一标准
GB 50201	防洪标准
GB 50287	水利水电工程地质勘察规范
GB 50290	土工合成材料应用技术规范
DL/T 5016	混凝土面板堆石坝设计规范
DL/T 5057	水工混凝土结构设计规范
DL 5073	水工建筑物抗震设计规范
DL 5077	水工建筑物荷载设计规范
DL 5148	水工建筑物水泥灌浆施工技术规范
DL 5180	水电枢纽工程等级划分及设计安全标准
DL/T 5355	水电水利工程土工试验规程
DL/T 5356	水电水利工程粗粒土试验规程
DL/T 5388	水电水利工程天然建筑材料勘察规程
SLJ 01—88	土石坝沥青混凝土面板和心墙设计准则

### 3 术语和符号

#### 3.1 术 语

##### 3.1.1

**土石坝 earth-rock fill dam**

用土、砂、砂砾石、卵石、块石、风化岩等当地材料填筑而成的坝。

##### 3.1.2

**碾压式土石坝 rolled earth-rock fill dam**

将土石料分层填筑并压实而成的土石坝。

##### 3.1.3

**均质坝 homogeneous earth dam**

坝体断面不分防渗体和坝壳，绝大部分由一种防渗土料组成的坝。

##### 3.1.4

**土质防渗体分区坝 zoned earth rockfill dam with impervious soil core**

坝体断面由土质防渗体及若干透水性不同的土石料分区构成，可分为直心墙坝、斜心墙坝、斜墙坝以及其他不同形式的土质防渗体分区坝。

##### 3.1.5

**非土质材料防渗体分区坝 zoned earth rockfill dam with non-soil impervious core**

防渗体由混凝土、沥青混凝土或土工膜（含复合土工膜）等组成，而其余部分由土石料构成的坝。防渗体在上游面的称为面板坝，在坝体中央的称为心墙坝。

3.1.6

坝轴线 **dam axis**

代表坝平面位置的一根横断河谷的线，土石坝一般用坝顶中心线。

3.1.7

坝长 **dam length**

坝顶两端之间沿坝轴线的长度。

3.1.8

坝高 **dam hight**

土石坝的坝高是指从大坝防渗体（不含混凝土防渗墙、灌浆帷幕、截水槽等坝基防渗设施）底部或大坝轴线部位的建基面至坝顶（不含防浪墙）的高度，取其大者。

3.1.9

坝顶 **dam crest**

坝体的顶面。

3.1.10

坝底 **dam base**

坝体与河床基面（除局部深槽）的接触面。

3.1.11

坝坡 **dam slope**

坝体上、下游面的坡度。

3.1.12

戽台（马道） **berm**

为适应施工、观测、检修和交通的需要而在土石坝坝坡适当部位设置的具有一定宽度的平台。

3.1.13

防浪墙 **wave wall**

为防止波浪翻越坝顶而在坝顶挡水前沿设置的墙体。

## 3.1.14

无黏性土 **cohesionless soil**

黏粒（粒径小于 0.005mm）含量（质量）不大于 3%、塑性指数不大于 3、颗粒间不具有黏结力的土。

## 3.1.15

碎（砾）石土 **debris (gravelly) soil**

粒径大于 5mm 颗粒的质量占总质量的 20%~60% 的宽级配砾类土。

## 3.1.16

膨胀土 **expansive soil**

富含亲水矿物并具有明显吸水膨胀与失水收缩特性的高塑性黏土。

## 3.1.17

分散性黏土 **dispersive clay**

在低含盐量水中（或纯净水中）离子相互的排斥力超过了相互吸引力，导致土体的颗粒分散的黏性土。

## 3.1.18

软黏土 **soft clay**

天然含水率大，呈软塑到流塑状态，具有抗剪强度低，压缩性大，透水性小，灵敏度高的黏土。一般采用以下标准评定：液性指数  $I_L \geq 0.75$ ；无侧限抗压强度  $q_u \leq 50\text{kPa}$ ；标准贯入击数  $N_{63.5} \leq 4$ ；灵敏度  $S_t \geq 4$ 。

当  $I_L \geq 1.0$ ，孔隙比  $e_0 \geq 1.5$  为淤泥；

当  $I_L \geq 1.0$ ， $1.0 \leq e_0 \leq 1.5$  为淤泥质土。

## 3.1.19

有机质土 **organic soil**

含一定量有机质呈浅灰至深灰色，有臭味，压缩性高的黏土或粉土。按有机质含量  $q$  的大小可细分为有机质土（ $5\% \leq q < 10\%$ ）、泥炭土（ $10\% \leq q < 60\%$ ）和泥炭（ $q \geq 60\%$ ）。

3.1.20

**湿陷性黄土 collapsible loess**

主要由粉粒组成，呈棕黄或黄褐色。富含可溶盐，具有大孔隙结构或垂直节理。在天然不饱和状态下有较高的抗剪强度和承载力；浸水时，其天然结构迅速破坏，在一定压力作用下发生明显的附加下沉，称黄土的湿陷性。在自重作用下发生湿陷的称自重湿陷性黄土。在外荷载作用下发生湿陷的称非自重湿陷性黄土。

3.1.21

**红黏土 laterite**

石灰岩或其他熔岩经风化后形成的富含铁铝氧化物的褐红色粉土或黏土。

3.1.22

**不连续级配土 gap-graded soil**

由于土中缺乏某一范围的粒径而使粒径分布曲线上至少有一个以上的粒径级的颗粒含量小于或等于 3% 的平缓段的土。

3.1.23

**喀斯特（岩溶） karst**

地表水和地下水对可溶性岩石的溶蚀作用所产生的地质现象。

3.1.24

**硬岩 hard rock**

饱和和无侧限抗压强度大于等于 30MPa 的岩石。

3.1.25

**软岩 weak rock**

饱和和无侧限抗压强度小于 30MPa 的岩石。

3.1.26

**流土 soil flow**

在渗流作用下，局部土体表面隆起、顶穿或粗细颗粒同时浮动而流失的现象。

## 3.1.27

**管涌** **piping**

土体中的细颗粒在渗流作用下从骨架孔隙通道流失的现象。

## 3.1.28

**接触冲刷** **erosion on contact surface**

渗流沿着两种渗透系数不同土层的接触面流动时，沿层面带走细颗粒的现象。

## 3.1.29

**接触流失** **soil flow on contact surface**

渗流垂直于渗透系数相差较大的两相邻土层流动时，将渗透系数较小的土层中的细颗粒带入渗透系数较大的土层中的现象。

## 3.1.30

**压实度** **degree of compaction**

填土压实的干密度相应于试验室在一定击实功能下试验所得最大干密度的百分率。

## 3.2 主要符号

下列符号适用于本标准。

## 3.2.1 材料性能。

$\tau$  ——土体抗剪强度；

$c'$  ——有效应力抗剪强度凝聚力（标准值）；

$\phi'$  ——有效应力摩擦角（标准值）；

$\phi_0'$  ——一个大气压力下的有效应力摩擦角；

$\Delta\phi'$  —— $\sigma_3'$  增加一个对数周期下  $\phi'$  的减小值；

$c_u$  ——不排水剪总强度凝聚力；

$\phi_u$  ——不排水剪总强度摩擦角；

$c_{cu}$  ——固结不排水剪总强度凝聚力；

$\phi_{cu}$  ——固结不排水剪总强度摩擦角；

$\phi$  ——总强度摩擦角；



- $\phi_0$  ——一个大气压力下的摩擦角;
- $\Delta\phi$  —— $\sigma_3$  增加一个对数周期下  $\phi$  的减小值;
- $p_a$  ——大气压力;
- $G_s$  ——土粒比重;
- $n$  ——土的孔隙率;
- $n_e$  ——大坝无黏性填土(砂壳)的有效孔隙率;
- $C_u$  ——土的不均匀系数;
- $I_L$  ——土的液性指数;
- $q_u$  ——土的无侧限抗压强度;
- $N_{63.5}$  ——土的标准贯入击数;
- $S_t$  ——土的灵敏度;
- $e$  ——土的孔隙比;
- $\bar{B}$  ——土的孔隙压力系数;
- $k$  ——土的渗透系数;
- $\mu$  ——土的泊松比;
- $\varepsilon_v$  ——土的体应变;
- $G$  ——土的剪切模量;
- $\gamma$  ——土的容重;
- $\gamma_w$  ——水的容重;
- $C_v$  ——饱和土体的固结系数;
- $C'_v$  ——非饱和土体的消散系数;
- $J_{cr}$  ——土的临界水力坡降;
- $J$  ——灌浆帷幕的允许坡降;
- $\rho_w$  ——水的密度;
- $\rho_k$  ——石块的密度;
- $\rho_c$  ——混凝土板的密度;
- $P_c$  ——土的细颗粒含量;
- $D_i$ 、 $d_i$  ——小于该粒径的含量占总土重  $i\%$  的颗粒粒径;
- $d_f$  ——粗细粒的区分粒径。

## 3.2.2 作用及作用效应。

 $\sigma_1$  ——大主总应力； $\sigma_3$  ——小主总应力； $u$  ——孔隙压力； $u_0$  ——起始孔隙压力，或水库水位降落前的孔隙压力； $\sigma$  ——法向总应力； $\sigma'$  ——法向有效应力； $\sigma'_c$  ——库水位降落前的法向有效应力； $W$ 、 $dW$  ——土条重力、土条重力设计值； $Q$  ——地震水平惯性力； $V$  ——地震垂直惯性力； $M_C$  ——地震水平惯性力对圆心的力矩； $M_e$  ——地震水平惯性力对土条底部中点的力矩； $P$  ——作用于土条侧向抗滑（或下滑）力； $P_z$  ——波浪最大压力强度； $p$  ——各点的竖向应力； $p_{\max}$  ——坝基内计算土层面上的最大竖向应力； $q$  ——矩形或三角形分布荷重，或坡顶的外部竖向荷载； $R$  ——坝体自重合力； $g$  ——重力加速度。

## 3.2.3 几何特征。

 $R$  ——圆弧半径； $b$  ——土条宽度，或沿坝坡向混凝土板长； $dx$  ——土条宽度； $\alpha$  ——条块重力线与通过此条底面中点的半径之间的夹角，或射线与主射线的夹角； $\beta$  ——土条侧面的合力与水平方向的夹角，或计算风向与大坝轴线法线的夹角； $B$  ——坝底宽度；

$Y$  ——坝基可压缩层厚度;  
 $m$  ——大坝坝坡坡率;  
 $D$  ——石块的换算球形直径;  
 $D_{50}$  ——石块的平均粒径。

### 3.2.4 计算参数。

$Y$  ——坝顶超高;  
 $e$  ——风壅水面高度;  
 $R$  ——波浪在坝坡上的爬高;  
 $A$  ——坝顶安全超高;  
 $R_m$  ——波浪平均爬高;  
 $R_P$  ——累积频率为  $P$  的爬高;  
 $P$  ——风浪高的累积频率, %;  
 $D$  ——风区长度;  
 $D_e$  ——等效风区长度;  
 $W$  ——计算风速;  
 $W_{10}$  ——水面上空 10m 高度处 10min 的平均风速;  
 $W_z$  ——水面上空  $Z$  高度处 10min 的平均风速;  
 $H_m$  ——水域平均水深;  
 $H$  ——大坝迎水面前水深、设计水头;  
 $L_m$  ——波浪的平均波长;  
 $T_m$  ——波浪的平均波周期;  
 $h_s$  ——有效波高;  
 $h_m$  ——平均波高;  
 $h_P$  ——累积频率为  $P\%$  的波高;  
 $T$  ——帷幕厚度;  
 $t$  ——砌石、堆石、混凝土板护坡厚度, 或排水盖重层厚度, 或时间;  
 $Q$  ——石块的质量;  
 $Q_{50}$  ——石块的平均质量;

$Q_{\max}$ 、 $Q_{\min}$ ——石块的最大、最小质量；

$U_x$ 、 $U_z$ —— $x$ 、 $z$ 方向的位移；

$y$ ——坝基内计算点位于坝基面下的深度；

$h_e$ ——地震水平惯性力到土条底面中点的垂直距离。

### 3.2.5 分项系数极限状态设计。

$\gamma_0$ ——结构重要性系数；

$\psi$ ——设计状况系数；

$S(\cdot)$ ——作用效应函数；

$R(\cdot)$ ——结构抗力函数；

$G_K$ ——永久作用的标准值；

$\gamma_G$ ——永久作用的分项系数；

$Q_K$ ——可变作用的标准值；

$A_k$ ——偶然作用代表值；

$\gamma_Q$ ——可变作用的分项系数；

$a_K$ ——几何参数的标准值；

$\gamma_c$ ——土体抗剪强度凝聚力的材料性能分项系数；

$\gamma_f$ ——土体抗剪强度摩擦系数的材料性能分项系数；

$\gamma_d$ ——结构系数；

$\gamma_R$ ——土条的相当安全系数；

$\rho_c$ ——土条的凝聚力与摩擦力的比值。

## 4 总 则

4.0.1 为规范水电工程碾压式土石坝的设计，使其符合工程安全、经济合理、技术先进、确保质量的要求，特制定本标准。

4.0.2 土石坝按其高度可分为低坝、中坝和高坝。高度 30m 以下为低坝，高度 30m~100m 为中坝，高度 100m 及以上为高坝。

4.0.3 碾压式土石坝的级别，应根据 DL 5180 中的有关规定确定。

4.0.4 土石坝在正常和非常运用条件的荷载组合情况下，应满足稳定、渗流、变形以及规定的坝顶超高等要求。

4.0.5 土石坝设计条件可分为：

1 正常运用条件。

1) 水库水位处于正常蓄水位和设计洪水位与死水位之间的各种水位的稳定渗流期。

2) 水库水位在上述范围内经常性的正常降落。

3) 抽水蓄能电站的水库水位的经常性变化和降落。

2 非常运用条件 I。

1) 施工期。

2) 校核洪水位有可能形成稳定渗流的情况。

3) 水库水位的非常降落，如自校核洪水位降落、降落至死水位以下，以及大流量快速泄空等。

3 非常运用条件 II。

正常运用条件遇地震。

4.0.6 采用土工膜、沥青混凝土和混凝土作为防渗体材料时，应按照 GB 50290—1998、SLJ 01—88 和 DL/T 5016 的规定执行。

4.0.7 碾压式土石坝设计除应符合本标准外，尚应符合国家和行业现行有关标准的规定。

## 5 枢纽布置和坝型选择

### 5.1 坝 轴 线

5.1.1 坝轴线应根据坝址区的地形地质条件、坝型、坝基处理方式、枢纽中各建筑物（特别是泄洪建筑物）的布置和施工条件等，经多方案的综合技术经济比较确定。

5.1.2 坝轴线宜采用直线。当采用折线时，在转折处宜布置曲线段。地震区坝的坝轴线布置应按 DL 5073 的有关规定执行。

5.1.3 当坝址处存在喀斯特、大断层或软黏土等不良地质条件时，应研究避开的可能性。

### 5.2 泄水和引水建筑物

5.2.1 枢纽中的泄水建筑物应能满足工程需要的运用条件和要求。建筑物运用应灵活可靠，其泄洪能力应满足宣泄设计洪水、校核洪水要求，并应满足水库排沙、排污和排冰的要求。宜研究设置放空设施的必要性。

5.2.2 泄水建筑物的布置和结构型式，应根据地形、地质条件和泄洪规模、水头大小和防沙要求等综合比较后选定。可采用开敞式溢洪道和隧洞。在地形有利的坝址，宜以开敞式溢洪道为主要泄洪建筑物。在布置开敞式溢洪道确有困难时，也可采用进口为开敞式，下接明流隧洞（溢洪洞）的形式。

5.2.3 泄水和引水建筑物进、出口的边坡应是稳定的。其附近的坝坡和岸坡，应有可靠的防护措施。出口应采取妥善的消能措施，并应使消能后的水流离开坝脚一定距离。

5.2.4 泄水建筑物宜布置在岸边岩基上。对高、中坝不应采用布置在软基上的坝下埋管型式。低坝采用软基上埋管时，应进行论

证。在地震区的坝，采用坝下埋管时应按 DL/T 5073 的有关规定执行。

### 5.3 坝 型 选 择

5.3.1 碾压式土石坝可在以下三种基本型式中选择：

- 1 均质坝。
- 2 土质防渗体分区坝。
- 3 非土质材料防渗体分区坝。

5.3.2 坝型选择应综合考虑下列因素，经技术经济比较确定：

1 坝址区河谷地形、坝址基岩、覆盖层特征及地震烈度等基本地形地质条件。

2 筑坝材料的种类、性质、数量、位置和开采运输条件，以及枢纽建筑物开挖渣料的利用。

3 施工导流、施工进度与分期、填筑强度、气象条件、施工场地、运输条件和初期度汛等施工条件。

4 坝高：高坝宜研究比较心墙堆石坝和混凝土面板堆石坝；低坝多采用均质坝。

5 枢纽布置、坝基处理以及坝体与泄水、引水建筑物等的连接。

6 运行条件：如对渗漏水量要求，上、下游水位变动情况，分期建设等。

7 大坝及枢纽的工程量、工期和造价。

5.3.3 1 级、2 级低坝与 3 级及其以下的中坝，经过论证可采用土工膜防渗体。

5.3.4 坝轴线较长的土石坝根据地形、地质及料场的具体条件，可分段采用不同坝型，在坝型变化处应设置渐变段。

## 6 筑坝材料选择与填筑碾压要求

### 6.1 筑坝材料选择

6.1.1 筑坝土石料调查和土工试验应分别按照 DL/T 5388、DL/T 5355、DL/T 5356 及 GB 50123 的有关规定，查明坝址附近各种天然土石料的性质、储量和分布，以及枢纽建筑物开挖料的性质和可利用的数量。

6.1.2 在当地有多种适于筑坝的土石料时，应进行技术经济比较后选用。筑坝土石料选择应遵守下列原则：

- 1 具有或经加工处理后具有与其使用目的相适应的工程性质，并具有长期稳定性。
- 2 就地、就近取材，减少弃料，少占或不占农田，并优先考虑枢纽建筑物开挖料的利用。
- 3 便于开采、运输和压实。
- 4 对植被破坏和环境影响较小，便于采取措施保护、恢复水土资源。

6.1.3 料场或枢纽建筑物的开挖料，除沼泽土、膨润土和地表土不宜采用外，其他均可直接作为筑坝材料，或经处理后使用于坝的不同部位。

6.1.4 防渗土料碾压后应满足下列要求：

- 1 渗透系数：均质坝，不大于  $1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ ；心墙和斜墙，不大于  $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 。
- 2 水溶盐含量（指易溶盐和中溶盐，按质量计）不大于 3%。
- 3 有机质含量（按质量计）：均质坝，不大于 5%；心墙和斜墙，不大于 2%。
- 4 有较好的塑性和渗透稳定性。



5 浸水与失水时体积变化小。

若有不满足时，可从满足渗流、稳定、变形要求等方面进行专门论证。

6.1.5 以下几种黏性土作为坝的防渗体填筑料时，应进行专门论证。并应根据其特性采取相应的措施。

- 1 塑性指数大于 20 和液限大于 40% 的冲积黏土。
- 2 膨胀土。
- 3 开挖、压实困难的干硬黏土。
- 4 冻土。
- 5 分散性黏土。

6.1.6 红黏土可用作坝的防渗体。用于高坝时，应对其压缩性进行论证。

6.1.7 湿陷性黄土或黄土状土，作为土石坝的防渗体时，应具有适当的填筑含水率与压实密度，并应注意做好反滤。

6.1.8 用于填筑防渗体的砾石土（包括人工掺合砾石土），粒径大于 5mm 的颗粒含量不宜超过 50%，最大粒径不宜大于 150mm 或铺土厚度的 2/3，0.075mm 以下的颗粒含量不应小于 15%，且  $<0.005\text{mm}$  的颗粒含量不宜小于 8%。填筑时应避免发生粗料集中架空现象。当  $<0.005\text{mm}$  的颗粒含量小于 8% 时，应作专门论证。

6.1.9 当采用含有可压碎的风化岩石或含有软岩的砾石土作防渗料时，应按碾压后的级配状况确定其物理力学性质和参数。

6.1.10 用膨胀土作为土石坝防渗料时，填筑含水量应采用最优含水率的湿侧，并应有足够的非膨胀土盖重层，使盖重层产生的约束应力足以制约其膨胀性。

6.1.11 反滤料、垫层料、过渡层料和排水体料应符合下列要求：

- 1 对反滤料、垫层料和排水体料等要求质地致密，具有较高的、能满足工程运用条件要求的抗压强度、抗水性和抗风化能力。
- 2 满足要求的级配，且粒径小于 0.075mm 的颗粒含量不宜

超过 5%。

3 满足要求的透水性。

6.1.12 反滤料、垫层料、过渡层料、排水体料可利用天然或经过筛选的砂砾石料，也可采用块石、砾石轧制，或天然和轧制的混合料。过渡层料也可采用级配合适的爆破堆石料。

6.1.13 3 级及其以下的低坝经过论证可采用土工织物作为反滤层。

6.1.14 土石坝的坝壳材料起到保持坝体稳定的作用，应具有较高的抗剪强度，在下游坝壳的水下部位和上游坝壳的水位变动区，宜采用透水料填筑。

6.1.15 料场和建筑物开挖的无黏性土（包括砂、砾石、卵石、漂石等）、石料和风化料、砾石土均可作为坝壳料，并应根据材料性质用于坝壳的不同部位。

6.1.16 均匀的中砂、细砂及粉砂地震区不宜采用，非地震区可用于中、低坝坝壳的干燥区。

6.1.17 采用风化石料和软岩填筑坝壳时，应按压实后的级配研究确定材料的物理力学指标；应考虑浸水后抗剪强度降低、压缩性增加等不利情况。对软化系数低、不能压碎成砾石土的风化石料和软岩宜填筑在干燥区。

6.1.18 坝壳堆石料的开采，应遵守下列规定：

1 开采前宜清除覆盖层。

2 不同程度的风化料与新鲜石料宜分区开采，分别填筑在坝的适宜部位。

3 易风化的软岩（如泥岩、页岩）应边开采、边填筑，以免暴露时间过长而风化。

4 应进行爆破设计，必要时进行爆破试验选取爆破参数，使爆破开采的石料有良好的级配，最大粒径不超过填筑层厚，小于 5mm 的颗粒含量不超过 30%，小于 0.075mm 的颗粒含量不超过 5%。

6.1.19 护坡石料应采用质地致密、抗水性和抗风化性能满足工

程运用条件要求的硬岩石料。岩块尺寸应满足设计要求。

## 6.2 填筑碾压要求

6.2.1 坝体填筑应具有满足本标准要求的密实度和均匀性，坝体填筑料应进行碾压。

6.2.2 土石坝设计中，应根据保证安全和经济的要求，按以下因素选定合理的填筑碾压标准：

- 1 坝的级别、高度、坝型和不同部位。
- 2 土石料的压实特性和采用的压实机具。
- 3 坝料的填筑干密度和含水率与力学性质的关系，以及设计对土石料物理力学性质的要求。
- 4 土料的天然干密度、天然含水率，以及土料进行干燥或湿润处理的程度。
- 5 当地气候条件对施工的影响。
- 6 设计地震作用及其他动力荷载作用。
- 7 坝基覆盖层的强度和压缩性。
- 8 不同填筑碾压标准对造价和施工难易程度的影响。

6.2.3 含砾和不含砾的黏性土的填筑碾压标准应以压实度和最优含水率作为设计控制指标。设计干密度应以击实试验的最大干密度乘以压实度求得。

6.2.4 黏性土的压实度应符合下列要求：

- 1 用标准击实的方法，如采用轻型击实试验，对 1 级、2 级坝和高坝的压实度应不小于 98%~100%，3 级及其以下的坝（高坝除外）压实度应不小于 96%~98%；对高坝如采用重型击实试验，压实度可适当降低，但不低于 95%。
- 2 设计地震烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的地区，宜取上述规定的大值。
- 3 有特殊用途和性质特殊的土料，如高塑性土、膨胀土、湿陷性黄土，其压实度宜根据工程实际情况论证确定。

6.2.5 黏性土的最大干密度和最优含水率应按照 DL/T 5355 及

DL/T 5356 规定的击实试验方法求取。对于砾石土应按全料试样求取最大干密度和最优含水率，并复核细料干密度。对粗料含量在 30% 以下的含砾黏性土，在没有条件进行全料击实试验时，也可用其细料来确定最大干密度和最优含水率，而用理论公式计算不同粗料含量的相应最大干密度和最优含水率，作为填筑时的控制指标。

6.2.6 砂砾石和砂的填筑碾压标准应以相对密度为设计控制指标，并应符合下列要求：

- 1 砂砾石的相对密度不应低于 0.75，砂的相对密度不应低于 0.70，反滤料宜为 0.70 以上。
- 2 砂砾石中粗粒料含量小于 50% 时，应保证细料（小于 5mm 的颗粒）的相对密度符合上述要求。
- 3 地震区的相对密度设计标准应符合 DL 5073 的规定。
- 4 对砂砾石料，应按本条相对密度要求分别提出不同含砾量的压实干密度作为填筑碾压控制标准。

6.2.7 堆石的填筑碾压标准宜用孔隙率为设计控制指标，并应符合下列要求：

- 1 土质防渗体分区坝和沥青混凝土心墙坝、沥青混凝土面板坝的堆石料的孔隙率可按已有类似工程经验在 20%~28% 间选取，必要时由碾压试验确定。采用软岩、风化岩石筑坝时，孔隙率应根据坝体变形、应力及抗剪强度等要求确定。
- 2 设计地震烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的地区，可取上述孔隙率的小值。

6.2.8 堆石的碾压质量可用施工参数（包括碾压设备的型号、振动频率及重量、行进速度、铺筑厚度、加水量、碾压遍数等）及干密度同时控制。

6.2.9 堆石碾压时应加水，砂砾石碾压时宜加水，加水量宜通过碾压试验确定。

6.2.10 设计填筑碾压标准应在施工初期通过碾压试验验证；当

采用砾石土、风化岩石、软岩、膨胀土、湿陷性黄土等性质特殊的土石料时，对 1 级、2 级坝和高坝，宜进行专门的碾压试验和相应的试验室试验，论证其填筑标准。

6.2.11 黏性土的施工填筑含水率应根据土料性质、填筑部位、气候条件和施工机械等情况，控制在最优含水率的 $-2\% \sim +3\%$ 偏差范围以内。有特殊用途和性质特殊的黏性土的填筑含水率应通过试验确定。

填筑含水率还应符合下列要求：

1 上限值。

- 1) 不影响压实和运输机械的正常运行。
- 2) 在施工期土体内产生的孔隙压力不影响坝坡的稳定。
- 3) 在压实过程中不产生剪切破坏。

2 下限值。

- 1) 填土浸水后不致产生过量的附加沉降，避免坝体发生裂缝以及在水压力作用下产生水力劈裂等。
- 2) 不致产生松土层而难以压实。

6.2.12 在冬季负气温下填筑时，应使土料在填筑过程中不冻结。黏性土的填筑含水率应略低于塑限；砂和砂砾料中的细料含水率应小于 4%，并适当提高填筑密度。

## 7 坝 体 结 构

### 7.1 坝 体 分 区

7.1.1 坝体分区设计应根据坝体应力应变和坝坡稳定条件，按照就地取材和挖填平衡原则，经技术经济比较确定。

7.1.2 坝体各部位应有明确的分区。对各区材料的性质和施工压实要求等应有具体的检测和进行质量评定的技术指标。

7.1.3 均质坝，宜分为坝体、排水体、反滤层和护坡等区。

7.1.4 土质防渗体分区坝，宜分为防渗体、反滤层、过渡层、坝壳、排水体和护坡等区。防渗体在上游面时，坝体渗透性宜从上游至下游逐步增大；防渗体在中间时，坝体渗透性宜向上、下游逐步增大。

7.1.5 当采用风化料或软岩筑坝时，坝体表面应设保护层，保护层的垂直厚度不宜小于 1.50m。

7.1.6 坝体分区设计中，应研究围堰与坝体结合的可能性。

### 7.2 坝 坡

7.2.1 坝坡可按照坝型、坝高、坝的级别、坝体和坝基材料的性质、坝体所承受的荷载以及施工和运用条件等因素，应先参照已建成坝的实践经验或用近似方法初步拟定，然后再进行稳定计算，确定合理的坝体断面。

7.2.2 上、下游坝坡马道的设置应根据坝面排水、检修、监测、道路、增加护坡和坝基稳定性等不同需要确定。

土质防渗体分区坝和均质坝的上游坝坡宜少设马道。

马道宽度应根据用途确定，最小宽度不宜小于 1.5m。

对 1 级、2 级坝或高坝，坝坡上不应设置渠道或其他建筑物

(道路除外), 其他等级的坝也不宜设置上述建筑物。

7.2.3 若坝基覆盖层或筑坝土石料沿坝轴线方向不相同, 应分段进行稳定计算, 确定相应的坝坡。当各坝段采用不同坡度的断面时, 每一坝段的坝坡应根据该坝段中最大断面来选择。坝坡不同的相邻坝段, 中间应设渐变段。

7.2.4 当坝基抗剪强度较低, 坝体不满足深层抗滑稳定要求时, 应研究坝基处理措施, 或采用在坝坡脚压钎的方法提高其稳定性。

### 7.3 坝 顶 超 高

7.3.1 坝顶在水库静水位以上的超高应按式 (7.3.1) 确定:

$$y=R+e+A \quad (7.3.1)$$

式中:

$y$ ——坝顶超高, m;

$R$ ——波浪在坝坡上的爬高, m, 可按附录 A 计算;

$e$ ——风壅水面高度, m, 可按附录 A 计算;

$A$ ——安全超高, m, 应根据坝的等级和运用条件, 按表 7.3.1 的规定采用。

对特别重要的工程, 安全超高可大于表 7.3.1 的数值。

表 7.3.1 安全超高  $A$  值 m

运用条件	坝 的 级 别			
	1	2	3	4、5
正常	1.5	1.0	0.7	0.5
非常	1.0	0.7	0.5	0.3

7.3.2 地震区的安全加高尚应增加地震作用下的附加沉陷和地震涌浪高度。按 DL 5073 的有关规定确定。

当库区内有可能发生大体积塌岸或滑坡并在坝前形成涌浪时, 坝顶超高应进行专门研究。

7.3.3 坝顶高程等于水库静水位加坝顶超高，应分别按以下运用条件计算，取其最大值：

- 1 设计洪水位加正常运用条件下的坝顶超高。
- 2 正常蓄水位加正常运用条件下的坝顶超高。
- 3 校核洪水位加非常运用条件下的坝顶超高。

4 正常蓄水位加非常运用条件下的坝顶超高，再按 7.3.2 规定加地震安全加高。

7.3.4 当坝顶上游侧设有稳定、坚固、不透水且与坝的防渗体紧密接合的防浪墙时，坝顶超高可改为对防浪墙顶的要求。此时在正常运用条件下，坝顶应高出静水位 0.5m，在非常运用条件下，坝顶应不低于静水位（对混凝土面板堆石坝还应满足防浪墙与混凝土面板顶部的水平接缝高程宜高于水库正常蓄水位的要求）。

7.3.5 波浪要素应按附录 A 计算，设计风速的取值应根据历年满库期实测最大风速资料，分别按下列规定采用：

1 正常运用条件下的 1 级、2 级坝，采用多年平均最大风速的 1.5~2.0 倍。

2 正常运用条件下的 3 级、4 级、5 级坝，采用多年平均最大风速的 1.5 倍。

3 非常运用条件下，采用多年平均最大风速。

7.3.6 坝顶应预留竣工后的沉降超高。沉降超高值应按 10.4.3 的规定确定。各坝段的预留沉降超高应根据相应坝段的坝高而变化。还应在坝的中段增大预留沉降超高 0.3m~0.5m，在设计中考虑坝的长度与高度选定。预留沉降超高不应计入坝的计算高度。

## 7.4 坝 顶 构 造

7.4.1 坝顶宽度应根据构造、施工、运行和抗震等因素确定。如无特殊要求，高坝的顶部宽度宜为 10m~15m，中、低坝宜为 5m~10m。

7.4.2 坝顶盖面材料应根据当地材料情况及坝顶用途确定，宜采用密实的砂砾石、碎石、单层砌石或沥青混凝土等柔性材料。



7.4.3 坝顶面可向上、下游两侧或向下游一侧放坡。坡度宜根据降雨强度，在2%~3%之间选择，并应做好向下游的排水系统。

7.4.4 坝顶上游侧可设防浪墙，墙顶一般高于坝顶 1.00m~1.20m。防浪墙应与防渗体紧密结合。

防浪墙应坚固不透水，其结构尺寸应根据稳定、强度计算确定，并应设置伸缩缝，做好止水。

7.4.5 工程运行要求坝顶设照明设施时，应按有关规定执行。

7.4.6 坝顶下游侧和不设防浪墙的上游侧，根据运用条件可设栏杆等安全防护措施。

7.4.7 坝顶结构与布置应经济实用，美观大方，并与周围环境相协调。

## 7.5 防 渗 体

7.5.1 坝体防渗结构的尺寸应满足下列要求：

- 1 将渗透坡降、下游坝体浸润线及渗流量降低到容许范围以内。
- 2 满足结构上和施工上的要求。

7.5.2 土质防渗体分区坝的防渗体断面尺寸应根据下列因素研究确定：

- 1 防渗土料的允许渗透坡降、塑性、抗裂等性能。
- 2 防渗土料的数量和施工难易程度。
- 3 防渗体下面坝基的性质及处理措施。
- 4 防渗土料与坝壳材料单价比值。
- 5 设计地震烈度为Ⅷ度、Ⅸ度地区适当加厚。

7.5.3 土质防渗体断面应自上而下逐渐加厚，顶部的水平宽度应考虑机械化施工的需要，不宜小于3m；其底部厚度：斜墙，不宜小于水头的1/5；心墙，不宜小于水头的1/4。

7.5.4 防渗体顶部在正常蓄水位或设计洪水位以上的超高，应按表7.5.4规定取值。非常运用条件下，防渗体顶部不应低于非常运用条件的静水位。并应核算风浪爬高高度的影响。

如防渗体顶部设有稳定、坚固、不透水且与防渗体紧密结合的防浪墙时，防渗体顶部高程可不受上述限制，但不得低于正常运用的静水位。

防渗体顶部应预留竣工后沉降超高。

表 7.5.4 正常运用情况下防渗体顶部超高 m

防渗体结构形式	超高	防渗体结构形式	超高
斜墙	0.8~0.6	心墙	0.6~0.3

7.5.5 土质防渗体顶部和土质斜墙上游面应设保护层。保护层厚度（包括上游护坡垫层）应不小于该地区的冻结和干燥深度，还应满足施工机械的需要。斜墙上游保护层的填筑标准应和坝体相同，其坡度应满足稳定要求。

## 7.6 反滤层、垫层和过渡层

7.6.1 在防渗体与坝壳之间，根据需要可只设反滤层（或垫层），也可同时设置反滤层（或垫层）和过渡层。沥青混凝土心墙两侧可只设过渡层。

7.6.2 坝的反滤层应符合下列要求：

- 1 使被保护土不发生渗透变形。
- 2 渗透性大于被保护土，能通畅地排出渗透水流。
- 3 不致被细粒土淤塞失效。

7.6.3 土质防渗体（包括心墙、斜墙、铺盖和截水槽等）与坝壳和坝基透水层之间，以及下游渗流逸出处，如不满足反滤要求，均应设置反滤层。

7.6.4 非均质坝的坝壳内的各土层之间，宜满足反滤准则；下游坝壳与透水坝基的接触区，与岩基中发育的断层、破碎带和强风化带的接触部位，如不满足反滤准则，应设反滤层。

7.6.5 防渗体下游和渗流逸出处反滤层，除应满足 7.6.2 的规定外，在防渗体出现裂缝的情况下，土颗粒不应被带出反滤层，

裂缝可自行愈合。

7.6.6 根据材料性能、库水位变化情况等，防渗体上游反滤层材料的级配、层数和厚度相对于下游反滤层可简化。

7.6.7 反滤层的级配和层数应按附录 B 计算，经过比较选择最合理的方案。1 级、2 级坝和高坝还应经试验验证。

7.6.8 反滤层每层的厚度应根据材料的级配、料源、用途、施工方法等综合确定。人工施工时，水平反滤层的最小厚度可采用 0.30m，垂直或倾斜反滤层的最小厚度可采用 0.50m；采用机械施工时，最小厚度应根据施工方法确定。如采用推土机平料时，最小水平宽度不宜小于 3.0m。

如防渗体与坝壳料之间的反滤层总厚度不能满足过渡要求时，可加厚反滤层或加设过渡层。

7.6.9 在下列情况下，应论证是否要加厚防渗体上、下游侧反滤层或过渡层的厚度：

- 1 设计地震烈度为Ⅷ度、Ⅸ度地区的土石坝。
- 2 峡谷地区的高土石坝，或岸坡坡度有突变的部位。
- 3 防渗体与岩石岸坡或刚性建筑物接触面附近部位。
- 4 防渗体由塑性较低、压缩性较大的土料筑成。
- 5 防渗体与坝壳的刚度相差悬殊。
- 6 坝建于深厚覆盖层上。

7.6.10 土石坝的过渡层应具有协调相邻两侧材料变形的功能，混凝土面板堆石坝的垫层与堆石之间；沥青混凝土心墙与坝壳之间均应设过渡层。土质防渗体分区坝是否设过渡层应根据防渗体和坝壳材料特性及反滤层厚度综合研究确定。

7.6.11 土质防渗体分区坝坝壳为堆石时，过渡层应采用连续级配，最大粒径不宜超过 300mm，顶部水平宽度不宜小于 3.00m，采用等厚度或变厚度均可。

7.6.12 反滤层、过渡层应压实。在填筑过程中宜与坝体同时上升，且不应有明显的颗粒分离和压碎现象。

7.6.13 选用土工织物作反滤层，宜用在易修补的部位，并应按 GB 59290 设计。

## 7.7 坝 体 排 水

7.7.1 在下列情况下土石坝应设置不同型式的坝体排水设施：

- 1 防止渗流逸出处的渗透破坏。
- 2 降低坝体浸润线及孔隙压力，改变渗流方向，增强坝体稳定。
- 3 保护坝坡土，防止其冻胀破坏。

7.7.2 坝体排水设施应满足以下要求：

- 1 应有充分的排水能力，以保证自由地向下游排出全部渗水。
- 2 应按排水反滤准则设计，以保证坝体及地基土不发生渗透破坏。
- 3 便于监测和检修。

7.7.3 坝体排水可在以下几种型式中选择：

- 1 坝体内排水。
  - 1) 竖式排水，包括直立排水、上昂式排水、下昂式排水等。
  - 2) 水平排水，包括坝体不同高程的水平排水层、褥垫式排水（坝底部水平排水层）、网状排水带、排水管等。
- 2 棱体排水（滤水坝趾）。
- 3 贴坡式排水。
- 4 综合型排水，由上述各种排水型式中的两种或多种综合组成。

7.7.4 排水型式的选择，应结合坝基排水的需要及型式，根据下列情况，经技术经济比较确定。

- 1 坝型、坝体填土和坝基土的性质，以及坝基的工程地质和水文地质条件。
- 2 下游有水、无水、下游水位高低和持续时间，以及泥沙淤积影响。

3 施工情况及排水设施的材料。

4 筑坝地区的气候条件。

7.7.5 对均质坝和下游坝壳用弱透水材料填筑的土石坝，宜优先采用能有效地降低坝体浸润线的坝内竖式排水，其底部可用水平排水体将渗水引出坝外。竖式排水体应升高到坝面附近，其厚度由施工条件确定，但不宜小于 1.0m。

7.7.6 用弱透水材料填筑的均质坝或分区坝的坝壳，可在不同高度处设置能降低坝体内的孔隙压力、改变渗流方向增加坝体稳定的坝内水平排水层。其设置位置、层数和厚度可根据计算确定，其最小厚度不宜小于 0.3m。

7.7.7 棱体排水设计应遵守下列规定：

1 顶部高程应超出下游最高水位，超过的高度，1 级、2 级坝不应小于 1.0m，3 级、4 级和 5 级坝不应小于 0.5m，并应超过波浪沿坡面的爬高。

2 顶部高程应使坝体浸润线距坝面的距离大于该地区的冻结深度。

3 顶部宽度应根据施工条件及检查监测需要确定，其最小宽度不宜小于 1.0m。

4 应避免在棱体上游坡脚处出现锐角。

7.7.8 贴坡式排水设计应遵守下列规定：

1 顶部高程应高于坝体浸润线逸出点，超过的高度应使坝体浸润线在该地区的冻结深度以下，且 1 级、2 级坝不宜小于 2.0m，3 级、4 级和 5 级坝不宜小于 1.5m，并应超过波浪沿坡面的爬高。

2 贴坡式排水层的底脚处应设置排水沟或排水体，其深度应使水面结冰后，排水沟（或排水体）的下部仍有足够的排水断面。

3 材料应满足防浪护坡的要求。

7.7.9 坝内水平排水设计应遵守下列规定：

1 由砂、卵砾石组成的褥垫排水层的厚度和伸入坝体内的深度应根据渗流计算确定，排水层中每层料的最小厚度应满足反滤

层最小厚度的要求。

2 网状排水带中的纵向（平行坝轴线）排水带的厚度、宽度及伸入坝体内的深度应根据渗流计算确定。网状排水带中的横向排水带的宽度不应小于 0.5m，其坡度不宜超过 1%，或按不产生接触冲刷的要求确定。

3 当渗流量很大，增大排水带尺寸不合理时，可采用排水管，管周围应设反滤层。其管径应由计算确定，但不得小于 0.2m，管内流速应控制在 0.2m/s~1.0m/s 范围内。管的坡度不得大于 5%。排水管应留有收集渗水的缝隙或在管壁上开孔，缝隙宽度或开孔孔径可根据反滤料的粒径计算确定。

4 坝内水平排水设施伸进坝体的极限尺寸，对于黏性土均质坝，宜为坝底宽的 1/2；对砂性土均质坝，宜为坝底宽的 1/3；对于土质防渗体分区坝，宜与防渗体下游的反滤层相连接。

## 7.8 护 坡

7.8.1 坝表面为土、砂、砂砾石等材料时应设专门护坡。堆石坝可采用堆石材料中的粗颗粒料或超粒径石料做护坡。

7.8.2 护坡可在以下几种类型中选择：

### 1 上游护坡。

- 1) 堆石（抛石）。
- 2) 干砌石。
- 3) 浆砌石。
- 4) 预制或现浇的混凝土或钢筋混凝土板（或块）。
- 5) 沥青混凝土。
- 6) 其他类型（如水泥土）。

### 2 下游护坡。

- 1) 干砌石。
- 2) 堆石、卵石或碎石。
- 3) 草皮。

- 4) 钢筋混凝土框格填石。
- 5) 其他类型(如土工合成材料)。

7.8.3 护坡类型的选择应根据坝的等级、运用条件和当地材料情况,根据以下因素经技术经济比较确定。

- 1 上游护坡。
  - 1) 波浪淘刷。
  - 2) 顺坝水流冲刷。
  - 3) 漂浮物和冰层的撞击及冻冰的挤压。

- 2 下游护坡。
  - 1) 冻胀、干裂及蚁、鼠等动物破坏。
  - 2) 雨水、大风、水下部位的风浪、冰层和水流作用。

7.8.4 有条件时,上游护坡宜采用堆石护坡。在波浪较大的坝段和坡面,可采用与其他部位不同的护坡厚度和类型。下游护坡的水上、水下可采用不同的护坡厚度和类型。

7.8.5 护坡的覆盖范围应按以下要求确定:

- 1 上游面上部应由坝顶算起,如设防浪墙时应与防浪墙连接;下部至死水位以下不宜小于 2.50m,对 4 级、5 级坝可减至 1.50m,最低水位不确定时应至坝脚。

- 2 下游面应由坝顶至排水棱体,无排水棱体时应至坝脚。

7.8.6 堆石、砌石护坡与被保护坝料不满足反滤层间关系要求时,护坡下应按反滤层间关系要求设置垫层。

7.8.7 现浇混凝土或钢筋混凝土、沥青混凝土和浆砌石护坡应设排水孔。

7.8.8 在寒冷地区的黏性土坝坡,当有可能因坝坡土冻胀引起护坡变形时,应设防冻垫层,其厚度不应小于当地冻结深度。

7.8.9 除堆石(含抛石)护坡外,各种护坡均应在马道、坝脚和护坡末端设置基座。

7.8.10 护坡厚度和粒径应按附录 A 的方法计算,其中设计风速应符合 7.3.5 的规定。

## 7.9 坝 面 排 水

7.9.1 坝面应设置排水，其范围包括坝顶、坝坡、坝端及坝下游等部位的集水、截水和排水设施。

护坡的堆石或砌石部分（浆砌石除外）可不设表面排水。

7.9.2 坝坡与岸坡连接处均应设排水沟，其集水面积应包括岸坡集水面积在内。

7.9.3 坝面排水系统的布置、排水沟的尺寸及其坡度均应由计算确定。有马道时，纵向排水沟可与马道一致，并设于马道内侧。竖向排水沟可每 50m~100m 设置一条。

7.9.4 排水沟可用混凝土现场浇筑或浆砌石砌筑，若用混凝土预制件拼装时，应使接缝牢固、成一整体。



## 8 坝 基 处 理

### 8.1 一 般 要 求

8.1.1 坝基（包括坝肩，下同）处理应满足渗流控制（包括渗透稳定和控制渗流量）、静力和动力稳定、允许沉降量和不均匀沉降等方面要求。处理的标准与要求应根据工程具体情况在设计中确定。土质防渗体分区坝竣工后的坝顶沉降量不宜大于坝高的 1%。对于特殊坝基，允许总沉降量应视具体情况确定。

8.1.2 坝基中遇到下列情况时，应慎重研究和处理。

- 1 深厚砂砾石层。
- 2 软黏土。
- 3 湿陷性黄土。
- 4 疏松砂土及黏粒（粒径小于 0.005mm）含量（质量）大于 3% 不大于 15% 的少黏性土。
- 5 喀斯特（岩溶）。
- 6 有断层、破碎带、透水性强或有软弱夹层的岩石。
- 7 含有大量可溶盐类的岩石和土。
- 8 透水坝基下游坝脚处有连续的透水性较差的覆盖层。
- 9 矿区井、洞。

### 8.2 坝 基 表 面 处 理

8.2.1 对于不符合坝体填料要求，影响坝体和坝基稳定、变形和渗透，以及岸坡形状或坡度影响坝体填筑压实，引起不均匀沉降而导致坝体裂缝，使防渗体与坝基连接面或靠近连接面发生水力劈裂和邻近接触面岩石产生大量漏水的坝基及岸坡表面土层或岩石应进行妥善设计和处理。坝基表面处理包括开挖、清理、用灰

浆或混凝土填补表面的不平整处、用混凝土或喷混凝土修整局部地基表面形状，以及在地基上填筑最初几层坝料时采用特殊的土料及压实方法。

#### 8.2.2 坝体与土质坝基及岸坡连接的处理应遵守下列规定：

1 坝断面范围内应清除坝基与岸坡上的草皮、树根、含有植物的表土、蛮石、垃圾及其他废料，并应将清理后的坝基表面土层压实。

2 坝体断面范围内的低强度、高压缩性软土及地震时易液化的土层，应清除或处理。

3 土质防渗体应坐落在相对不透水土基上，或经过防渗处理的坝基上。

4 坝基覆盖层与下游坝壳粗粒料（如堆石等）接触处，应符合反滤要求，如不符合应设置反滤层。

#### 8.2.3 坝体与岩石坝基和岸坡连接的处理应遵守下列原则：

1 坝断面范围内的岩石坝基与岸坡，应清除其表面松动石块、凹处积土和突出的岩石。

2 土质防渗体和反滤层宜与坚硬、不冲蚀和可灌浆的岩石连接。若风化层较深时，高坝宜开挖到弱风化层上部，中、低坝可开挖到强风化层下部，并应在开挖的基础上对基岩再进行灌浆等处理。在开挖完毕后，宜用风水枪冲洗干净，对断层、张开节理、裂隙应逐条开挖清理，并用混凝土或砂浆封堵。坝基岩面上宜设混凝土盖板、喷混凝土或喷水泥砂浆。

3 对失水易风化的软岩（如页岩、泥岩等），开挖时宜预留保护层，待开始回填时，随挖除、随回填；或开挖后喷水泥砂浆或喷混凝土保护。

4 土质防渗体与岩石接触处，在邻近接触面 0.5m~1.0m 范围内应填筑接触黏土，并应控制在略高于最优含水率情况下填筑，在填土前应用黏土浆抹面。

#### 8.2.4 与土质防渗体连接的岸坡的开挖应符合下列要求：

1 岸坡应大致平顺，不应成台阶状、反坡或突然变坡，岸坡自上而下由缓坡变陡坡时，变换坡度宜小于  $20^{\circ}$ 。

2 岩石岸坡不宜陡于 1:0.5。陡于此坡度时应有专门论证，并应采取相应工程措施。

3 土质岸坡不宜陡于 1:1.5。

4 岸坡应能保持施工期稳定。

8.2.5 土质防渗体与岸坡连接处附近，可扩大防渗体断面和加强反滤层。

8.2.6 高坝防渗体底部与岩基接触面除应设置混凝土盖板外，混凝土盖板下基岩还应按 8.4.11 的要求进行灌浆。与防渗体底部接触的透水覆盖层，亦宜进行浅层的铺盖式灌浆。

### 8.3 砂砾石坝基的渗流控制

8.3.1 砂砾石坝基应查明砂砾石的平面和空间分布情况，以及级配、密度、渗透系数、允许渗透坡降等物理力学指标。在地震区，还应了解标准贯入击数、剪切波速、动力特性指标等。勘测试验应分别按照 GB 50287 或电力行业有关土工试验规程进行。

8.3.2 砂砾石坝基渗流控制可选择以下形式：

1 垂直防渗。

1) 明挖回填截水槽。

2) 混凝土防渗墙。

3) 灌浆帷幕。

4) 上述两种或两种以上形式的组合。

2 上游防渗铺盖。

3 下游排水设施及盖重。

1) 水平排水垫层。

2) 反滤排水沟。

3) 排水减压井。

4) 下游透水盖重。

5) 反滤排水沟及排水减压井的组合。

4 经过论证的其他有效措施。

8.3.3 砂砾石坝基渗流控制的措施,应根据坝高、坝型、水库的用途及坝基地质条件,选择几种可能的方案,通过技术经济比较确定。

8.3.4 在技术条件可能而又经济合理时,应优先采用能可靠而有效地截断坝基渗透水流,解决坝基渗流控制问题的垂直防渗措施。在下列情况下,对中、高坝应采用垂直防渗措施。

1 对渗漏量损失要求较高的水库。

2 坝基砂砾石层渗透稳定性差,采用铺盖及排水减压措施仍不能保证坝体与坝基的渗透稳定时。

3 砂砾石坝基深厚,水平层次非常显著,具有强渗漏带时。

8.3.5 垂直防渗措施应设在坝的防渗体底部,均质坝可设于距上游坝脚  $1/3 \sim 1/2$  坝底宽度处。垂直防渗措施的底部宜伸入相对不透水层;也可按渗流计算、模拟试验成果确定。必要时可对基岩进行灌浆处理。坝的防渗体、砂砾石覆盖层和基岩内的防渗设施应紧密地联结成一体。

8.3.6 垂直防渗措施,可根据工期及所采用的施工机械采用截水槽、防渗墙和灌浆帷幕等措施,并参照下列原则选用:

1 砂砾石层深度在 20m 以内时,宜采用明挖回填黏土截水槽。超过 20m 时经技术经济比较,也可采用明挖回填黏土截水槽。

2 砂砾石层深度在 80m 以内时,可采用混凝土防渗墙。超过 80m 时,经论证也可采用混凝土防渗墙。

3 根据砂砾石层性质和厚度,也可分段分层采用不同措施。

8.3.7 黏土截水槽应采用与坝体防渗体相同的土料填筑,其压实度不应小于坝体同类土料,底宽应根据回填土料的允许渗透坡降、土料与基岩接触面抗渗流冲刷的允许渗透坡降和施工条件确定。

8.3.8 混凝土防渗墙设计应遵守下列原则:

1 厚度应根据坝高和施工条件确定。

2 当混凝土防渗墙与土体为插入式连接方式时,混凝土防渗墙顶应作成光滑的楔形,插入土质防渗体高度宜为 1/10 坝高,高坝可适当降低,或根据渗流计算确定,低坝不应低于 2m。在墙顶宜设填筑含水率略大于最优含水率的高塑性土区。

3 墙底一般宜嵌入弱风化基岩 0.5m~1.0m。对风化较深或断层破碎带应根据其性状及坝高予以适当加深。

4 高坝坝基深砂砾石层的混凝土防渗墙,应进行应力应变分析,并据此确定混凝土的强度等级。

5 混凝土防渗墙除应具有所要求的强度外,还应有足够的抗渗性和耐久性。在混凝土内可掺黏土、粉煤灰及其他外加剂。

6 对高坝深厚覆盖层中的混凝土防渗墙宜采用钻孔、压水、物探等方法做强度和渗透性的质量检查。

8.3.9 在砂砾石坝基内建造灌浆帷幕时,宜先按可灌比 ( $M$ ) 判别其可灌性:  $M > 15$  可灌注水泥浆;  $M > 10$  可灌注水泥黏土浆。可灌比  $M$  可按式 (8.3.9) 计算。可灌性应通过室内及现场试验最终确定。

$$M = D_{15} / d_{85} \quad (8.3.9)$$

式中:

$D_{15}$ ——受灌地层中小于该粒径的含量占总土重的 15%, mm;

$d_{85}$ ——灌注材料中小于该粒径的含量占总土重的 85%, mm。

8.3.10 砂砾石坝基灌浆材料宜用粒状材料(水泥、黏土和膨润土等),也可在粒状材料灌浆后,再灌化学灌浆材料。

8.3.11 灌浆帷幕应通过现场灌浆试验论证其技术可能性和经济合理性。

帷幕灌浆试验应确定帷幕的布置(排距、孔距、深度、厚度)、灌浆压力、灌浆材料、水灰比、灌浆设备、灌浆方法、施工工艺等,并应通过检查孔验证是否达到预期的防渗效果。

8.3.12 灌浆帷幕设计应遵守下列原则:

1 帷幕厚度  $T$  可按式 (8.3.12) 计算:

$$T=H/J \quad (8.3.12)$$

式中:

$H$ ——最大设计水头, m;

$J$ ——帷幕的允许坡降, 对一般水泥黏土浆, 可采用 3~4。

对深度较大的多排帷幕, 可根据渗流计算和已有的工程实例沿深度逐渐减薄。此时上式估算值是帷幕顶部的最大厚度。

2 帷幕的底部深入相对不透水层不宜小于 5m, 当相对不透水层较深时, 可根据渗流分析, 并结合类似工程研究确定。

3 多排帷幕灌浆的孔、排距应通过灌浆试验确定, 初步可选用 2m~3m, 排数可根据帷幕厚度确定。

4 使用的水泥黏土浆最优配比应由试验确定, 但其中水泥量应为水泥和黏土总量的 20%~50% (按质量计)。

5 灌浆压力应通过现场试验确定, 当缺乏试验资料时, 容许压力可按有关经验公式计算, 而在实际灌浆时校核修正。

6 灌浆结束后, 对表层未固结好的砂砾石应挖除, 在完整的帷幕顶上填筑防渗体, 必要时可设置利于结合的齿槽或混凝土垫层。

7 灌浆方法宜用套阀花管法。

8.3.13 铺盖宜与下游排水设施联合作用。对高中坝、复杂地层、渗透系数较大和防渗要求较高的工程应慎重选用。

铺盖一般采用黏土填筑, 对中低坝也可采用土工膜作铺盖。

黏土铺盖设计应确定铺盖的长度、断面和压实标准, 使坝基的渗透坡降和渗流量不大于容许值, 并保证铺盖本身不发生裂缝和穿洞等问题。为此, 应遵循下列原则:

1 长度和厚度应根据水头、透水层厚度以及铺盖和坝基土的渗透系数通过试验或计算确定。

2 铺盖应由上游向下游逐渐加厚, 铺盖前缘的最小厚度可取 0.5m~1.0m, 末端与坝身防渗体连接处厚度由渗流计算确定, 且应满足构造和施工要求。

3 铺盖与基土接触面应平整、压实。当铺盖和基土之间不满足反滤料设计原则时，应设反滤层。

4 铺盖应采用相对不透水土料填筑，其渗透系数宜小于坝基砂砾石层的  $1/100$ ，并应小于  $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ，应在等于或略高于最优含水率下压实。

5 当利用天然土层作铺盖时，应详细查明天然土层及下卧层砂砾石的分布、厚度、级配、渗透系数和允许渗透坡降等情况，论证天然铺盖的有效性，应特别注意层间关系是否满足反滤要求、天然土层有无缺失或过薄地段等问题。必要时可辅以人工压实、局部补充填土、利用水库淤积物等措施。对高坝或天然土层抗渗性差时宜避免采用。

6 铺盖宜进行保护，避免施工和运用期间发生干裂、冰冻和水流淘刷等。

8.3.14 土石坝下游是否需要设置坝基排水设施，应根据渗流情况确定。

如坝基中有较大渗透压力存在，有可能引起坝下游地层的渗透变形或沼泽化，或使坝体浸润线过高时，可设置坝基排水设施。

8.3.15 坝基排水设施型式可在：水平排水层、反滤排水沟、排水减压井、透水盖重层等形式，或各种混合型式中选择。坝基排水设施应根据坝基地质情况，并结合坝体排水综合考虑选用：

1 透水性均匀的单层结构坝基以及上层渗透系数大于下层的双层结构坝基，可采用水平排水垫层，也可在坝脚处结合贴坡式排水体做反滤排水沟。

2 双层结构透水坝基，当表层为不太厚的弱透水层，且其下的透水层较浅，渗透性较均匀时，宜将坝底表层挖穿做反滤排水暗沟，并与坝底的水平排水垫层相连，将水导出。如排水量相当大，可用排水管将暗沟中的水导出。此外，也可在下游坝脚处做反滤排水沟。

3 对于表层弱透水层太厚，或透水层成层性较显著时，宜采

用减压井深入强透水层，如表层不太厚，可结合减压井开挖反滤排水沟。

8.3.16 坝基反滤排水暗沟的位置应设置在能有效地降低坝体浸润线和坝基承压水头处，宜设在距离下游坝脚  $1/4$  坝底宽度以内，坝外的反滤排水沟及排水减压井应设在靠近坝脚处，排水沟设计由计算或试验确定，并应注意以下问题：

- 1 坝内反滤排水暗沟、水平排水垫层及反滤排水沟都应有足够的排水断面。
- 2 坝外反滤排水沟宜采用明式，必要时也可采用能防止地表水流入沟内造成淤塞的暗沟式。
- 3 排水明沟应避免雨季排水沟的水位太高而影响排渗，防止泥沙淤塞排水设施，宜与排地面水的排水沟分开。
- 4 应做好反滤层。

8.3.17 排水减压井系统设计应包括确定井径、井距、井深、出口水位，并计算渗流量及井距间渗透水压力，使其小于允许值。同时应符合下列要求：

- 1 在满足排水沟内的泥沙不能进入井内的条件下，出口高程应尽量低。
- 2 井径可较大，一般应大于 150mm。
- 3 进水花管穿入强透水层的深度，宜为强透水层厚度的 50%~100%。
- 4 进水花管的开孔率宜为 10%~20%。
- 5 进水花管孔眼可为条形和圆形，进水花管外应填反滤料，反滤料粒径  $D_{85}$  与条形孔宽度之比不应小于 1.2，与圆孔直径之比不应小于 1.0。
- 6 减压井周围的反滤层应按附录 B 的规定进行设计。可采用砂砾料或土工织物作反滤。采用砂砾料作反滤料时，反滤料的粒径不应大于层厚的  $1/5$ ，不均匀系数不宜大于 5。
- 7 蓄水后应加强监测，对效果达不到设计要求的地段可加密



井系。

8.3.18 下游坝脚渗流逸出处，若地表相对不透水层不足以抵抗剩余水头，可采用透水盖重。透水盖重的延伸长度和厚度可由计算或试验确定。计算方法可按 10.2.4 的规定执行。

## 8.4 岩石坝基处理

8.4.1 当岩石坝基有断层破碎带、软弱夹层、风化破碎或有化学溶蚀、基岩有较大的透水性以致地层的渗漏量影响水库效益，影响坝体和坝基的抗滑稳定或渗透稳定时，应对坝基进行处理。

8.4.2 在喀斯特地区筑坝，应根据岩溶发育情况、充填物性质、水文地质条件、水头大小、覆盖层厚度和防渗要求等研究处理方案。可选择以下方法处理：

- 1 大面积溶蚀未形成溶洞的可做铺盖防渗。
- 2 浅层的溶洞宜挖除或只挖除洞内的破碎岩石和充填物，用浆砌石或混凝土堵塞。
- 3 深层的溶洞，可采用灌浆方法处理，或做混凝土防渗墙。
- 4 防渗体下游宜做排水设施。
- 5 库岸边处可做防渗措施隔离。
- 6 有高流速地下水时，宜采用模袋灌浆技术。
- 7 也可采用以上数项措施综合处理。

8.4.3 坝基范围内有断层、破碎带、软弱夹层等地质构造时，应根据产状、宽度、组成物性质、延伸长度及所在部位，研究其渗漏、管涌、溶蚀和滑动对坝基和坝体的影响，确定其处理措施。除应按 8.2 的规定做好接触面的表面处理外，还可采用灌浆、混凝土塞和盖板、混凝土防渗墙、铺盖、扩大截水槽底宽、挖除和放缓坝坡等处理措施。在防渗体下游断层或破碎带出露处还可设置排水反滤设施。

8.4.4 基岩一般可采用水泥灌浆；特殊需要时经论证可采用超细水泥灌浆或化学灌浆。

灌浆地区的地下水流速不大于 600m/d 时，可采用水泥灌浆；大于此值时，可在水泥浆液中加速凝剂或采用化学灌浆，但灌浆的可能性及其效果应根据试验确定。

当地下水有侵蚀性时，应选择具有抗侵蚀性水泥或采用化学灌浆。化学灌浆应采用低毒或无毒材料，并应对环境污染进行分析。

8.4.5 灌浆帷幕的位置应视坝内防渗体的位置和地质条件而定，二者应紧密连接，均质土坝的防渗帷幕宜设在离上游坝脚  $1/3 \sim 1/2$  坝底宽处。

8.4.6 灌浆帷幕的钻孔方向宜根据岩体优势结构面的产状确定，当优势结构面为中缓倾角时，宜采用垂直孔灌浆。反之，则宜采用倾斜孔灌浆。

8.4.7 帷幕深度应根据建筑物的重要性、水头大小、地质条件、渗透特性以及对帷幕所提出的防渗要求等按下列方法综合研究确定：

1 坝基下存在相对不透水层，且埋藏深度不大时，帷幕应深入该层至少 5m。

2 当坝基相对不透水层埋藏较深或分布无规律时，应根据渗流分析、防渗要求，并结合类似工程经验研究确定帷幕深度。

3 喀斯特地区的帷幕深度，应根据岩溶及渗漏通道的分布情况和防渗要求确定。

8.4.8 灌浆帷幕的设计标准应按灌浆后岩体的透水率控制。根据坝的级别和坝高确定，1 级坝、2 级坝和高坝的透水率宜为  $3Lu \sim 5Lu$ ，3 级以下的中低坝的透水率宜为  $5Lu \sim 10Lu$ 。抽水蓄能电站或水源短缺水库可取低值，滞洪水库等可用高值。

基岩相对不透水层透水率的控制标准同上。

帷幕灌浆完成后，应进行质量检查，检查孔宜布置在基岩破碎带、灌浆吸浆量大、钻孔偏斜度大等有特殊情况的部位和有代表性的地层部位，其数量宜为灌浆孔总数的 10%，检查标准按灌浆帷幕的设计标准进行。

8.4.9 防渗帷幕的排数、排距、孔距及灌浆压力，应根据工程地

质条件、水文地质条件、作用水头及灌浆试验资料选定。

灌浆帷幕一般宜采用一排灌浆孔。对基岩破碎带部位和喀斯特地区宜采用两排或多排孔。对于高坝，根据基岩透水情况可采用两排。帷幕灌浆采用多排孔时宜按梅花型布置。

当帷幕灌浆采用两排孔时，可将其中的一排钻孔灌至设计深度，另一排钻孔可取设计深度的  $1/2$  左右。

帷幕排距、孔距一般宜取  $1.5\text{m} \sim 3.0\text{m}$ 。

在施工过程中，排距、孔距和灌浆压力还应根据钻孔灌浆资料进行修正。

**8.4.10** 灌浆帷幕伸入两岸的长度可依地质条件按下述原则之一确定：

- 1 至水库正常蓄水位与两岸水库蓄水前的地下水位相交处。
- 2 至水库正常蓄水位与两岸相对不透水层的相交处。
- 3 根据防渗要求，按渗流计算成果确定。

**8.4.11** 土质防渗体坝，当其基岩较破碎透水性较大时，除做帷幕灌浆外，高坝还宜同时进行固结灌浆处理。

**8.4.12** 帷幕灌浆和固结灌浆对水泥强度等级和浆液的要求、灌浆方法、灌浆结束标准等应按照 DL 5148 执行。

**8.4.13** 对特别重要的 1、2 级高坝，或坝基地质条件特别复杂的高土石坝，可在坝基岩石内设置排水、监测、灌浆和检修的平洞或廊道。

## **8.5 易液化土、软黏土和湿陷性黄土坝基的处理**

**8.5.1** 对地震区建坝后的坝基中可能发生液化的无黏性土和少黏性土，应按 GB 50287 进行地震液化可能性的评价。

**8.5.2** 对判定为可能液化的土层，应挖除、换土。在挖除比较困难或很不经济时，可采取人工加密措施。对浅层宜用表面振动压密法，对深层宜用振冲、强夯等方法加密，还可结合振冲处理设置砂石桩，加强坝基排水，以及采取盖重等防护措施。

**8.5.3** 软黏土抗剪强度低，压缩性高，不宜作为坝基。经过技术经济论证，采取处理措施后，可修建低坝。但填土的含水率应略高于最优含水率。

**8.5.4** 软黏土坝基的处理措施，宜挖除；当厚度较大、分布较广难以挖除时，可用打砂井、插塑料排水带、加荷预压、真空预压、振冲置换，以及调整施工速率等措施处理。

在软黏土坝基上筑坝应加强现场孔隙压力和变形监测。

**8.5.5** 有机质土不应作为坝基。如坝基内存在厚度较小且不连续的夹层或透镜体，挖除有困难时，应经过论证并采取有效措施处理。

**8.5.6** 湿陷性黄土可用于低坝坝基，但应论证其沉降、湿陷和溶滤对土石坝的危害，并应做好处理工作。

**8.5.7** 湿陷性黄土坝基宜采用挖除、翻压、强夯等方法，消除其湿陷性；经过论证也可采用预先浸水的方法处理，使湿陷大部分在建坝前或施工期完成。

对黄土中的陷穴、动物巢穴、窑洞、墓坑等地下空洞，应查明处理。

## 9 坝体与其他建筑物的连接

9.0.1 坝体与混凝土坝、溢洪道、船闸、涵管等建筑物的连接，应防止接触面的集中渗流，防止因不均匀沉降而产生的裂缝，以及防止水流对上、下游坝坡和坡脚的冲刷等因素的有害影响。

9.0.2 坝体与混凝土坝的连接，可采用侧墙式（重力墩式或翼墙式等）、插入式或经过论证的其他形式。土石坝与船闸、溢洪道等建筑物的连接应采用侧墙式。为了防止沿接触面发生集中渗流，土质防渗体与混凝土建筑物的接触面应有足够的渗径。

9.0.3 坝体与混凝土建筑物采用侧墙式连接时，土质防渗体与混凝土结合面的坡度不宜陡于 1:0.25。连接段的防渗体断面宜适当加大，或选用接触黏土填筑并充分压实，且在接合面附近加强防渗体下游反滤层等。严寒地区应符合防冻要求。

9.0.4 坝下埋设涵管应符合下列要求：

- 1 土质防渗体与坝下涵管连接处，应扩大防渗体范围。
- 2 涵管本身设置永久伸缩缝和沉降缝时，应做好止水，并应在接缝处设反滤层。
- 3 防渗体下游面与坝下涵管接触处，应做好反滤层，将涵管包围起来。

9.0.5 为排水、灌浆、监测和检修等方面需要设置的廊道，可布置在坝底基岩上，并宜将廊道全部或部分埋入基岩内。防渗墙顶部需设廊道时，应进行专门论证。

9.0.6 地震区的土石坝与岸坡和混凝土建筑物的连接还应遵照 DL 5073 有关规定执行。

## 10 土石坝的计算分析

### 10.1 渗流计算

#### 10.1.1 土石坝渗流计算包括以下内容：

- 1 确定坝体浸润线及其下游逸出点的位置，绘制坝体及坝基内的等势线分布图或流网图。
- 2 确定坝体与坝基的渗流量。
- 3 确定坝坡逸出段与下游坝基表面的出逸坡降，以及不同土层之间的渗透坡降。
- 4 确定库水位降落时上游坝坡内的浸润线位置或孔隙压力。
- 5 确定坝肩的等势线、渗流量和渗透坡降。

#### 10.1.2 渗流计算应考虑水库运行中出现的不利条件，包括以下水位组合情况：

- 1 上游正常蓄水位与下游相应的最低水位。
- 2 上游设计洪水位与下游相应的水位。
- 3 上游校核洪水位与下游相应的水位。
- 4 库水位降落时对上流坝坡稳定最不利的情况。

#### 10.1.3 渗流计算应考虑坝体和坝基渗透系数的各向异性。计算渗透流量时宜采用土层渗透系数的大值平均值，计算水位降落时的浸润线宜用小值平均值。

#### 10.1.4 对于1级、2级坝和高坝应采用数值计算确定渗流域的各种渗流要素，必要时可采用反演方法校核和修正各项水文地质参数。对其他情况可采用公式法进行渗流计算。

#### 10.1.5 岸边的绕坝渗流和高山峡谷的高土石坝以及其他应按三向问题考虑的渗流场，应按三维数值分析法计算。

#### 10.1.6 土质防渗体分区坝和均质坝在库水位降落时，计算上游

坝体内的自由水面位置变化情况,对 1 级、2 级坝和高坝应用数值法计算,其他情况可用公式计算。

10.1.7 采用公式进行渗流计算时,对比较复杂的实际条件可作如下简化:

1 渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层,采用加权平均渗透系数作为计算依据。

2 双层结构坝基,如下卧土层较厚,且其渗透系数小于上覆土层渗透系数的 1/100 时,该层可视为相对不透水层。

3 当透水坝基深度大于建筑物不透水底部长度的 1.5 倍以上时,可按无限深透水坝基情况估算。

## 10.2 渗透稳定计算

10.2.1 渗透稳定计算应包括以下内容:

1 判别土的渗透变形形式,即管涌、流土、接触冲刷或接触流失等。

2 判明坝体和坝基土体的渗透稳定。

3 判明坝下游渗流逸出段的渗透稳定。

10.2.2 渗透变形形式的初步判别方法见附录 C。对于重要工程应以试验成果为准。

10.2.3 在没有反滤层保护时,坝体、坝基渗透出逸坡降应小于材料的允许渗透坡降。有反滤层保护时,材料的允许渗透坡降一般由试验确定。无黏性土的允许渗透坡降确定方法见附录 C。

10.2.4 对双层结构的地基,坝基表层土的渗透系数小于下层土的渗透系数,而下游渗透出逸坡降又符合式(10.2.4-1)时,应设置排水盖重层或排水减压井。

$$J_{a-x} > (G_{s1} - 1)(1 - n_1)/K \quad (10.2.4-1)$$

排水盖重层的厚度  $t$  可按式(10.2.4-2)计算:

$$t = [KJ_{a-x}t_1\gamma_w - (G_{s1} - 1)(1 - n_1)t_1\gamma_w] / \gamma \quad (10.2.4-2)$$

式中:

$J_{a-x}$ ——表层土在坝下游坡脚点  $a$  至  $a$  以下范围  $x$  点的渗透坡降,可按表层土上下表面的水头差除以表层土层厚度  $t_1$  得出 (见图 10.2.4);

$G_{s1}$ ——表层土的土粒比重;

$n_1$ ——表层土的孔隙率;

$K$ ——安全系数,取 1.5~2.0;

$t_1$ ——表层土的厚度;

$\gamma$ ——排水盖重层的容重,水上用湿容重,水下用浮容重;

$\gamma_w$ ——水的容重。

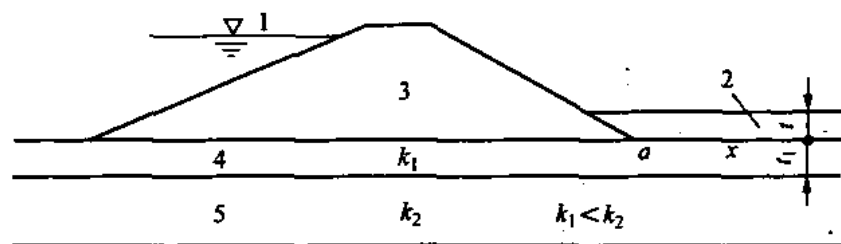


图 10.2.4 坝基结构示意图

1—上游水位; 2—排水盖重层; 3—坝体; 4—坝基表层土; 5—坝基下层土

### 10.3 抗滑稳定计算

#### 10.3.1 抗滑稳定指土石坝坝坡及其覆盖层地基的抗滑稳定。

本标准给出的单一安全系数法 (即本节所列) 为设计应遵循的抗滑稳定计算基本方法, 当要求按概率极限状态设计原则, 以分项系数设计表达式的设计方法 (可靠度法) 进行抗滑稳定计算时可参见附录 F。

#### 10.3.2 土石坝施工、建成、蓄水和库水位降落的各个时期, 受到不同的荷载, 土体也具有不同的抗剪强度, 应分别计算其抗滑稳定性。

控制抗滑稳定的有施工期 (包括竣工时)、稳定渗流期、水库



水位降落期和正常运用遇地震四种工况，应计算的内容如下：

- 1 施工期的上、下游坝坡稳定。
- 2 稳定渗流期的上、下游坝坡稳定。
- 3 水库水位降落期的上游坝坡稳定。
- 4 正常运用遇地震的上、下游坝坡稳定。

各工况正常和非常运用条件的区分见 4.0.5。

上述四种工况之外还有特殊条件的坝，应根据其条件分析抗滑稳定性。如在多雨地区，应根据填土的渗透性和坝面排水设施的功能，酌情核算长期降雨期坝坡的抗滑稳定性；地基黏土层或坝体黏土填土孔隙压力消散慢，宜核算初期蓄水期坝坡的抗滑稳定性等。

10.3.3 土石坝各种计算工况，土体的抗剪强度均应采用有效应力法，按式 (10.3.3-1) 计算：

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (10.3.3-1)$$

黏性土施工期同时还应采用总应力法，按式 (10.3.3-2) 计算：

$$\tau = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (10.3.3-2)$$

黏性土库水位降落期同时还应采用总应力法，按式 (10.3.3-3) 计算：

$$\tau = c_{cu} + \sigma_c' \tan \phi_{cu} \quad (10.3.3-3)$$

式中：

- $\tau$ ——土体的抗剪强度；
- $c'$ 、 $\phi'$ ——有效应力抗剪强度指标；
- $\sigma$ ——法向总应力；
- $\sigma'$ ——法向有效应力；
- $u$ ——孔隙压力；
- $c_u$ 、 $\phi_u$ ——不排水剪总强度指标；
- $c_{cu}$ 、 $\phi_{cu}$ ——固结不排水剪总强度指标；
- $\sigma_c'$ ——库水位降落前的法向有效应力。

稳定渗流期应采用有效应力法，施工期和库水位降落期应同

时采用有效应力法和总应力法进行坝坡稳定计算，并以较小的安全系数为准。如果采用有效应力法确定填土施工期孔隙压力的消散和强度增长时，可不必用总应力法相比较。

10.3.4 堆石、砂砾石等粗颗粒料的非线性抗剪强度指标，可按式 (10.3.4) 计算：

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi g(\sigma_3/p_a) \quad (10.3.4)$$

式中：

$\phi$  ——土体的摩擦角；

$\phi_0$  ——一个大气压力下的摩擦角；

$\Delta\phi$  —— $\sigma_3$  增加一个对数周期下  $\phi$  的减小值；

$\sigma_3$  ——土体的小主应力；

$p_a$  ——大气压力。

10.3.5 土质防渗体坝、沥青混凝土面板或心墙坝及土工膜斜墙或心墙坝，其抗剪强度应按式 (10.3.3-1) ~ 式 (10.3.3-3) 确定（对于堆石、砂砾石等非黏性土，黏着力虽可由试验求出，但略而不计）。经过充分论证，粗粒料亦可采用式 (10.3.4) 确定的抗剪强度指标进行稳定计算。混凝土面板堆石坝的粗粒料应采用式 (10.3.4) 确定的抗剪强度指标进行稳定计算。

10.3.6 土的抗剪强度指标应采用三轴仪测定。对 3 级以下的中低坝，也可采用直接慢剪试验测定土的有效强度指标；对渗透系数小于  $10^{-7}$  cm/s 或压缩系数小于  $0.2\text{MPa}^{-1}$  的土，也可采用直接快剪试验或固结快剪试验测定其总强度指标。

抗剪强度试验的仪器、方法和设计取值应按附录 E 规定选用。

10.3.7 黏性填土或坝基土中某点在施工期的起始孔隙压力  $u_0$  可按式 (10.3.7) 计算：

$$u_0 = \gamma h \bar{B} \quad (10.3.7)$$

式中：

$\gamma$  ——某点以上土的平均容重；

$h$  ——某点以上的填土高度；

$\bar{B}$  ——孔隙压力系数，按附录 D 确定。

对于饱和度大于 80% 和渗透系数介于  $10^{-7}\text{cm/s} \sim 10^{-5}\text{cm/s}$  的大体积填土，可计算施工期填土中孔隙压力的消散和强度的相应增长。计算方法可按附录 D 规定执行。

应加强现场孔隙压力监测，校核计算的成果。

10.3.8 稳定渗流期坝体和坝基中的孔隙压力，应根据流网确定。计算方法可按附录 D 规定执行。

10.3.9 水库水位降落期坝体和坝基中孔隙压力的计算应符合下列规定：

1 无黏性土，可通过渗流计算确定水库水位降落期间坝体内的浸润线位置，绘制瞬时流网，定出孔隙压力。

2 黏性土，可按附录 D 规定的方法计算，并通过现场监测进行核算。

10.3.10 坝坡抗滑稳定计算应采用刚体极限平衡法。对于均质坝、厚斜墙或厚心墙坝，可采用计及条块间作用力的简化毕肖普 (Simplified Bishop) 法；对于有软弱夹层、薄斜墙坝、薄心墙坝及任何坝型的坝坡稳定分析，可采用满足力和力矩平衡的摩根斯顿-普赖斯 (Morgenstern-Price) 等方法。抗滑稳定计算方法可按附录 E 的规定执行。

非均质坝体和坝基的抗滑稳定计算应考虑稳定安全系数分布的多极值特性。滑动破坏面应在不同的土层进行分析比较，直到求得抗滑稳定安全性最小时为止。

10.3.11 由土工膜做成的斜墙土石坝，除应进行有关部位的坝坡和坝基稳定分析外，还应沿土工膜与土的接触带进行稳定分析。

10.3.12 采用计及条块间作用力的计算方法时，坝坡抗滑稳定的安全系数，不应小于表 10.3.12 规定的数值。

表 10.3.12 坝坡抗滑稳定最小安全系数 (一)

运用条件	土 石 坝 级 别			
	1	2	3	4、5
正常运用条件	1.50	1.35	1.30	1.25
非常运用条件 I	1.30	1.25	1.20	1.15
非常运用条件 II	1.20	1.15	1.15	1.10
注：运用条件见 4.0.5。				

10.3.13 采用不计条块间作用力的瑞典圆弧法计算时，坝坡抗滑稳定安全系数不应小于表 10.3.13 规定的数值。

表 10.3.13 坝坡抗滑稳定最小安全系数 (二)

运用条件	土 石 坝 级 别			
	1	2	3	4、5
正常运用条件	1.30	1.25	1.20	1.15
非常运用条件 I	1.20	1.15	1.10	1.05
非常运用条件 II	1.10	1.05	1.05	1.05
注：运用条件见 4.0.5。				

10.3.14 采用滑楔法进行稳定计算时，若假定滑楔之间作用力平行于坡面和滑底斜面的平均坡度，安全系数应符合表 10.3.12 的规定；若假定滑楔之间作用力为水平方向，安全系数应符合表 10.3.13 的规定。

10.3.15 抗震稳定计算应按 DL 5073 有关规定执行。如不按可靠度分析法而采用拟静力法计算时，其稳定安全系数可按 10.3.12、10.3.13 和 10.3.14 的规定确定。

10.3.16 对于狭窄河谷中的高土石坝，抗滑稳定计算还可计及三向效应，求取最小安全系数值。

对于特别高的坝或特别重要的工程，最小安全系数的容许值可作专门研究确定。

## 10.4 应力和变形计算

10.4.1 一般土石坝都应进行垂直变形，即沉降分析，估算在土体自重及其他外荷载作用下，坝体及坝基的总沉降量和竣工时的沉降量。确定竣工时坝顶应预留的超高，以及预估坝体各个部位的不均匀沉降量和不均匀沉降梯度，判断发生裂缝的可能性及应采取防止裂缝的工程措施。

沉降计算的范围和方法可按附录 G 的规定执行。

10.4.2 对 1 级、2 级高坝以及对建于复杂或软弱地基上和埋藏有显著影响沉降变形的建筑物的坝，应采用有限元法进行应力和变形分析。计算坝体及坝基或其他相衔接的建筑物在土体自重及其他外荷载作用下和各种不同工作条件下的应力和变形，从而定性地分析坝体是否发生塑性区及其范围、拉应力区及其范围、变形及裂缝、防渗土体的水力劈裂、混凝土面板坝周边缝及垂直缝的可能变形等，并结合沉降计算结果综合研究是否会发生裂缝以及应采取的相应措施等。

地震区土石坝应按 DL 5073 的规定进行动力分析。

10.4.3 坝顶竣工后的预留沉降超高，应根据沉降计算、有限元应力应变分析、施工期监测和工程类比等综合分析确定。

10.4.4 当计算的竣工后坝顶沉降量与坝高的比值大于 1% 时，应在分析计算成果的基础上，论证选择的坝料填筑标准的合理性和采取工程措施的必要性。

10.4.5 应力、变形计算宜采用非线性弹性应力应变关系分析，也可采用弹塑性应力应变关系分析。并推荐采用  $E-B(E-\mu)$ 、 $K-G$ 、双屈服面弹塑性模型。对于黏性土的坝体和坝基，宜考虑排水固结对坝体应力和变形的影响。

10.4.6 有限元计算的参数宜由试验测定，并结合工程类比选用。试验用料的力学特性应能代表实际采用的筑坝材料，试验条件和加载方式宜反映坝体的施工、运行条件。

**10.4.7** 有限元计算应按照施工填筑和蓄水过程，模拟坝体分期加载的条件，并应反映坝体不连续界面的力学特性。

**10.4.8** 对于高坝一般应研究堆石材料的湿化、流变等特性对坝体应力和变形的影响，并应采取相应的工程措施。

**10.4.9** 在施工过程中，应对沉降、孔隙压力、总应力和位移等项目的原型监测和施工质量检测资料及时进行分析，校核和修正计算模型和参数，参考工程类比成果，判断计算成果的正确性和合理性，并应据此及时采取工程措施或修正设计。

## 11 分期施工与扩建加高

### 11.1 分期施工

11.1.1 土石坝分期施工临时断面的填筑高程，应根据各时段的拦洪标准和蓄水要求确定。临时断面的分期划分应根据坝型、坝基地形地质条件、防渗排水设施的布置、总体施工进度、导流与度汛、枢纽建筑物开挖料的利用等具体情况拟定。

11.1.2 分期施工时，坝面护坡、排水设施以及盖重层的设置，应遵循下列原则：

1 临时断面上游坝面防护应与拦洪蓄水条件相适应。下游坝面应视分期施工间断时间的长短，做好坝面排水防护措施，或设临时护坡。

2 为保证临时断面下游坝脚与地基的稳定而设置的盖重层，应作为永久断面的一部分进行设计。盖重层断面应高于临时断面浸润线逸出点，其表面应有一定的坡度以便于排除积水。

11.1.3 对龙口段和先期填筑段的施工应符合下列规定：

1 对均质坝和厚心墙坝应核算施工期稳定性。

2 先填筑坝段的横向坝坡，土料不宜陡于 1:3，砂砾石料不宜陡于 1:1.5，堆石料不宜陡于 1:1.3。

3 对土质防渗体的高坝，应按 10.4 规定的方法，验算分期填筑坝体的不均匀沉降，进行发生裂缝的可能性分析，同时根据计算结果和工程类比确定分期填筑坝段的最大高差。

4 龙口段两侧先期施工的坝体横向坡脚应采取避免水流冲刷的防护措施。但在坝体合龙前应将这些易形成渗流通道和发生管涌的临时防护设施全部清除。

11.1.4 土质心墙、斜心墙和斜墙，不应采取分期加厚的形式。

坝基防渗结构（铺盖、截水墙、混凝土防渗墙、帷幕灌浆等）在拦蓄洪水前水位以下部分应全部完成，不宜分期施工。

11.1.5 清基、削坡工作宜一次完成。如需分期完成，应避免后期施工对前期施工的影响。

11.1.6 对分期建设的坝，坝体、泄水和引水建筑物均应按最终规模进行设计。

## 11.2 扩 建 加 高

11.2.1 进行扩建加高设计时，应分析原坝体的原型监测资料，并对原坝体进行勘探、试验，了解坝体的质量和安全状况，作为扩建加高设计的依据。

11.2.2 进行扩建加高时，应对原来大坝的坝基处理、坝坡稳定、填筑质量，以及坝体与岸坡和其他建筑物的连接进行安全复核；对已建的泄水、引水建筑物的泄水能力和安全应进行核算。不满足加高后运用要求时应进行加固或改建。

11.2.3 土石坝的扩建加高宜采用从下游面培厚加高的方法。如在水库的淤积物上加高，应根据淤积物固结情况，进行变形和稳定分析，研究采取排水固结措施和控制加高速率必要性等问题。

11.2.4 已建成土石坝一般不宜采用戴帽加高的方法。若在其他保坝措施有困难，大坝加高高度不大的情况下，视原坝坡稳定安全裕度、坝体填筑质量、坝基地质条件以及坝址地震烈度等具体情况，经充分论证，坝的整体安全满足本标准要求时，也可采用坝顶戴帽加高的方法。

11.2.5 原坝体为土质防渗体分区坝也可采用混凝土面板堆石坝从下游面加高。加高设计中应对原坝体的土质防渗体与混凝土面板之间的连接和止水进行专门设计，应形成完整的防渗体系。

11.2.6 新增坝体与原坝体填土性质不同时，应研究增设反滤层



## **DL/T 5395 — 2007**

和过渡层的必要性。

**11.2.7** 原坝体如系水中填土或水力冲填法填筑，而新坝体采用碾压法填筑时，应作专门论证，并采取相应措施。

## 12 安全监测设计

### 12.1 一般规定

12.1.1 土石坝应根据坝的级别、高度、结构型式以及地形、地质等条件，设置必要的监测项目，进行系统监测，并及时整理、分析监测资料，其目的是：

- 1 监控大坝的安全、掌握运行规律。
- 2 根据施工期监测资料，控制施工并及时检验和修改设计。
- 3 根据长期监测资料，检验设计的正确性。

12.1.2 监测设计应遵守下列原则：

- 1 应能较全面地反映大坝与基础的工作状况，目的明确、重点突出。
- 2 监测设施的选择应在可靠、耐久、经济、适用的前提下力求先进，各观测设施应能相互校核验证。
- 3 监测项目和监测仪器的布置应结合工程的特点有针对性地设置，监测断面和部位选择应有代表性。表面变形监测位移点宜等距分布；内部监测设施至少应沿坝轴线的一个纵断面和最大坝高处（或其他有代表性的断面）的一个横断面布置，必要时可增设横断面。
- 4 复杂的地形地质条件或特殊部位，如坝肩及基岩断层带、坝基覆盖层最深处、承压含水层等，以及坝内有埋管或廊道处、坝的合龙段，应加设监测设施。
- 5 应排除或避免影响监测精度的因素，监测仪器及导线应有必要的保护装置。应尽可能保证观测作业有良好的交通及照明条件，保证恶劣气候条件下仍能进行必要项目的观测，保证施工期和运行期的正常观测。

6 对于 1 级、2 级土石坝和有条件的 3 级土石坝，宜设置自动化监测系统。设置自动化监测系统的同时应具备人工监测条件。

### 12.1.3 监测设计应符合下列要求：

1 应很好规划布置临时性和永久性观测站，避免施工破坏和干扰，尽量缩短管路和电缆长度，必要时可设置专门的观测站和观测廊道，临时性监测设施宜与永久性监测设施相结合。

2 应重视施工期的安全监测，应对监测仪器设备的安装、埋设、测次及资料整编提出技术要求。

3 初期蓄水前应制定详细的监测工作计划，包括监测设施完成形象面貌、巡视检查要求、观测频次、观测精度、观测简报等。应重点提出各监测项目在首次蓄水前取得监测基准值的要求。

4 对 1 级、2 级土石坝宜进行初期蓄水期的监测反馈分析。

5 施工阶段和首次蓄水阶段，宜根据理论计算或模型试验成果，并参考类似工程经验对某些重要监测项目提出设计安全的监控参考指标。

6 应提出对大坝运行期的巡视检查要求，观测频次、观测精度、资料整编分析等要求。

## 12.2 监 测 项 目

12.2.1 监测项目的设置，对不同工程等级和坝高，可根据实际需要，参照表 12.2.1 选用。

表 12.2.1 土石坝安全监测项目表

序号	监测项目		大坝级别		
			1	2	3
1	巡视检查	包括日常、年度、特殊检查	●	●	●
2	变形	坝面水平、垂直位移	●	●	●
		坝内水平、垂直位移	●	●	○
		坝基沉陷	●	●	○

表 12.2.1 (续)

序号	监测项目		大坝级别		
			1	2	3
2	变形	接缝(周边缝、垂直缝等)	●	●	○
		裂缝	○	○	
		近坝库岸及滑坡体变形、位移	●	●	○
3	渗流	渗流量	●	●	●
		坝基渗透压力	●	●	○
		坝体渗透压力	●	●	○
		坝体浸润线	●	●	●
		绕坝渗流	●	●	
		水质分析	○	○	○
4	压力 (应力)	孔隙水压力	●	○	
		土压力(应力)	○	○	
		接触土压力	●	○	
5	环境量	上、下游水位	●	●	●
		气温	●	●	●
		降水量	●	●	●
		水温	○	○	○
		波浪	○		
		坝前泥砂	○	○	
		冰冻	○		
6	地震	坝体强震反应	○	○	
		动孔隙水压力	○		
		水库诱发地震	○		

注：有●者为必设项目；有○者为一般项目，可根据工程具体需要选设。

### 12.2.2 地震监测设置应符合下列要求：

- 1 设计地震烈度为Ⅶ度及其以上地区的1级、2级坝，经过论证，可进行坝体强震反应监测。
- 2 在库区有发震断层或断裂交汇带的地区，宜在蓄水前设地

震台网进行系统监测。

3 宜在坝体及坝基中抗震敏感部位，设置必要的动应力、动应变和动孔隙压力等监测设备。

**12.2.3 混凝土防渗墙、钢筋混凝土及沥青混凝土防渗体监测**应结合有关专业规范或参照类似工程已有监测成果设置应力、应变、沉降、渗透、温度、接缝等监测项目。

**12.2.4 监测设计时**，宜根据设计计算并参考类似工程监测成果，选取各类仪器的量程、精度等技术指标。

**12.2.5 巡视检查的主要项目及内容：**

1 主要项目：坝顶、迎水坡、背水坡及坝址、坝基、坝址近区、坝端岸坡等。

2 内容：有无裂缝、异常变形、剥落、滑动、隆起、塌坑、雨淋沟、散浸、积雪不均匀融化、冒水、渗水、流土、管涌、护面或护坡是否损坏、排水系统是否通畅、绕坝渗水是否异常等。

**12.2.6 监测设备的布置、安装埋设、测读等**应按照有关土石坝安全监测技术规定进行。

### **12.3 监测资料整编分析**

**12.3.1 监测设计**应按照有关土石坝安全监测资料整编规定提出对监测资料整编分析要求。

**12.3.2 资料整编的重点**是查证原始观测数据的正确性与准确性，进行观测物理量计算，填好观测数据记录表格，点绘观测物理量过程线图，考察观测物理量的变化，初步判断是否存在变化异常值。资料编印，应在平时资料整理的基础上进行观测物理量的统计，填制统计表格；绘制各种观测物理量的分布与相互间的相关图线；编印说明书。

**12.3.3 在整个观测过程中**，均应及时对各种观测数据进行检验和处理，建立数据库，采用适当的数学模型结合巡视检查资料进行分析，重点是对土石坝的安全性态作出评价。

**附 录 A**  
**(规范性附录)**  
**波浪和护坡计算**

**A.1 波浪计算。**

**A.1.1** 天然风浪是随机的不规则波。风浪要素指波高、周期和波长。影响风浪成长的基本因素为风况（风速、风向、风区长度及风的延时）与水深。

**A.1.2** 年最大风速应采用水面上空 10m 高度处 10min 的平均风速，当仅能获得距水面其他高度的风速时，应按式（A.1）计算：

$$W_{10}=K_Z W_Z \quad (\text{A.1})$$

式中：

$W_{10}$ ——水面上空 10m 高度处 10min 的平均风速；

$Z$ ——距水面的高度；

$K_Z$ ——风速修正系数，按表 A.1 查得；

$W_Z$ ——距水面上空  $Z$  高度处 10min 的平均风速。

**表 A.1 风速修正系数**

高度 $Z$ m	2	5	10	15	20
修正系数 $K_Z$	1.25	1.10	1.00	0.95	0.90

**A.1.3** 风向宜按水域计算点处 8 个方位角确定，其允许偏差为  $\pm 22.5^\circ$

**A.1.4** 风区长度的确定应符合下列要求：

**A.1.4.1** 当沿风向两侧的水域较宽广时，可采用计算点到对岸的距离。

**A.1.4.2** 沿风向有局部缩窄且缩窄处的宽度  $B$  小于 12 倍的计算

波长时,可采用  $5B$ , 同时不应小于自计算点到缩窄处的长度。

A.1.4.3 如图 A.1 所示, 当沿风向两侧水域较狭窄或水域形状不规则或有岛屿等障碍物时, 应采用等效风区长度, 按式 (A.2) 计算。

$$D_e = \frac{\sum_i D_i \cos^2 \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i} \quad (\text{A.2})$$

式中:

$D_e$ ——等效风区长度;

$D_i$ ——计算点至水域边界的距离,  $i$  取  $0, \pm 1, \pm 2, \pm 3, \pm 4, \pm 5, \pm 6$ ;

$\alpha_i$ ——第  $i$  条射线与主射线的夹角, 等于  $i \times 7.5^\circ$ 。

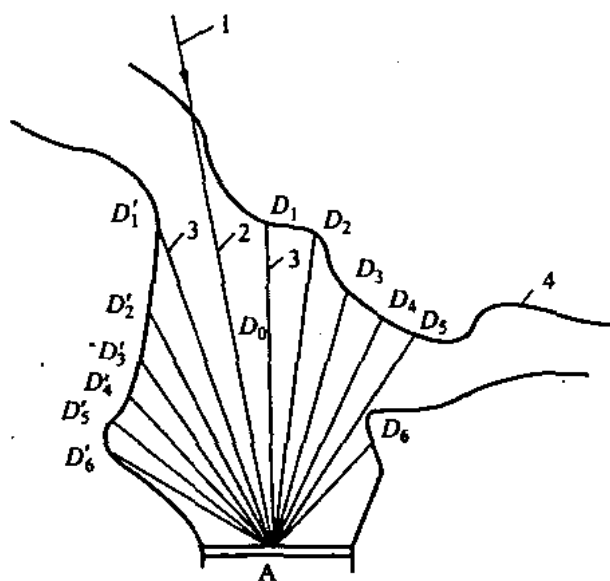


图 A.1 等效风区长度计算示意

1—主风向; 2—主射线; 3—射线; 4—水域边界

A.1.5 风区内水域平均深度  $H_m$  可沿风向作出地形剖面图求得, 计算水位应与相应设计状况下的静水位一致。

A.1.6 波浪的平均波高和平均波周期宜采用莆田试验站公式, 按

式 (A.3)、式 (A.4) 计算:

$$\frac{gh_m}{W^2} = 0.13 \operatorname{th} \left[ 0.7 \left( \frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] \operatorname{th} \left\{ \frac{0.0018 \left( \frac{gD}{W^2} \right)^{0.45}}{0.13 \operatorname{th} \left[ 0.7 \left( \frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (\text{A.3})$$

$$T_m = 4.438 h_m^{0.5} \quad (\text{A.4})$$

式中:

$h_m$  —— 平均波高, m;

$T_m$  —— 平均波周期, s;

$W$  —— 计算风速, m/s;

$D$  —— 风区长度, m;

$H_m$  —— 水域平均水深, m;

$g$  —— 重力加速度, 取  $9.81 \text{ m/s}^2$ 。

平均波长可按式 (A.5) 计算:

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \operatorname{th} \left( \frac{2\pi H}{L_m} \right) \quad (\text{A.5})$$

对于深水波, 即当  $H \geq 0.5L_m$  时, 可简化为式 (A.6) 计算:

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \quad (\text{A.6})$$

式中:

$L_m$  —— 平均波长, m;

$H$  —— 大坝迎水面前的水深, m。

A.1.7 对于丘陵、平原地区水库, 当  $W < 26.5 \text{ m/s}$ 、 $D < 7500 \text{ m}$  时, 波浪的波高和平均波长可采用鹤地水库公式, 按式 (A.7)、式 (A.8) 计算:

$$\frac{gh_{2\%}}{W^2} = 0.00625 W^{1/6} \left( \frac{gD}{W^2} \right)^{1/3} \quad (\text{A.7})$$



$$\frac{gL_m}{W^2} = 0.0386 \left( \frac{gD}{W^2} \right)^{1/2} \quad (\text{A.8})$$

式中:

$h_{2\%}$ ——累积频率为2%的波高, m。

A.1.8 对于内陆峡谷水库, 当  $W < 20 \text{ m/s}$ 、 $D < 20000 \text{ m}$  时, 波浪的波高和平均波长可采用官厅水库公式, 按式 (A.9)、式 (A.10) 计算:

$$\frac{gh}{W^2} = 0.0076 W^{-1/12} \left( \frac{gD}{W^2} \right)^{1/3} \quad (\text{A.9})$$

$$\frac{gL_m}{W^2} = 0.331 W^{-1/2.15} \left( \frac{gD}{W^2} \right)^{1/3.75} \quad (\text{A.10})$$

式中:

$h$ ——波浪的波高, m。当  $gD/W^2 = 20 \sim 250$  时, 为累积频率 5% 的波高  $h_{5\%}$ ; 当  $gD/W^2 = 250 \sim 1000$  时, 为累积频率 10% 的波高  $h_{10\%}$ 。

A.1.9 不同累积频率  $P(\%)$  下的波高  $h_p$  可由平均波高与平均水深的比值和相应的累积频率按表 A.2 中规定的系数计算求得。

表 A.2 不同累积频率下的波高与平均波高比值 ( $h_p/h_m$ )

$P$ %	0.01	0.1	1	2	4	5	10	14	20	50	90
$h_m/H_m$											
<0.1	3.42	2.97	2.42	2.23	2.02	1.95	1.71	1.60	1.43	0.94	0.37
0.1~0.2	3.25	2.82	2.30	2.13	1.93	1.87	1.64	1.54	1.38	0.95	0.43

A.1.10 有效波高  $h_s$  可取累积频率为 14% 的波高  $h_{14\%}$ 。

A.1.11 风壅水面高度可按式 (A.11) 计算:

$$e = \frac{KW^2D}{2gH_m} \cos \beta \quad (\text{A.11})$$

式中:

$e$  ——计算点处的风壅水面高度, m;

$K$  ——综合摩阻系数, 取  $3.6 \times 10^{-6}$ ;

$\beta$  ——计算风向与大坝轴线法线的夹角, ( $^{\circ}$ )。

**A.1.12** 波浪沿建筑物坡面爬升的垂直高度(由静水位起算), 称为波浪爬高。

设计波浪爬高值应根据工程等级确定, 1级、2级和3级坝采用累积频率为1%的波浪爬高值  $R_{1\%}$ , 4级、5级坝采用累积频率为5%的波浪爬高值  $R_{5\%}$ 。

**A.1.13** 正向来波在单坡上的平均波浪爬高可按式(A.12)、式(A.13)或有关规定计算。

**A.1.13.1** 当  $m=1.5 \sim 5.0$  时:

$$R_m = \frac{K_{\Delta} K_w}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{h_m L_m} \quad (\text{A.12})$$

式中:

$R_m$  ——平均波浪爬高, m;

$m$  ——单坡的坡度系数, 若坡角为  $\alpha$ , 即等于  $\cot \alpha$ ;

$K_{\Delta}$  ——斜坡的糙率渗透性系数, 根据护面类型查表 A.3;

$K_w$  ——经验系数, 按表 A.4 查得。

表 A.3 糙率渗透性系数  $K_{\Delta}$

护面类型	$K_{\Delta}$
光面不透水护面(沥青混凝土)	1.0
混凝土或混凝土板	0.9
草皮砌石	0.85~0.90
砌石	0.75~0.80
抛填两层块石(不透水基础)	0.60~0.65
抛填两层块石(透水基础)	0.50~0.55

表 A.4 经验系数  $K_w$ 

$\frac{W}{\sqrt{gH}}$	$\leq 1$	1.5	2	2.5	3	3.5	4	$\geq 5$
$K_w$	1.00	1.02	1.08	1.16	1.22	1.25	1.28	1.30

A.1.13.2 当  $m \leq 1.25$  时:

$$R_m = K_\Delta K_w R_0 h_m \quad (\text{A.13})$$

式中:

$R_0$ ——无风情况下, 平均波高  $h_m = 1.0\text{m}$  时, 光滑不透水护面 ( $K_\Delta = 1$ ) 的爬高值, 由表 A.5 查得。

表 A.5  $R_0$  值

$m$	0	0.5	1.0	1.25
$R_0$	1.24	1.45	2.20	2.50

A.1.13.3 当  $1.25 < m < 1.5$  时, 可由  $m = 1.25$  和  $m = 1.5$  的计算值按内插法确定。

A.1.14 不同累积频率下的波浪爬高  $R_p$  可由平均波高与大坝迎水面水深比值和相应的累积频率  $P$  按表 A.6 规定的系数计算求得。

表 A.6 不同累积频率下的爬高与平均爬高比值 ( $R_p/R_m$ )

$\begin{matrix} P \\ \% \\ h_m/H \end{matrix}$	0.1	1	2	4	5	10	14	20	30	50
$< 0.1$	2.66	2.23	2.07	1.90	1.84	1.64	1.53	1.39	1.22	0.96
$0.1 \sim 0.3$	2.44	2.08	1.94	1.80	1.75	1.57	1.48	1.36	1.21	0.97
$> 0.3$	2.13	1.86	1.76	1.65	1.61	1.48	1.39	1.31	1.19	0.99

A.1.15 正向来波在带有马道的复式坡上的平均波浪爬高按下列规定计算:

A.1.15.1 马道上、下坡度一致，且马道位于静水位上、下  $0.5h_{1\%}$  范围内，其宽度为  $(0.5 \sim 2.0) h_{1\%}$  时，波浪爬高应取按单一坝坡计算值的  $(0.8 \sim 0.9)$  倍；当马道位于静水位上、下  $0.5h_{1\%}$  以外，宽度小于  $(0.5 \sim 2.0) h_{1\%}$  时，可不考虑其影响。

A.1.15.2 马道上、下坡度不一致，且位于静水位上、下  $0.5h_{1\%}$  范围内时，可先按式 (A.14) 确定该坝坡的折算单坡坡度系数，再根据 A.1.13 按单坡计算。

$$\frac{1}{m_e} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{m_{\text{上}}} + \frac{1}{m_{\text{下}}} \right) \quad (\text{A.14})$$

式中：

$m_e$ ——折算单坡坡度系数；

$m_{\text{上}}$ ——马道以上坡度系数， $m_{\text{上}} \geq 1.5$ ；

$m_{\text{下}}$ ——马道以下坡度系数， $m_{\text{下}} \geq 1.5$ 。

A.1.16 当来波波向线与大坝轴线的法线成  $\beta$  夹角时，波浪爬高等于按正向来波的计算值乘以折减系数  $K_\beta$ 。 $K_\beta$  应按表 A.7 确定。

表 A.7 斜向来波折减系数  $K_\beta$

$\beta (^{\circ})$	0	10	20	30	40	50	60
$K_\beta$	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.82	0.97

A.1.17 如图 A.2 所示，作用在坡度系数为  $1.5 \sim 5.0$  的坝坡护面板上的波浪压力，可按式 (A.15) ~ 式 (A.20) 计算：

A.1.17.1 最大压力强度。

$$P_z = K_p K_1 K_2 K_3 \gamma_w h_s \quad (\text{A.15})$$

$$K_1 = 0.85 + 4.8 \frac{h_s}{L_m} + m \left( 0.028 - 1.15 \frac{h_s}{L_m} \right) \quad (\text{A.16})$$

式中：

$P_z$ ——波浪最大压力强度,  $\text{kN/m}^2$ ;

$K_p$ ——频率换算系数, 取 1.35;

$K_2$ ——系数, 按表 A.8 确定;

$K_3$ ——在点 Z 作用的波浪压力相对强度系数, 按表 A.9 确定;

$\gamma_w$ ——水的重度,  $\text{kN/m}^3$ ;

$m$ ——大坝坡坡率;

$L_m$ ——波浪平均波长, m;

$h_s$ ——有效波高, m。

表 A.8 系 数  $k_2$

$L_m/h_s$	10	15	20	25	35
$K_2$	1.00	1.15	1.30	1.35	1.48

表 A.9 浪压力相对强度系数  $K_3$

$h_s$ m	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	$\geq 4$
$K_3$	3.7	2.8	2.3	2.1	1.9	1.8	1.75	1.7

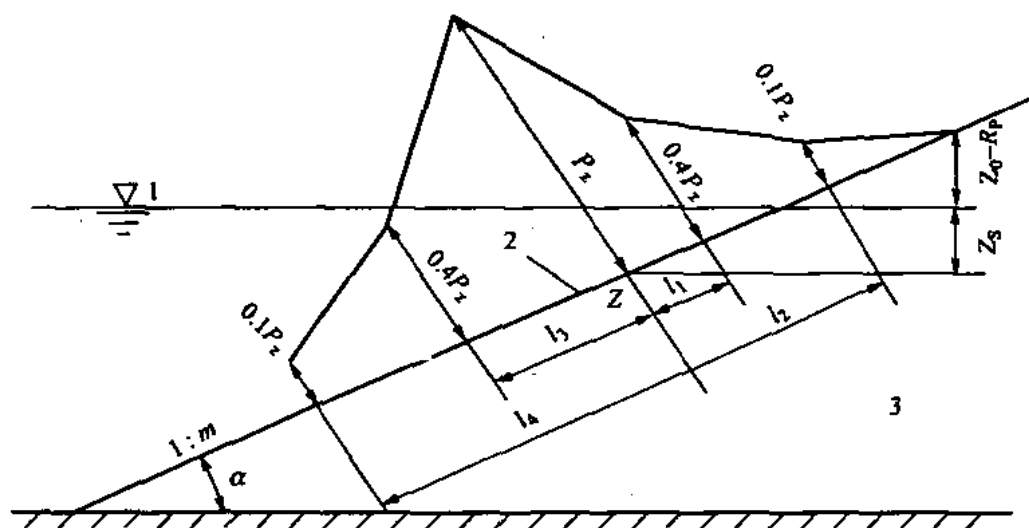


图 A.2 坝坡护面板上的波浪压力

1—上游水位; 2—护坡面板; 3—坝体

A.1.17.2 最大压力强度作用点距水面的距离  $Z_z$ 。

$$Z_z = A + \frac{1}{m^2}(1 - \sqrt{2m^2 + 1})(A + B) \quad (\text{A.17})$$

$$A = h_s \left( 0.47 + 0.023 \frac{L_m}{h_s} \right) \frac{1 + m^2}{m^2} \quad (\text{A.18})$$

$$B = h_s \left[ 0.95 - (0.84m - 0.25) \frac{h_s}{L_m} \right] \quad (\text{A.19})$$

当计算  $Z_z < 0$  时, 取  $Z_z = 0$ 。

A.1.17.3 斜面上各计算点到点 Z 的距离。

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= 0.0125S \\ l_2 &= 0.0325S \\ l_3 &= 0.0265S \\ l_4 &= 0.0675S \\ S &= \frac{mL_m}{\sqrt[4]{m^2 - 1}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.20})$$

A.1.17.4 波浪作用区域的上限  $Z_0$  等于设计累计频率下的波浪爬高  $R_p$ 。

A.2 护坡计算。

A.2.1 砌石护坡在最大局部波浪压力作用下所需的换算球形直径和质量、平均粒径、平均质量和厚度可按式 (A.21) ~ 式 (A.24) 确定:

$$D = 0.85D_{50} = \frac{0.64 \times P_z}{\rho_k - \rho_w} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m(m+2)} \quad (\text{A.21})$$

$$Q = 0.85Q_{50} = 0.525\rho_k D^3 \quad (\text{A.22})$$

当  $L_m/h_p \leq 15$  时:

$$t = 1.67D/K_t \quad (\text{A.23})$$

当  $L_m/h_p > 15$  时:

$$t=1.82D/K_t \quad (\text{A.24})$$

式中:

$D$ ——石块的换算球形直径, m;

$Q$ ——石块的质量, t;

$D_{50}$ ——石块的平均粒径, m;

$Q_{50}$ ——石块的平均质量, t;

$t$ ——砌石护坡厚度, m;

$m$ ——坝坡坡率;

$K_t$ ——随坡率变化的系数, 按表 A.10 查得;

$\rho_k$ ——块石密度, t/m<sup>3</sup>;

$\rho_w$ ——水的密度, t/m<sup>3</sup>;

$P_z$ ——波浪最大压力强度, 按式 (A.15) 确定, t/m<sup>2</sup>;

$h_p$ ——累计频率为 1% 的波高, m。

表 A.10 系 数  $K_t$

$m$	2.0	2.5	3.0	3.5	5.0
$K_t$	1.2	1.3	1.4	1.4	1.2

A.2.2 对于经过整理的堆石(抛石)护坡的石块质量和厚度可按式 (A.25) ~ 式 (A.28) 计算:

$$\frac{h_p}{\left(\operatorname{th} \frac{2\pi H}{L_m}\right)^a} = 2.12 Q_{50}^{3/8} (bm)^{3/5} \quad (\text{A.25})$$

$$Q_{\max} = (3 \sim 4) Q_{50} \quad (\text{A.26})$$

$$Q_{\min} = (1/4 \sim 1/5) Q_{50} \quad (\text{A.27})$$

$$t = 1.10 (Q_{\max} / \rho_k)^{1/3} \quad (\text{A.28})$$

式中:

$H$ ——坝址处水深, m;

$a$ 、 $b$ ——经验性系数, 与坝坡坡率  $m$  有关:  $m=5$ ,  $a=1/3$ ,

$b=1$ ;  $m=2\sim 3$ ,  $a=0.2$ ,  $b=0.75$ ;

$Q_{\max}$ 、 $Q_{\min}$ ——石块的最大、最小质量, t;

$Q_{50}$ ——石块的平均质量, t;

$h_p$ ——设计累计频率下的波高, m, 一般取累积频率  $P$  为 5%, 重要工程累积频率  $P$  可适当提高;

$L_m$ ——波浪的平均波长, m;

$t$ ——堆石护坡的厚度, m;

$\rho_k$ ——石块的密度,  $t/m^3$ 。

**A.2.3** 对具有明缝的混凝土或钢筋混凝土板护坡, 当坝坡坡度系数  $m=2\sim 5$  时, 板在波浪作用下稳定的面板厚度可按式 (A.29) 计算:

$$t = 0.07\eta h_p \sqrt{\frac{L_m}{b} \cdot \frac{\rho_w}{\rho_c - \rho_w} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}} \quad (\text{A.29})$$

式中:

$t$ ——混凝土板的厚度, m;

$\eta$ ——系数, 对整体式大块护面板, 取 1.0, 对装配式护面板, 取 1.1;

$h_p$ ——累积频率为 1% 的波高, m;

$L_m$ ——波浪的平均波长, m;

$b$ ——沿坝坡向混凝土板长, m;

$\rho_c$ ——混凝土板的密度,  $t/m^3$ ;

$\rho_w$ ——水的密度,  $t/m^3$ 。



**附 录 B**  
**(规范性附录)**  
**反 滤 层 设 计**

**B.1** 反滤层设计方法分为保护无黏性土和保护黏性土两大类。反滤层设计包括掌握被保护土、坝壳料和料场砂砾料的颗粒级配(包括级配曲线的上、下包络线),可根据反滤层在坝的不同部位确定反滤层的类型,计算反滤层的级配、层数和厚度。

**B.2** 反滤层设计原则主要是按几何条件,划分反滤层类型的目的主要是为了合理地确定其层数,据此分为两种类型。

**B.2.1** I型反滤:反滤层位于被保护土下部,渗流方向由上向下(图 B.1),如均质坝的水平排水体和斜墙后的反滤层等。

**B.2.2** II型反滤:反滤层位于被保护土上部,渗流方向由下向上(图 B.2),如位于坝基渗流逸出处和排水沟下边的反滤层等。

减压井、竖式排水体等的反滤层,反滤层成垂直的型式,渗流方向水平,属过渡型,可归为 I 型。

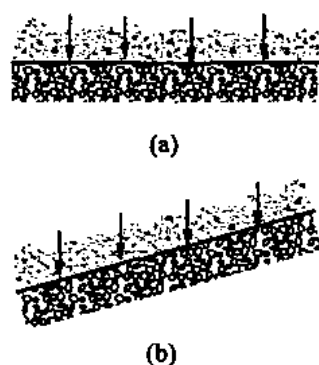


图 B.1 I 型反滤

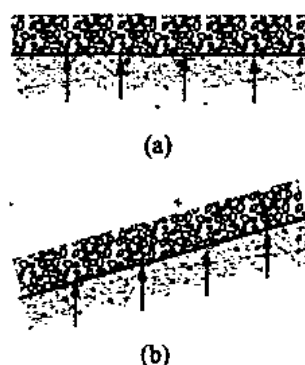


图 B.2 II 型反滤

**B.3** 被保护土为无黏性土,且不均匀系数  $C_u \leq 5 \sim 8$  时,其第一层反滤层的级配宜按式 (B.1)、式 (B.2) 确定:

$$D_{15}/d_{85} \leq 4 \sim 5 \quad (\text{B.1})$$

$$D_{15}/d_{15} \geq 5 \quad (\text{B.2})$$

式中:

$D_{15}$ ——反滤料的粒径, 小于该粒径的土重占总土重的 15%;

$d_{15}$ ——被保护土的粒径, 小于该粒径的土重占总土重的 15%;

$d_{85}$ ——被保护土的粒径, 小于该粒径的土重占总土重的 85%。

对于以下情况, 按下述方法处理后, 仍可按式(B.1)和式(B.2)初步确定反滤层, 然后通过试验确定级配。

**B.3.1** 对于不均匀系数  $C_u > 8$  的被保护土, 宜取  $C_u \leq 5 \sim 8$  的细粒部分的  $d_{85}$ 、 $d_{15}$  作为计算粒径; 对于级配不连续的被保护土, 应取级配曲线平段以下 (一般是 1~5mm 粒径) 细粒部分的  $d_{85}$ 、 $d_{15}$  作为计算粒径。

**B.3.2** 当第一层反滤层的不均匀系数  $C_u > 5 \sim 8$  时, 应控制大于 5mm 颗粒的含量小于 60%, 选用 5mm 以下的细粒部分的  $D_{15}$  作为计算粒径。

**B.4** 当被保护土为黏性土时, 其第一层反滤层的级配应按下列方法确定:

**B.4.1** 滤土要求。

根据被保护土小于 0.075mm 颗粒含量的百分数不同, 而采用不同的方法。

当被保护土含有大于 5mm 颗粒时, 应按小于 5mm 颗粒级配确定小于 0.075mm 颗粒含量百分数, 及按小于 5mm 颗粒级配的  $d_{85}$  作为计算粒径。

当被保护土不含大于 5mm 颗粒时, 应按全料级配确定小于 0.075mm 颗粒含量的百分数, 及按全料的  $d_{85}$  作为计算粒径。

**B.4.1.1** 对于小于 0.075mm 颗粒含量大于 85% 的土, 其反滤层可按式 (B.3) 确定:

$$D_{15} \leq 9d_{85} \quad (\text{B.3})$$

当  $9d_{85} < 0.2\text{mm}$  时, 取  $D_{15}$  等于  $0.2\text{mm}$ 。

**B.4.1.2** 对于小于  $0.075\text{mm}$  颗粒含量为  $40\% \sim 85\%$  的土, 其反滤层可按式 (B.4) 确定:

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm} \quad (\text{B.4})$$

**B.4.1.3** 对于小于  $0.075\text{mm}$  颗粒含量为  $15\% \sim 39\%$  的土, 其反滤层可按式 (B.5) 确定:

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm} + (40 - A)(4d_{85} - 0.7\text{mm}) / 25 \quad (\text{B.5})$$

式中:

$A$ ——小于  $0.075\text{mm}$  颗粒含量, %。

若式 (B.5) 中  $4d_{85} < 0.7\text{mm}$ , 应取  $0.7\text{mm}$ 。

**B.4.2** 排水要求。

本条 1 款中三类土还应同时符合式 (B.6) 的要求:

$$D_{15} \geq 4d_{15} \quad (\text{B.6})$$

式 (B.6) 中  $d_{15}$  应为全料的  $d_{15}$ , 当  $4d_{15} < 0.1\text{mm}$  时, 应取  $D_{15}$  不小于  $0.1\text{mm}$ 。

**B.5** 反滤料  $D_{90}$  (下包线) 和  $D_{10}$  (上包线) 的粒径关系应符合表 B.1 的规定。

表 B.1 防止分离的  $D_{90}$  (下包线) 和  $D_{10}$  (上包线) 粒径关系

被保护土类别	$D_{10}$ mm	$D_{90}$ mm
所有类别	<0.5	20
	0.5~1.0	25
	1.0~2.0	30
	2.0~5.0	40
	5.0~10	50
	>10	60

**B.6** 根据求出的第一层反滤层, 用式 (B.1)、式 (B.2) 验算与大坝坝壳料的关系, 如满足上述两式要求, 可不设第二层反滤层, 如

不满足可设第二层反滤层。同理，可计算是否需要设第三层反滤层。

**B.7** 选择第二层、第三层反滤层时，可分别以第一、二层反滤层为被保护土，按式（B.1）、式（B.2）确定。

**B.8** 不能用上述方法确定反滤层时，应由试验确定。试验的渗流方向应根据 B.2 反滤层的类型结合实际构造情况确定。

附 录 C  
(规范性附录)  
土的渗透变形判别

C.1 土的渗透变形的判别。

C.1.1 土的渗透变形类型的判别。

C.1.2 流土和管涌的临界水力坡降的确定。

C.1.3 土的允许水力坡降的确定。

C.2 土的渗透变形判别方法。

C.2.1 流土和管涌应根据土的细粒含量, 采用下列方法判别:

C.2.1.1 流土:

$$P_c \geq 1/4(1-n) \times 100 \quad (C.1)$$

C.2.1.2 管涌:

$$P_c < 1/4(1-n) \times 100 \quad (C.2)$$

式中:

$P_c$ ——土的细粒颗粒含量, 以质量百分率计, %;

$n$ ——土的孔隙率 (以小数计)。

C.2.1.3 土的细粒含量可按下列方法确定:

不连续级配的土, 级配曲线中至少有一个以上的粒径级的颗粒含量小于或等于 3% 的平缓段, 粗细粒的区分粒径  $d_f$  以平缓段粒径级的最大和最小粒径的平均粒径区分, 或以最小粒径为区分粒径, 相应于此粒径的含量为细颗粒含量。

连续级配的土, 区分粗粒和细粒粒径的界限粒径  $d_f$  按下式计算:

$$d_f = \sqrt{d_{70} d_{10}} \quad (C.3)$$

式中:

$d_f$ ——粗细粒的区分粒径, mm;

$d_{70}$ ——小于该粒径的含量占总土重 70% 的颗粒粒径, mm;

$d_{10}$ ——小于该粒径的含量占总土重 10% 的颗粒粒径, mm。

C.2.2 对于不均匀系数大于 5 的不连续级配土可采用下列方法判别:

C.2.2.1 流土:

$$P_c \geq 35\% \quad (\text{C.4})$$

C.2.2.2 过渡型取决于土的密度、粒级、形状:

$$25\% \leq P_c < 35\% \quad (\text{C.5})$$

C.2.2.3 管涌:

$$P_c < 25\% \quad (\text{C.6})$$

C.2.2.4 土的不均匀系数可采用下式计算:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (\text{C.7})$$

式中:

$C_u$ ——土的不均匀系数;

$d_{60}$ ——占总土重 60% 的土粒粒径, mm;

$d_{10}$ ——占总土重 10% 的土粒粒径, mm。

C.2.3 接触冲刷宜采用下列方法判别。

对双层结构的地基, 当两层土的不均匀系数均等于或小于 10, 且符合下式的条件时, 不会发生接触冲刷。

$$\frac{D_{10}}{d_{10}} \leq 10 \quad (\text{C.8})$$

式中:

$D_{10}, d_{10}$ ——分别代表较粗和较细一层土的土粒粒径, mm, 小于该粒径的土重占总土重的 10%。

C.2.4 接触流失宜采用下列方法判别:

对于渗流向上的情况, 符合下列条件将不会发生接触流失。

C.2.4.1 不均匀系数等于或小于 5 的土层:

$$\frac{d_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad (\text{C.9})$$

式中:

$D_{15}$  ——较粗一层土的土粒粒径, mm, 小于该粒径的土重占总土重的 15%;

$d_{85}$  ——较细一层土的土粒粒径, mm, 小于该粒径的土重占总土重的 85%。

#### C.2.4.2 不均匀系数等于或小于 10 的土层:

$$\frac{D_{20}}{d_{70}} \leq 7 \quad (\text{C.10})$$

式中:

$D_{20}$  ——较粗一层土的土粒粒径, mm, 小于该粒径的土重占总土重的 20%;

$d_{70}$  ——较细一层土的土粒粒径, mm, 小于该粒径的土重占总土重的 70%。

### C.3 流土与管涌的临界水力坡降的确定方法。

#### C.3.1 流土型宜采用下式计算:

$$J_{cr} = (G_s - 1)(1 - n) \quad (\text{C.11})$$

式中:

$J_{cr}$  ——土的临界水力坡降;

$G_s$  ——土粒密度与水的密度之比;

$n$  ——土的孔隙率 (以小数计)。

#### C.3.2 管涌型或过渡型宜采用下式计算:

$$J_{cr} = 2.2(G_s - 1)(1 - n)^2 \frac{d_5}{d_{20}} \quad (\text{C.12})$$

式中:

$d_5$ 、 $d_{20}$  ——分别占总土重的 5% 和 20% 的土粒粒径, mm。

#### C.3.3 管涌型也可采用下式计算:

$$J_{cr} = \frac{42d_3}{\sqrt{\frac{k}{n^3}}} \quad (C.13)$$

式中:

$k$ ——土的渗透系数, cm/s;

$d_3$ ——占总土重 3% 的土粒粒径, mm。

C.3.4 土的渗透系数应通过渗透试验测定。若无渗透系数试验资料, 可根据下式计算近似值:

$$k = 6.3C_u^{-3/8}/d_{20}^2 \quad (C.14)$$

式中:

$d_{20}$ ——占总土重 20% 的土粒粒径, mm。

C.4 无黏性土的允许水力坡降的确定方法。

C.4.1 以土的临界水力坡降除以 1.5~2.0 的安全系数; 对水工建筑物的危害较大, 取 2 的安全系数; 对于特别重要的工程也可用 2.5 的安全系数。

C.4.2 当无试验资料时, 可根据表 C.1 选用经验值:

表 C.1 无黏性土的允许水力坡降

允许 水力 坡降	渗 透 变 形 型 式					
	流 土 型			过 渡 型	管 涌 型	
	$C_u \leq 3$	$3 < C_u \leq 5$	$C_u \geq 5$		级配连续	级配不连续
$J_{允许}$	0.25~ 0.35	0.35~ 0.50	0.50~ 0.80	0.25~ 0.40	0.15~0.25	0.10~0.20
注: 本表不适用于渗流出口有反滤层情况。						



## 附录 D

### (规范性附录)

#### 坝体和坝基内孔隙压力的估算

**D.1** 黏性填土施工期的孔隙压力系数  $\bar{B}$ ，宜从三轴不排水试验中测得，为相应剪应力水平下的孔隙压力  $u$  和大主总应力  $\sigma_1$  的比值，按式 (D.1) 计算：

$$\bar{B} = u / \sigma_1 \quad (\text{D.1})$$

**D.2** 黏性地基或坝体填土中孔隙压力消散计算宜采用太沙基公式计算：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left( \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \bar{B} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} \quad (\text{D.2})$$

式中：

$u$ ——土体中某点  $(x, z)$  的孔隙压力；

$t$ ——时间；

$\bar{B} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t}$ ——时间微量  $dt$  中，填土荷载增量  $d\sigma_1$  所引起的孔隙压力增量；

$C_v$ ——饱和土体的固结系数，通过固结试验确定。应用于非饱和土体时，改用消散系数  $C'_v$  表示，消散系数  $C'_v$  通过消散试验确定。

有条件时也可采用比奥公式计算：

$$\begin{aligned} -G \nabla^2 U_x + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \nabla^2 U_z + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \\ \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} &= 0 \end{aligned} \quad (\text{D.3})$$

式中:

$\nabla^2$  ——拉普拉斯算子;

$G$  ——土的剪切模量;

$U_x$ 、 $U_z$  —— $x$ 、 $z$  方向的位移;

$u$  ——孔隙压力, 为  $x$ 、 $z$  二向坐标与时间  $t$  的函数;

$\varepsilon_v$  ——土的体应变;

$k$  ——渗透系数, 设二向同性;

$\mu$  ——土的泊松比;

$\gamma$  ——土的容重;

$\gamma_w$  ——水的容重。

**D.3** 稳定渗流期孔隙压力应根据流网确定。图 D.1 为大坝坝体内稳定渗流期的流网示意图, 在图中任一等势线  $aa'$  上任意点  $b$  的孔隙压力就等于  $b$  点与  $a'$  (该等势线与浸润线的交点) 的水头压力。

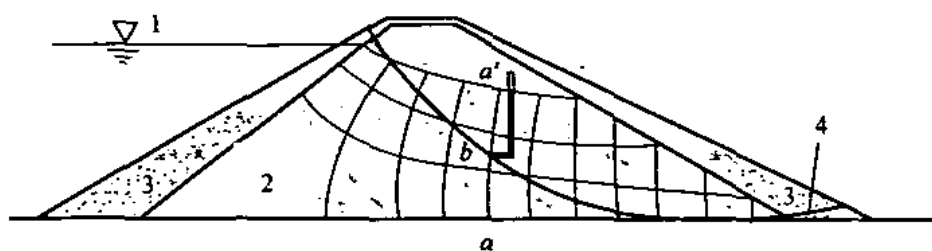


图 D.1 稳定渗流流网示意图

1—上游水位; 2—黏性土; 3—透水料; 4—滑裂面

**D.4** 水库水位降落期上游坝体内的孔隙压力可按下列方法确定。

**D.4.1** 无黏性土应按流网图中的流网用 D.3 方法计算。

**D.4.2** 黏性土可假定孔隙压力系数  $\bar{B}$  为 1, 近似采用以下公式计算:

**D.4.2.1** 如图 D.2 所示, 当水库水位降落到  $B$  点以下时, 则坝内某点  $A$  的孔隙压力可按式 (D.4) 计算:

$$u = \gamma_w [h_1 + h_2(1 - n_e) - h'] \quad (\text{D.4})$$

**D.4.2.2** 当水库水位降落在不同位置时, 其孔隙压力可用以下通

用式 (D.5)、式 (D.6) 计算:

$$u = u_0 - (\Delta h_w + \Delta h_s n_e) \gamma_w \quad (\text{D.5})$$

$$u_0 = \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 - h') \quad (\text{D.6})$$

式中:

- $u_0$  —— 水库水位降落前的孔隙压力;
- $\Delta h_w$  —— A 点土柱的坝面以上库水位降落高度;
- $\Delta h_s$  —— A 点土柱中砂壳无黏性土区内库水位降落高度;
- $h_1$  —— A 点上部黏性填土的土柱高度;
- $h_2$  —— A 点上部无黏性填土 (砂壳) 的土柱高度;
- $h_3$  —— A 点上部坝面以上至库水位降落前水面的高度;
- $n_e$  —— 大坝无黏性填土 (砂壳) 的有效孔隙率;
- $h'$  —— 在稳定渗流期, 库水流达 A 点时的水头损失值。

D.5 1 级坝、2 级坝和高坝的孔隙压力宜通过实际监测来进行校核。

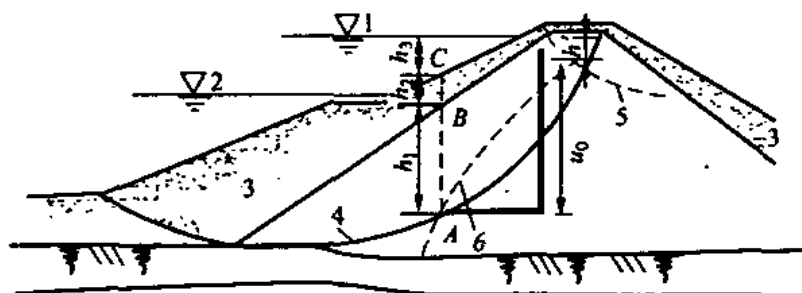


图 D.2 水库水位降落期黏性土中的孔隙压力

1—原水位; 2—骤降后水位; 3—透水料; 4—滑裂面;

5—水位降落前浸润线; 6—水位降落前的等势线

附 录 E  
(规范性附录)  
抗 滑 稳 定 分 析

E.1 抗剪强度的确定。

E.1.1 直接剪切试验和三轴压缩试验应按照 DL/T 5355、DL/T 5356 规定进行。抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 E.1 选用。

表 E.1 抗剪强度指标的测定和应用

控制稳定的时期	强度计算方法	土 类		使用仪器	试验方法与代号	强度指标	试样起始状态
施工期	有效应力法	无黏性土		直剪仪	慢剪 (S)	$\phi'$	填土用填筑含水率和填筑容重的土, 坝基用原状土
				三轴仪	固结排水剪 (CD)	$\Delta\phi'$ , $\phi'_0$	
		黏性土	饱和度小于 80%	直剪仪	慢剪 (S)	$c'$ , $\phi'$	
				三轴仪	不排水剪测孔隙压力 (UU)		
			饱和度大于 80%	直剪仪	慢剪 (S)		
				三轴仪	固结不排水剪测孔隙压力 (CU)		
	总应力法	黏性土	渗透系数小于 $10^{-7}\text{cm/s}$	直剪仪	快剪 (Q)	$c_u$ , $\phi_u$	
			任何渗透系数	三轴仪	不排水剪 (UU)		
稳定渗流期和水库水位降落期	有效应力法	无黏性土		直剪仪	慢剪 (S)	$\phi'$	填土用填筑含水率和填筑容重的土, 坝基用原状土, 但要预先饱和, 而浸润线以上的土不需饱和
				三轴仪	固结排水剪 (CD)	$\Delta\phi'$ , $\phi'_0$	
		黏性土		直剪仪	慢剪 (S)	$c'$ , $\phi'$	
				三轴仪	固结不排水剪测孔隙压力 (CU), 或固结排水剪 (CD)		

表 E.1 (续)

控制稳定的时期	强度计算方法	土 类		使用仪器	试验方法与代号	强度指标	试样起始状态
水库水位降落期	总应力法	黏性土	渗透系数小于 $10^{-7}$ cm/s	直剪仪	固结快剪 (R)	$c_{cu}$ , $\phi_{cu}$	填土用填筑含水率和填筑容重的土, 坝基用原状土, 但要预先饱和, 而浸润线以上的土不需饱和
			任何渗透系数	三轴仪	固结不排水剪 (CU)		
注: 表内施工期总应力法抗剪强度为坝体填土非饱和土, 对于坝基饱和土, 抗剪强度指标应改为 $c_{cu}$ 、 $\phi_{cu}$ 。							

### E.1.2 抗剪强度指标的整理和采用应按下述原则进行:

E.1.2.1 坝料抗剪强度指标宜采用小值平均值。对高坝防渗土料试验组数不少于 11 组, 粗粒料不少于 6 组。中低坝可适当减少试验组数, 结合工程经验, 类比同类工程, 按小值平均值的原则确定抗剪强度指标。每组试验不少于 4~6 个试样, 分别采用不同的法向压力或围压, 其最高法向压力或围压应根据坝高确定。

E.1.2.2 抗剪强度指标小值平均值的确定。对于直接剪切试验成果, 从每组抗剪强度包线中, 查得相当于法向压力的剪阻力共 4~6 组, 取各组的小值平均值, 由它们与相应的法向应力绘出强度包线, 定出强度指标。对于三轴剪切试验成果, 从各组剪切试验成果中取得相当于受压室压力的应力圆的直径和圆心位置共 4~6 组, 不论直径和圆心位置均取各组的小值平均值, 绘出 4~6 个相应的应力圆, 定出强度包线和强度指标。

E.1.2.3 在应用总应力法确定填土强度包络线时, 施工期应采用图 E.1 (a) 中的直线 2, 库水位降落期应采用图 E.1 (b) 中的直线 3 和 4 的下包络线 abc。

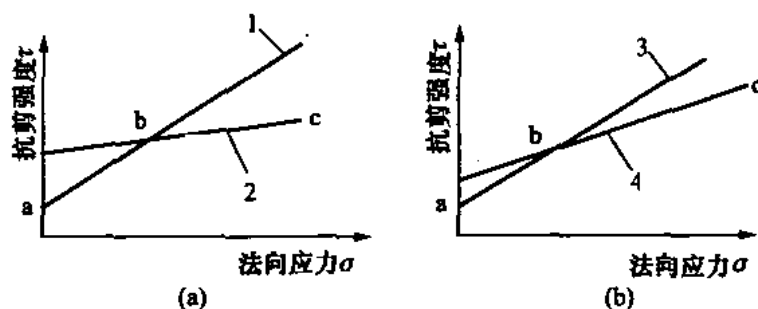


图 E.1 强度包线的组合

1—有效强度包线 CD; 2—不排水剪切总强度包线 UU;

3—有效强度包线 CD; 4—固结不排水剪切总强度包线 CU

**E.1.2.4** 在没有条件通过试验确定接触面的抗剪强度包线时, 应分别测得砂土强度包线 OAB 和黏土强度包线 FDA; 采用 OAD 线作为接触面的抗剪强度包线, 如图 E.2 所示。

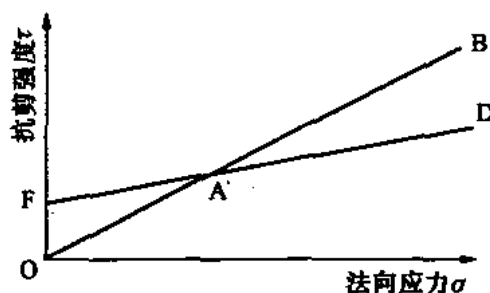


图 E.2 砂土黏土接触面的抗剪强度

## E.2 抗滑稳定计算。

**E.2.1** 圆弧滑动 (图 E.3) 抗滑稳定可按式 (E.1) ~ 式 (E.2) 计算:

**E.2.1.1** 简化毕肖普法。

$$K = \frac{\sum [(W \pm V) \sec \alpha - ub \sec \alpha] \tan \phi' + c' b \sec \alpha}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_c / R]} \left[ \frac{1}{1 + \tan \alpha \tan \phi' / K} \right] \quad (\text{E.1})$$

**E.2.1.2** 瑞典圆弧法。

$$K = \frac{\sum [(W \pm V) \cos \alpha - ub \sec \alpha - Q \sin \alpha] \tan \phi' + c' b \sec \alpha}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_c / R]} \quad (\text{E.2})$$

式中:

$W$ ——土条重力;

$Q$ 、 $V$ ——为地震水平、垂直惯性力 (正方向如图 E.3 所示);

$u$ ——作用于土条底面的孔隙压力;

$\alpha$ ——条块重力线与通过此条块底面中点的半径之间的夹角;

$b$ ——土条宽度;

$c'$ 、 $\phi'$ ——土条底面的有效应力抗剪强度指标;

$M_c$ ——地震水平惯性力对圆心的力矩;

$R$ ——圆弧半径。

E.2.2 非圆弧滑动抗滑稳定可按式 (E.3) ~ 式 (E.13) 计算:

E.2.2.1 摩根斯顿—普赖斯法 (图 E.4)。

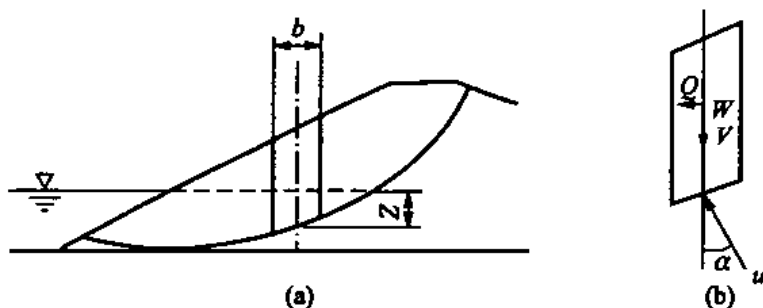


图 E.3 圆弧滑动条分法示意图

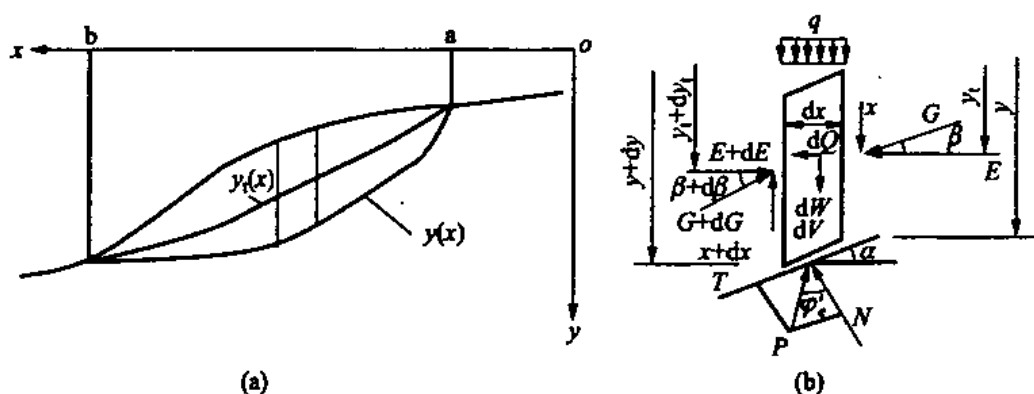


图 E.4 摩根斯顿—普赖斯法计算简图

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{E.3})$$

$$\int_a^b p(x)s(x)x dx - M_e = 0 \quad (\text{E.4})$$

通过迭代求解隐含于上两式中的  $K$  和  $\lambda$ ：

$$p(x) = \left( \frac{dW}{dx} \pm \frac{dV}{dx} + q \right) \sin(\varphi'_e - \alpha) - u \sec \alpha \sin \varphi'_e \\ + c'_e \sec \alpha \cos \varphi'_e - \frac{dQ}{dx} \cos(\varphi'_e - \alpha) \quad (\text{E.5})$$

$$s(x) = \sec(\varphi'_e - \alpha + \beta) \exp \left[ - \int_a^x \tan(\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{E.6})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[ \int_a^\xi \tan(\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\xi \quad (\text{E.7})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{E.8})$$

$$c'_e = \frac{c'}{K} \quad (\text{E.9})$$

$$\tan \varphi'_e = \frac{\tan \varphi'}{K} \quad (\text{E.10})$$

$$\tan \beta = \lambda f(x) \quad (\text{E.11})$$

式中：

$dx$  ——土条宽度；

$dW$  ——土条重力；

$q$  ——坡顶的外部竖向荷载；

$M_e$  ——地震水平惯性力对土条底部中点的力矩；

$dQ$ 、 $dV$  ——土条的地震水平、垂直惯性力（正方向如图 E.4 所示）；

$\alpha$  ——条块底面与水平面的夹角；



$\beta$  ——土条侧面的合力与水平方向的夹角；

$h_e$  ——地震水平惯性力到土条底面中点的垂直距离；

$f(x)$  —— $\tan\beta$  的分布形状函数，一般可取为 1；

$\lambda$  ——待定系数；

$K$  ——安全系数。

#### E.2.2.2 滑楔法（见图 E.5）。

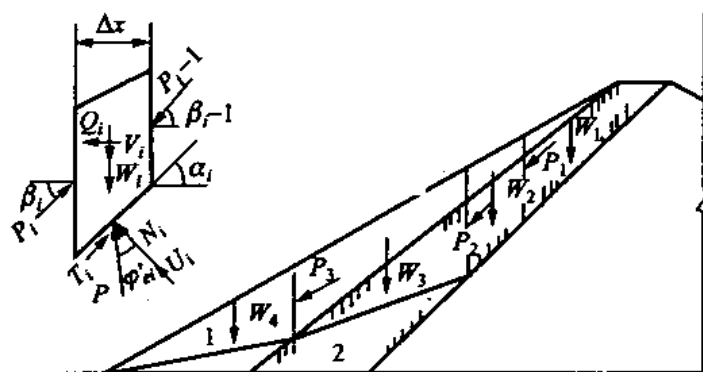


图 E.5 滑楔法计算示意图

1—透水料；2—黏土

$$P_i = \sec(\varphi'_i - \alpha_i + \beta_i) \times [P_{i-1} \cos(\varphi'_i - \alpha_i + \beta_{i-1}) - (W_i \pm V_i) \sin(\varphi'_i - \alpha_i) + u_i \sec \alpha_i \sin \varphi'_i \Delta x - c'_i \sec \alpha_i \cos \varphi'_i \Delta x + Q_i \cos(\varphi'_i - \alpha_i)] \quad (\text{E.12})$$

$$c'_i = \frac{c'_i}{K} \quad (\text{E.13})$$

$$\tan \varphi'_i = \frac{\tan \varphi'_i}{K} \quad (\text{E.14})$$

式中：

$P_i$  ——土条一侧的抗滑力；

$P_{i-1}$  ——土条另一侧的下滑力；

$W_i$  ——土条的重力；

$u_i$  ——作用于土条底部的孔隙压力；

$Q_i$ 、 $V_i$  ——地震水平、垂直惯性力（正方向如图 E.5 示）；

$\alpha_i$  ——土条底面与水平面的夹角；

$\beta_i$  ——土条一侧的  $P_i$  与水平面的夹角；

$\beta_{i-1}$  ——土条另一侧的  $P_{i-1}$  与水平面的夹角。

计算从顶部第一个条块 ( $i=1$ ) 开始, 其右侧  $P_0=0$ , 按式 (E.12) 计算  $P_1$ , 以此递推, 获得最后一个条块 ( $i=n$ ) 的左侧  $P_n$  值。反复调整  $K$  值直至  $P_n=0$ , 此时为  $K$  的计算值。

**E.2.3** 运用 E.2.1、E.2.2 公式时, 应遵守下列规定。

**E.2.3.1** 静力计算时, 地震惯性力应等于零。

**E.2.3.2** 施工期, 坝体条块为实重 (由设计干容重加含水率求得)。如坝基有地下水存在时, 条块重  $w=w_1+w_2$ 。  $w_1$  为地下水位以上条块湿重,  $w_2$  为地下水位以下条块浮重。若采用有效应力法, 孔隙压力  $u$  应用  $u_0-\gamma_w Z$  代替,  $u_0$  为施工期孔隙压力, 由式 (10.3.7) 求得,  $\gamma_w$  为水的容重,  $Z$  为条块底部中点至坝坡外水位的距离 (见图 E.3)。若采用总应力法, 条块重同上, 孔隙压力  $u=0$ ,  $c'$ 、 $\phi'$  应用  $c_u$ 、 $\phi_u$  代替。

**E.2.3.3** 稳定渗流期用有效应力法计算, 孔隙压力  $u$  应用  $u-\gamma_w Z$  代替。  $u$  为稳定渗流期的孔隙压力, 条块重  $w=w_1+w_2$ ,  $w_1$  为外水位以上条块实重, 浸润线以上为湿重, 浸润线和外水位之间为饱和重,  $w_2$  为外水位以下条块浮重, 其他符号同 E.2.3.2。

**E.2.3.4** 库水位降落期, 用有效应力法计算时, 应按降落后的水位计算, 方法同 E.2.3.3。用总应力法时,  $c_{cu}$ 、 $\phi_{cu}$  应采用图 E.1 (b) 下包线; 分子应采用库水位降落前条块重  $w=w_1+w_2$ ,  $w_1$  为外水位以上条块湿重,  $w_2$  为外水位以下条块浮容重,  $u$  应用  $u_i-\gamma_w Z$  代替,  $u_i$  为库水位降落前孔隙压力。分母应采用库水位降落后条块重  $w=w_1+w_2$ ,  $w_1$  为外水位以上条块实重, 浸润线以上为湿重, 浸润线和外水位之间为饱和重,  $w_2$  为外水位以下条块浮重。

**附 录 F**  
**(资料性附录)**  
**抗滑稳定分项系数设计法**

**F.1 基本规定。**

**F.1.1** 本附录采用概率极限状态设计原则，按分项系数设计表达式进行坝坡抗滑稳定计算。

**F.1.2** 土石坝应按承载能力极限状态对坝体和坝基进行抗滑稳定计算。有抗震设防要求时，尚应按 DL 5073 进行抗震稳定验算。

**F.1.3** 土石坝抗滑稳定计算时，应根据水工建筑物级别，采用不同的结构安全级别和相应的结构重要性系数  $\gamma_0$ ，见表 F.1。

**表 F.1 碾压式土石坝的结构安全级别及相应的结构重要性系数  $\gamma_0$**

水工建筑物级别	结构安全级别	结构重要性系数 $\gamma_0$
1	I	1.1
2、3	II	1.0
4、5	III	0.9

**F.1.4** 碾压式土石坝应根据其在施工、建成、蓄水和库水位降落期的不同条件，按下列三种设计状况计算其稳定性。

**F.1.4.1** 持久状况（正常运用条件）。

**F.1.4.1.1** 正常运用条件下稳定渗流期的上、下游坝坡。

**F.1.4.1.2** 正常运用条件下水库水位降落期的上游坝坡。

**F.1.4.2** 短暂状况（非常运用条件 I）。

**F.1.4.2.1** 施工期的上、下游坝坡。

**F.1.4.2.2** 非常运用条件下稳定渗流期的上、下游坝坡。

**F.1.4.2.3** 非常运用条件下水库水位降落期的上游坝坡。

**F.1.4.3** 偶然状况（非常运用条件 II）：正常运用条件遭遇地震

的上、下游坝坡。

各状况正常和非常运用条件的区分应按 4.0.5 条的规定执行。

对应于持久状况、短暂状况及偶然状况的设计状况系数  $\psi$ ，可分别采用 1.0、0.90 及 0.85。

下列特殊运用条件，可按短暂状况核算坝坡的抗滑稳定性：在多雨地区，宜根据填土渗透性和坝面排水设施的功能，酌情核算长期降雨坝坡的抗滑稳定性；地基黏土层或坝体黏土填土孔隙压力消散慢，宜核算初期蓄水期坝坡的抗滑稳定性。

近坝库岸滑坡涌浪，可按偶然状况核算坝坡（包括坝顶防浪墙）的抗滑稳定性。

**F.1.5** 按承载力极限状态进行抗滑稳定计算时，应考虑下列两种作用效应组合。

**F.1.5.1** 基本组合——持久或短暂状况下，永久作用与可变作用的效应组合。

**F.1.5.2** 偶然组合——偶然状况下，永久作用、可变作用与一种偶然作用的效应组合。

**F.1.6** 坝坡和坝基的抗滑稳定计算，应采用下列极限状态设计表达式。

**F.1.6.1** 基本组合：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R\left(\frac{c'}{\gamma_c}, \frac{\tan \phi'}{\gamma_f}, a_k\right) \quad (\text{F.1})$$

**F.1.6.2** 偶然组合：

$$\gamma_0 \psi S(\gamma_G G_k, \gamma_Q Q_k, A_k, a_k) \leq \frac{1}{\gamma_d} R\left(\frac{c'}{\gamma_c}, \frac{\tan \phi'}{\gamma_f}, a_k\right) \quad (\text{F.2})$$

式中：

$\gamma_0$ ——结构重要性系数，应按 F.1.3 的规定采用；

$\psi$ ——设计状况系数，应按 F.1.4 的规定采用；

$S(\cdot)$ ——作用效应函数；

$R(\bullet)$ ——抗力函数;

$G_k$ ——永久作用标准值;

$Q_k$ ——可变作用标准值;

$A_k$ ——偶然作用代表值;

$\gamma_G$ ——永久作用分项系数;对于土体自重,可取  $\gamma_G=1.0$ ;

$\gamma_Q$ ——可变作用分项系数;对于孔隙压力,可取  $\gamma_Q=1.0$ ;

$\gamma_d$ ——结构系数,应按 F.1.9~F.1.11 的规定采用;

$c'$ 、 $\phi'$ ——抗剪强度指标(标准值),应按 10.3.3~10.3.6 的规定采用;

$\gamma_c$ 、 $\gamma_f$ ——土体抗剪强度指标的材料性能分项系数,  $\gamma_c=1.2$ ,  $\gamma_f=1.05$ 。对于堆石、砂砾石等粗粒料非线性抗剪强度指标(土体滑动面的摩擦角)的材料性能分项系数可取  $\gamma_f=1.1$ ;

$a_k$ ——几何参数标准值。

**F.1.7** 坝坡静力抗滑稳定计算应采用刚体极限平衡法。对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝,宜采用计及条块间作用力并假定条块间侧向作用力为水平向的条分法(源自简化毕肖普法);对于有软弱夹层的情况,以及薄斜墙坝、薄心墙坝和其他坝型,可采用满足力和力矩平衡的条块间作用力为任意方向的条分法(源自摩根斯顿—普赖斯法)等方法。抗滑稳定计算方法和相应的计算公式可按本附录 F.2 的规定选用。

非均质坝体和坝基的抗滑稳定计算应计及抗滑稳定安全性的多极值特性。滑动破坏面应在不同的土层进行分析比较,直到求得抗滑稳定安全性最小时为止。

**F.1.8** 由土工膜做成的斜墙土石坝,除应进行有关部位的坝坡和坝基稳定分析外,还应沿土工膜与土的接触带进行抗滑稳定分析。

**F.1.9** 采用计及条块间作用力的计算方法时,坝坡静力抗滑稳定的结构系数  $\gamma_d$  不应小于 1.2。

F.1.10 采用不计条块间作用力的条分法（源自瑞典圆弧法）时，坝坡静力抗滑稳定的结构系数  $\gamma_d$  不应小于 1.1。

F.1.11 采用滑楔法进行静力抗滑稳定计算时，若假定滑楔之间的作用力平行于坡面与滑底斜面的平均坡度时，结构系数应符合 F.1.9 的规定；若假定滑楔之间的作用力为水平方向时，结构系数应符合 F.1.10 的规定。

F.1.12 对于狭窄河谷中的高土石坝，抗滑稳定计算还可考虑三向效应。对于特别高的坝或特别重要的工程，结构系数可作专门研究确定。

## F.2 抗滑稳定计算。

F.2.1 圆弧滑动（见图 E.3）抗滑稳定可按下列公式计算。

F.2.1.1 条块间侧向作用力为水平向的条分法（源自简化毕肖普法）：

$$\gamma_d = \frac{\sum \left[ (W \sec \alpha - ub \sec \alpha) \frac{\tan \varphi'}{\gamma_f} + \frac{c'}{\gamma_c} b \sec \alpha \right] [1/(1 + \tan \alpha \tan \varphi' / \gamma_R)]}{\gamma_0 \psi \sum W \sin \alpha} \quad (\text{F.3})$$

$$\gamma_R = \frac{\gamma_0 \psi \gamma_d (1 + \rho_c)}{\frac{1}{\gamma_f} + \frac{1}{\gamma_c} \rho_c} \quad (\text{F.4})$$

$$\rho_c = \frac{c' b \sec \alpha}{(W \sec \alpha - ub \sec \alpha) \tan \varphi'} \quad (\text{F.5})$$

F.2.1.2 不计条块间作用力的条分法（源自瑞典圆弧法）：

$$\gamma_d = \frac{\sum \left[ (W \cos \alpha - ub \sec \alpha) \frac{\tan \varphi'}{\gamma_f} + \frac{c'}{\gamma_c} b \sec \alpha \right]}{\gamma_0 \psi \sum W \sin \alpha} \quad (\text{F.6})$$

以上式中：

$W$  ——土条重力；

$u$  ——作用于土条底面的孔隙压力；

$\alpha$  ——条块重力线与通过此条底面中点的半径之间的夹角；

$b$  ——土条宽度；

$c'$ 、 $\varphi'$  ——土条底面的有效应力抗剪强度指标（标准值）；

$\gamma_0$  ——结构重要性系数，应按本附录 F.1.3 的规定采用；

$\psi$  ——设计状况系数，应按本附录 F.1.4 的规定采用；

$\gamma_c$ 、 $\gamma_f$  ——土体抗剪强度指标的材料性能分项系数， $\gamma_c=1.2$ ， $\gamma_f=1.05$ ，对于堆石、砂砾石等粗粒料非线性抗剪强度指标（土体滑动面的摩擦角）的材料性能分项系数可取  $\gamma_f=1.1$ ；

$\gamma_R$  ——土条的相当安全系数；

$\rho_c$  ——土条的凝聚力与摩擦力的比值；

$\gamma_d$  ——结构系数。

F.2.2 非圆弧滑动抗滑稳定可按下列公式计算。

F.2.2.1 条块间作用力为任意方向的条分法（源自摩根斯顿—普赖斯法，见图 E.2.2-1）：

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (F.7)$$

$$\int_a^b p(x)s(x)t(x)dx = 0 \quad (F.8)$$

$$p(x) = \left( \frac{dW}{dx} + q \right) \sin(\varphi'_c - \alpha) - u \sec \alpha \sin \varphi'_c + c'_c \sec \alpha \cos \varphi'_c \quad (F.9)$$

$$s(x) = \sec(\varphi'_c - \alpha + \beta) \exp \left[ - \int_a^x \tan(\varphi'_c - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (F.10)$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[ \int_a^\xi \tan(\varphi'_c - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] d\xi \quad (\text{F.11})$$

$$c'_c = \frac{c'}{\gamma_R} \quad (\text{F.12})$$

$$\tan \varphi'_c = \frac{\tan \varphi'}{\gamma_R} \quad (\text{F.13})$$

$$\text{引入: } \gamma_R = \frac{\gamma_0 \psi \gamma_d (1 + \rho_c)}{\frac{1}{\gamma_f} + \frac{1}{\gamma_c} \rho_c} \quad (\text{F.14})$$

$$\rho_c = \frac{c' dx \sec \alpha}{(dW \sec \alpha - u dx \sec \alpha) \tan \varphi'} \quad (\text{F.15})$$

$$\tan \beta = \lambda f(x) \quad (\text{F.16})$$

式中:

$dx$  ——土条宽度;

$dW$  ——土条重力;

$q$  ——坡顶的外部竖向荷载;

$\alpha$  ——条块底面与水平面的夹角;

$\beta$  ——土条侧面的合力与水平方向的夹角;

$\gamma_R$  ——土条的相当安全系数;

$\rho_c$  ——土条的凝聚力与摩擦力的比值;

$f(x)$  —— $\tan \beta$  的分布形态函数, 一般可取为 1.0;

$\lambda$  ——待定系数;

$\gamma_d$  ——结构系数。

其余符号意义同前。

#### F.2.2.2 基于滑楔法的抗滑稳定计算公式 (图 E.5):



$$P_i = \sec(\varphi'_{ci} - \alpha_i + \beta_i) [P_{i-1} \cos(\varphi'_{ci} - \alpha_i + \beta_{i-1}) - W_i \sin(\varphi'_{ci} - \alpha_i) + u_i \sec \alpha_i \sin \varphi'_{ci} \Delta x - c'_{ci} \sec \alpha_i \cos \varphi'_{ci} \Delta x] \quad (\text{F.17})$$

$$c'_{ci} = \frac{c'_i}{\gamma_R} \quad (\text{F.18})$$

$$\tan \varphi'_{ci} = \frac{\tan \varphi'_i}{\gamma_R} \quad (\text{F.19})$$

$$\text{引入: } \gamma_R = \frac{\gamma_0 \psi \gamma_d (1 + \rho_c)}{\frac{1}{\gamma_f} + \frac{1}{\gamma_c} \rho_c} \quad (\text{F.20})$$

$$\rho_c = \frac{c' \Delta x \sec \alpha_i}{(W_i \sec \alpha_i - u \Delta x \sec \alpha_i) \tan \varphi'} \quad (\text{F.21})$$

式中:

$P_i$  ——土条一侧的抗滑力;

$P_{i-1}$  ——土条另一侧的下滑力;

$W_i$  ——土条的重力;

$u_i$  ——作用于土条底部的孔隙压力;

$\alpha_i$  ——土条底面与水平面的夹角;

$\beta_i$  ——土条一侧的  $P_i$  与水平面的夹角; 可假定为:  $0^\circ$  或坡面与底滑的平均坡角;

$\beta_{i-1}$  ——土条另一侧的  $P_{i-1}$  与水平面的夹角; 可假定为:  $0^\circ$  或坡面与滑面的平均坡角;

$\gamma_R$  ——土条的相当安全系数;

$\rho_c$  ——土条的凝聚力与摩擦力的比值。

其余符号意义同前。

**F.2.3** 应用 F.2.1、F.2.2 的有关公式时, 应符合 E.2.3 条的规定。

## 附 录 G

### (规范性附录)

### 沉 降 计 算

#### G.1 基本资料。

**G.1.1** 固结试验应按 DL/T 5355、DL/T 5356 规定的方法进行。坝基土试样应采用原状土，坝体土样应采筑坝土料，在设计含水率下击实至设计干密度。计算施工期沉降量时，坝体土宜采用非饱和状态的压缩曲线，坝基材料应根据实际的饱和情况，采用非饱和状态或饱和状态下的压缩曲线。计算最终沉降量时，应采用浸水饱和状态下的压缩曲线。

**G.1.2** 每一分层土的计算压缩曲线可取该分层中各土样压缩曲线的平均曲线。平均压缩曲线应按以下方法求得。

**G.1.2.1** 平均曲线上各点的孔隙比按式 (G1) 计算：

$$e_p = \frac{\sum_{i=1}^n e_{ip}}{n} \quad (\text{G1})$$

式中：

$e_p$  ——在压力  $p$  下的平均孔隙比；

$e_{ip}$  ——在压力  $p$  下某试样的孔隙比；

$n$  ——某一分层中试验曲线数。

**G.1.2.2** 平均曲线的起始孔隙比按式 (G2) 计算：

$$e_0 = \frac{\sum_{i=1}^m e_{i0}}{m} \quad (\text{G2})$$

式中：

$e_0$  ——某一分层中试样的平均起始孔隙比；

$e_{i0}$ ——某一分层中某试样的起始孔隙比;

$m$ ——某一分层中试样总数,其中包括进行固结试验的试样和未进行固结试验但测定了孔隙比的其他试样。

**G.1.2.3** 将按式 (G2) 计算的一系列孔隙比绘成图 G1 中的曲线 1。相应的起始孔隙比为  $e_0'$ , 令:

$$\Delta e_0 = e_0 - e_0' \quad (\text{G3})$$

将曲线 1 向上或向下平移  $\Delta e_0$  所得曲线 2 即为该分层的计算压缩曲线。

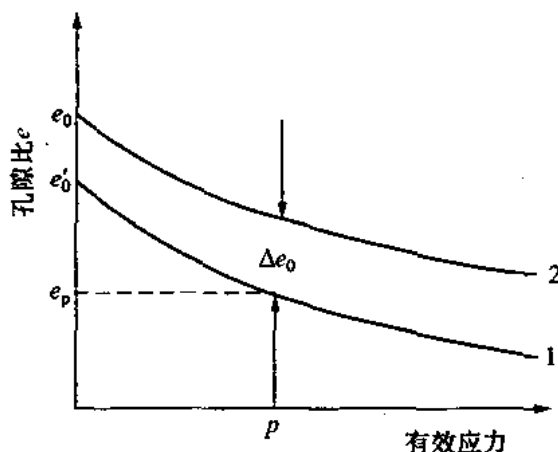


图 G.1 计算压缩曲线

**G.1.3** 为了计算有效应力,须取得坝体和坝基中的孔隙压力,孔隙压力可采用附录 D 的方法计算。对于重要土石坝还应采用实测孔隙压力校核。

**G.2 竖向应力计算。**

**G.2.1** 坝体任一点因自重引起的竖向总应力等于该点单位面积以上的土柱重力。

**G.2.2** 坝基任一点的竖向总应力应由坝基土体自重和因坝体荷载引起的附加应力叠加组成。

因坝基土自重引起的竖向应力等于计算点单位面积以上至坝基表面的土柱重力。

因坝体荷载引起的附加应力的计算方法如下:

**G.2.2.1** 当满足下列公式要求时,可不考虑坝体荷载引起的附加应力在坝基的应力扩散,取坝顶以下的最大坝体自重应力作为坝基的附加应力。

对于高坝:  $Y/B < 0.1$  (G4)

对于中坝:  $Y/B < 0.25$  (G5)

式中:

$Y$ ——坝基可压缩层厚度, m;

$B$ ——坝底宽度, m。

**G.2.2.2** 当坝基的可压缩层厚度不满足式 (G4) 或式 (G5) 的要求时,则应考虑坝基中的应力扩散,将坝体视作外荷载,按弹性理论确定坝基内计算点的附加竖向应力。附加应力计算可任选下列方法之一。

**G.2.2.2.1** 假定坝基内应力分布从坝基面向下作  $45^\circ$  扩散,并在每个水平面上按三角形分布,三角形顶点与坝体自重合力 ( $R$ ) 作用线吻合 (见图 G2),则计算土层面上的最大竖向应力按式 (G6) 计算:

$$p_{\max} = \frac{2R}{B + 2y} \quad (\text{G6})$$

式中:

$p_{\max}$ ——坝基内计算土层面上的最大竖向应力, kPa;

$R$ ——坝体自重合力, kN;

$B$ ——坝体底宽, m;

$y$ ——坝基内计算点位于坝基面下的深度, m。

各点的竖向应力按式 (G7) 计算:

$$p = p_{\max} \frac{L - x}{L} \quad (\text{G7})$$

式中:

$p$ ——各点的竖向应力, kPa;

$L$ 、 $x$ ——见图 G2, m。

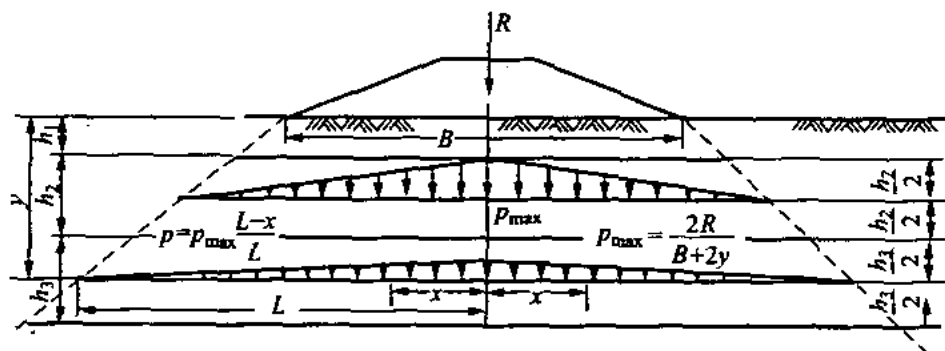


图 G.2 坝基应力分布

G.2.2.2.2 坝基任一点的附加应力由坝基表面矩形分布荷重（见图 G3）和三角形分布荷重（见图 G4）所引起的竖向应力叠加而得。该附加应力按式（G8）计算：

$$p_z = K_T q \quad (\text{G8})$$

式中：

$p_z$ ——坝基任一点的附加应力；

$q$ ——矩形或三角形分布荷重如图 G3 和图 G4 所示；

$K_T$ ——应力系数，按表 G1 和表 G2 查取。

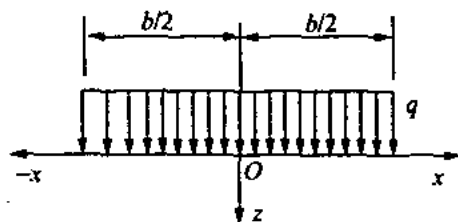


图 G.3 矩形分布荷重

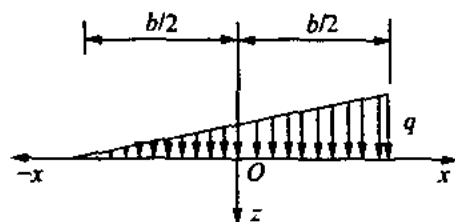


图 G.4 三角形分布荷重

表 G.1 矩形分布荷重下的应力系数  $K_T$  ( $m=x/b$ 、 $n=z/b$ )

$m \backslash n$	0.00	0.10	0.25	0.35	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
0.00	1.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05	1.000	1.000	0.995	0.970	0.500	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

表 G.1 (续)

$\begin{matrix} m \\ n \end{matrix}$	0.00	0.10	0.25	0.35	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
0.10	0.997	0.996	0.986	0.965	0.499	0.010	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.15	0.993	0.987	0.968	0.910	0.498	0.033	0.008	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.25	0.960	0.954	0.905	0.805	0.496	0.088	0.019	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
0.35	0.907	0.900	0.832	0.732	0.492	0.148	0.039	0.006	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000
0.50	0.820	0.812	0.735	0.651	0.481	0.218	0.082	0.017	0.005	0.002	0.001	0.000	0.000
0.75	0.668	0.658	0.610	0.552	0.450	0.263	0.146	0.040	0.017	0.005	0.005	0.001	0.000
1.00	0.542	0.541	0.513	0.475	0.410	0.288	0.185	0.071	0.029	0.013	0.007	0.002	0.001
1.50	0.396	0.395	0.379	0.353	0.332	0.273	0.211	0.114	0.055	0.030	0.018	0.006	0.003
2.00	0.306	0.304	0.292	0.288	0.275	0.242	0.205	0.134	0.083	0.051	0.028	0.013	0.006
2.50	0.245	0.244	0.239	0.237	0.231	0.215	0.188	0.139	0.098	0.065	0.034	0.021	0.010
3.00	0.208	0.208	0.206	0.202	0.198	0.185	0.171	0.136	0.103	0.075	0.053	0.020	0.015
4.00	0.160	0.160	0.158	0.156	0.153	0.147	0.140	0.122	0.102	0.081	0.066	0.040	0.025
5.00	0.126	0.126	0.125	0.125	0.124	0.121	0.117	0.107	0.095	0.082	0.069	0.046	0.034

表 G.2 三角形分布荷重下的应力系数  $K_T$  ( $m=x/b$ 、 $n=z/b$ )

$\begin{matrix} m \\ n \end{matrix}$	-2.00	-1.50	-1.00	-0.75	-0.50	-0.25	-0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.50	0.75	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.00	0.00	0.00	0.01	0.08	0.26	0.48	0.65	0.42	0.08	0.02	0.00	0.00	0.00
0.50	0.01	0.01	0.02	0.05	0.13	0.26	0.41	0.47	0.35	0.16	0.06	0.01	0.00	0.00
0.75	0.01	0.01	0.05	0.08	0.15	0.25	0.33	0.36	0.20	0.19	0.10	0.03	0.00	0.00
1.00	0.01	0.03	0.06	0.10	0.16	0.22	0.28	0.29	0.25	0.18	0.12	0.05	0.02	0.00
1.50	0.02	0.05	0.09	0.11	0.15	0.18	0.20	0.20	0.19	0.16	0.13	0.07	0.04	0.01
2.00	0.03	0.06	0.09	0.11	0.14	0.16	0.15	0.16	0.15	0.13	0.12	0.08	0.05	0.02
2.50	0.04	0.06	0.08	0.12	0.13	0.13	0.13	0.13	0.12	0.11	0.10	0.07	0.05	0.02
3.00	0.05	0.06	0.08	0.09	0.10	0.10	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.07	0.05	0.03
4.00	0.05	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.07	0.06	0.05	0.03
5.00	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03

G.2.3 计算沉降时，坝体和坝基的竖向应力应采用有效应力。

**G.2.4** 对 1 级、2 级高坝，尤其是窄土质防渗体心墙坝，心墙荷载通过上、下游界面的相对变形向坝壳作了充分地传递，故应考虑在心墙中引起拱效应对竖向有效应力的减小。

### **G.3 沉降计算。**

**G.3.1** 采用分层总和法计算坝基和坝体的沉降量时，分层厚度宜按以下规定选取。

**G.3.1.1** 坝体分层的最大厚度为坝高的 1/5~1/10。

**G.3.1.2** 均质坝基，分层厚度不大于坝底宽度的 1/4。

**G.3.1.3** 非均质坝基，按坝基土的性质和类别分层，但每层厚度不大于坝底宽度的 1/4。

**G.3.2** 坝基覆盖层很深时，受压层的计算深度可按以下方法确定。

**G.3.2.1** 绘制坝体附加应力在坝轴线上沿坝基深度的分布曲线。

**G.3.2.2** 绘制坝基自重竖向应力的分布曲线。

**G.3.2.3** 坝体附加应力等于坝基自重竖向应力 20% 处的深度即为计算深度。

**G.3.3** 黏性土坝体和坝基的竣工时的沉降量和最终沉降量可用分层总和法按式 (G9) 计算：

$$S_t = \sum_{i=1}^n \frac{e_{i0} - e_{it}}{1 + e_{i0}} h_i \quad (\text{G9})$$

式中：

$S_t$  ——竣工时或最终的坝体和坝基总沉降量；

$e_{i0}$  ——第  $i$  层的起始孔隙比；

$e_{it}$  ——第  $i$  层相应于竣工时或最终的竖向有效应力作用下的孔隙比；

$h_i$  ——第  $i$  层土层厚度；

$n$  ——土层分层数。

竣工后的坝顶沉降量应为最终沉降量减去竣工时沉降量的差值。

**G.3.4** 非黏性土坝体或坝基的最终沉降量可根据变形模量  $E_i$  按分层总和法用式 (G10) 估算:

$$S_{\infty} = \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{E_i} h \quad (\text{G10})$$

式中:

$S_{\infty}$ ——坝体或坝基的最终沉降量;

$p_i$ ——第  $i$  计算土层由坝体荷载产生的竖向应力;

$E_i$ ——第  $i$  计算土层的变形模量。

**G.3.5** 混凝土面板堆石坝坝顶沉降量可利用筑坝材料相似的已建坝原型监测成果, 按式 (G11) 估算:

$$S_2 = \left( \frac{H_2}{H_1} \right)^2 \left( \frac{E_1}{E_2} \right) S_1 \quad (\text{G11})$$

式中:

$S_2$ ——待建坝的坝顶预计沉降值;

$S_1$ ——已建坝的坝顶原型监测的沉降值;

$H_2$ ——待建坝的坝高;

$H_1$ ——已建坝的坝高;

$E_2$ ——待建坝的变形模量;

$E_1$ ——已建坝的变形模量。

若计算待建坝不同时期的坝顶沉降量,  $E_2$  应为相应时期的变形模量。

**G.3.6** 湿陷性黄土和黄土状土、软弱黏性土坝基的沉降量应进行专门研究。

**G.3.7** 当需要计及坝基侧向变形影响时, 坝基的沉降量应进行专门研究。



# 碾压式土石坝设计规范

## 条文说明

## 目 次

1	范围 .....	107
4	总则 .....	108
5	枢纽布置和坝型选择 .....	110
6	筑坝材料选择与填筑碾压要求 .....	120
7	坝体结构 .....	143
8	坝基处理 .....	165
9	坝体与其他建筑物的连接 .....	192
10	土石坝的计算分析 .....	196
11	分期施工与扩建加高 .....	250
12	安全监测设计 .....	254

## 1 范 围

本规范保留了原规范总则第 1.0.1 条规定的适用范围。即本规范适用于水电枢纽工程中 1 级、2 级、3 级碾压式土石坝的设计，4 级、5 级碾压式土石坝可参照使用。但考虑到本规范是在总结 200m 级以下碾压式土石坝的经验基础上编制的。所以明确提出对于高度 200m 以上的高碾压式土石坝，应进行专门研究。

## 4 总 则

4.0.2 关于高、中、低坝的划分,原规范规定高度在 30m 以下为低坝,高度在 30m~70m 为中坝,高度在 70m 以上为高坝。鉴于我国高土石坝不断涌现,筑坝技术不断提高,大部分意见认为,高中坝的界限以坝高为 70m 划分,标准偏低,且中坝与高坝的比例不太合适。据 2005 年我国在建的 30m 以上 89 座土石坝统计,其中坝高 30m~50m 的 18 座,占 20.2%; 50m~70m 的 24 座,占 27%; 70m~100m 的 20 座,占 22.5%; 100m 以上的 27 座,占 30.3%。中坝与高坝如以 70m 划分,中坝 22 座,占 47.2%,高坝 47 座,占 52.8%。高坝多于中坝,中坝为高坝的 0.9 倍。中坝与高坝如以 100m 划分,中坝 62 座,占 69.7%,高坝 27 座,占 30.3%。中坝多于高坝,中坝为高坝的 2.30 倍。30m 以下的低坝量大面广,30m~100m 的中坝数量较多,技术要求较高,100m 以上的高坝技术复杂,造价巨大,应严格把关。所以,以 100m 作为中、高坝的分界是较为合适的。本标准参考《混凝土拱坝设计规范》,将此界限提高为 100m,即高度在 30m 以下为低坝,高度在 30~100m 为中坝,高度在 100m 及以上为高坝。

低坝的上限能否提高至 50m 呢?仍以以上统计资料分析。如以 50m 划分中、低坝,则中坝为 44 座,占 50m 以上中、高坝总数 71 座的 62.0%,高坝为 27 座占 38%,中坝为高坝的 1.63 倍;如以 30m 划分中、低坝,则中坝占 69.7%,高坝占 30.3%,中坝为高坝的 2.30 倍。前者中、高坝的比重过于接近。因此,宜维持 30m 作为中、低坝的分界。

4.0.5 原规范 1993 年修改和补充规定,取消了“非常工作条件遇地震情况”,使设计条件分为正常运用条件和非常运用条件两种情况。其中非常运用条件分四种情况:“一、施工期;二、校核洪

水位下有可能形成稳定渗流情况；三、水库水位的非常降落，如自校核洪水位降落、降落至死水位以下，大流量快速泄空等；四、正常运用条件遇地震。”

上述非常运用条件中“四、正常运用条件遇地震”与其他三种情况相比，由于地震荷载大，若列在同一非常运用条件，一般情况下坝坡稳定安全均由地震情况控制，其他三种情况不控制，这是不合理的。DL 5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》“表 9.0.2 土坝、堆石坝坝坡的最小抗滑稳定安全系数”中已将非常运用条件分为非常运用条件 I 和非常运用条件 II（设计地震状况）并分别给出了不同的坝坡的最小抗滑稳定安全系数（非常运用条件 I 的最小抗滑稳定安全系数大于非常运用条件 II 的最小抗滑稳定安全系数），据此修改为将正常运用条件遇地震情况列为非常运用条件 II，将上述其他三种情况列为非常运用条件 I。

4.0.6 这里特别指出，混凝土面板堆石坝、沥青混凝土面板和心墙土石坝、土工膜斜墙和心墙坝同属碾压式土石坝范畴，这些坝型的防渗材料及部分坝体材料已有相应的规范或准则，分别为 DL/T 5016—1999《混凝土面板堆石坝设计规范》、SLJ 01—88《土石坝沥青混凝土面板和心墙设计准则》和 GB 50290—98《土工合成材料应用技术规范》。对上述坝型除执行本规范外还需分别执行上述有关规范。

## 5 枢纽布置和坝型选择

### 5.1 坝 轴 线

5.1.2 坝轴线曲(向上游起拱)直的问题曾有人进行研究和讨论。国外有些土石坝采用过向上游起拱的曲线坝轴线,特别是峡谷区的高坝,认为这样有利于防渗体与较陡岸坡的连接和防止防渗体裂缝。但实践表明,防渗体是否产生裂缝主要取决于工程措施和压实质量,因此近年来已不大采用这种形式。努列克、奇科森、凯班、契伏、瓜维奥、糯扎渡、特里等 200m 以上的高坝都是采用直线,其中已建成的大坝都运行情况正常。当不得已向下游弯折时,土质防渗体分区坝采取加厚防渗体和反滤层的措施,沥青混凝土面板坝有的采用聚酯网格等加强措施。

5.1.3 该条为新增条文。藉以强调坝轴线应该尽量避开这类不良地质条件。

### 5.2 泄水和引水建筑物

5.2.1 为原规范第 1.0.6 条第 1 款、第 3 款的修改条文。在土石坝的枢纽布置中是否设置专门用来放空水库的泄水底孔是有争论的。原规范第 1.0.6 条第 3 款:“为保证水库运用安全和满足人防要求,建议研究设置必要的排砂泄水底孔,并宜优先考虑改建导流建筑物的方案”。而 SL 228—98《混凝土面板堆石坝设计规范》第 3.1.6 条第 4 款却写到:“混凝土面板堆石坝枢纽工程布置中,一般可不设置专门的放空设施;对重要工程及混凝土面板砂砾石坝是否设置专门放空设施,应进行专门论证。”并在条文说明中列举了一些工程实例:巴西已建的面板坝多是高坝大库工程,例如阿里亚坝、塞格雷多坝(高 145m, 1991 年建成)、辛戈坝(高 151m,

1994 年建成), 导流洞导流后即封堵不利用, 没有专设放空水库的设施; 澳大利亚塔斯马尼亚水电局已修建 13 座面板坝, 漏水量都很小, 从来没有放空水库检修, 但设计仍利用导流洞堵头设置放空管; 我国的万安溪面板坝 (高 93.8m, 1995 年建成) 施工中取消了原设计专设的放空洞, 必要时利用发电引水洞上留下的施工支洞, 打开闷头放水。天生桥一级面板坝 (高 178m, 1999 年建成) 坝高库大, 设置了放空洞。东津 (高 85.5m, 1995 年建成)、白云 (高 120m, 1997 年建成) 面板坝设置了放空隧洞。松江河梯级的松山 (高 78m, 已建成)、小山 (高 86.3m, 1998 年建成) 两坝, 采用了发电引水隧洞作为放水的后备措施。

库克认为, “对于高坝大库, 水是很珍贵的, 通过底孔放空或部分放空水库引起的经济损失是很可观的。坝的破坏征兆的出现到坝的破坏之间的时段一般是很短的, 用底孔放空水库是来不及的。因此, 高坝设置底孔将得不偿失。”

综上所述, 关于设置底孔的问题本次修订改为: “宜研究设置放空设施的必要性。”

5.2.2 为原规范第 1.0.6 条第 2 款, 仅增加了 “可采用开敞式溢洪道和隧洞。” 一句。溢洪道和隧洞是最常用的泄水建筑物。相对而言, 隧洞布置较低, 溢洪道位置较高。在工程运行中, 在一般洪水情况下隧洞运用几率较高, 只有洪水较大时才起用溢洪道。因此对于中、高坝, 大多需采用隧洞泄洪。国内外的工程实践表明, 土石坝枢纽多采用溢洪道、隧洞相结合的泄洪形式, 也有采用单一的溢洪道或隧洞泄洪形式。例如墨西哥的奇科森心墙堆石坝, 坝高 263m, 就是以 3 条 15m 直径的隧洞泄洪  $17000\text{m}^3/\text{s}$ , 因此本条规定开敞式溢洪道和隧洞均可采用。本规范建议在地形有利时, 应以开敞式溢洪道为主要泄洪设施, 以有利于提高坝的泄洪超载能力和运用的可靠性。并规定在布置开敞式溢洪道有困难时, 也可采用隧洞泄洪, 最好是采用进口为开敞式, 下接陡槽式的无压泄洪隧洞。此类泄洪洞习惯上称为溢洪洞。

5.2.3 为原规范第 1.0.6 条第 4 款的修改条文。对泄水建筑物进出口附近边坡，不仅仅是简单的护坡问题，还存在着是否需要加固的问题。因此本条强调进出口的边坡应是稳定的。对于天然边坡有时可能仅进行坡面清理和护坡就能满足要求，而溢洪道、隧洞进口处开挖的边坡往往因坡度过陡而需要进行加固。比如小浪底等几个工程的进水口均为人工开挖的高边坡，不仅采用了边坡坡面保护，还采取了预应力锚索、锚杆等措施进行加固。

条文中要求泄水引水建筑物“出口应采取妥善的消能措施，并使消能后的水流离开坝脚一定距离”的目的是，避免水流冲刷和回流淘刷。

5.2.4 为原规范第 1.0.6 条第 5 款。软基上的坝下埋管历来是土石坝较忌讳的问题，必须加以限制，规定只有低坝在经过技术论证之后，才能采用。对于埋入基岩或置于基岩上的坝下埋管，则未加限制，但需根据本规范第九章 9.0.4 条要求做好连接措施和反滤层。

### 5.3 坝 型 选 择

5.3.1 为原规范第 2.2.1 条。将原条文中的分区坝和人工防渗材料坝，分别更名为土质防渗体分区坝和非土质材料防渗体分区坝，并删除了对三种基本坝型的解释。因为这样更名较确切、更符合实际。至于三种基本坝型的解释已集中在第 3 章术语和符号一章中，这里不必要重复。对非土质材料防渗体分区坝，增加了土工膜防渗体。

本条列出了常采用的三种基本坝型，说明如下：

#### 1 均质坝。

均质坝是低、中坝中常采用的坝型，但这种坝型有其明显的不足之处。如和堆石等材料相比，土料的抗剪强度低，对坝坡稳定不利，坝坡较缓，体积庞大，使用土料多；铺土厚度薄、填筑速度慢，填筑施工容易受降雨和冰冻影响，不利于加快进度、缩短工期。因此均质坝大多为低、中坝，且坝址处除土料外，缺乏



其他材料的情况下才采用。

## 2 土质防渗体分区坝。

该种坝型是高、中坝中最常用的坝型。包括土质心墙坝和斜墙坝。目前世界上最高的坝，前苏联的努列克坝坝高达 300m 即是该种坝型。

## 3 非土质材料防渗体坝。

条文中的“非土质材料防渗体坝”指混凝土面板堆石坝、沥青混凝土面板坝和心墙坝、土工膜斜墙坝和心墙坝。

- 1) 混凝土面板堆石坝。自从 20 世纪 60 年代采用薄层堆石碾压施工工艺以来，解决了坝体沉降问题，混凝土面板堆石坝坝型坝体断面小、便于施工、填筑施工进度快等优点充分显现出来，因此近年来采用较多。从 20 世纪 80 年代初，我国开始引进这一坝型，根据不完全统计，到 2004 年底中国已建成和在建的混凝土面板堆石坝已超过 150 座，其中坝高超过 100m 的有 37 座，已建成最高的混凝土面板堆石坝是天生桥一级大坝，高 178m；在建的最高的混凝土面板堆石坝是水布垭大坝，高 233m。混凝土面板堆石坝大多修建在岩基上，近年来也开始在中等深厚的覆盖层上修建混凝土面板堆石坝，如在建的察汗乌苏混凝土面板堆石坝，趾板坐落在 48m 深厚的覆盖层上，坝高 110m。
- 2) 沥青混凝土面板和心墙坝。该种坝型已应用多年，但与上述坝型相比，总数量相对偏少。近年来修建的一些抽水蓄能电站上库，为尽量减少渗漏采用了此种坝型，如天荒坪电站。
- 3) 土工膜防渗体坝。是近年来才开始采用的新坝型，多为中、低坝，数量不多。

5.3.2 为原规范第 2.2.2 条。本条列出了坝型选择要考虑的 7 种主要因素，这 7 种因素对坝型选择的影响程度，因工程具体情况

不同而有所不同。本条规定坝型选择应综合考虑各有关因素，经技术经济比较确定。上述因素中相对而言，地质条件、可用的建筑材料及费用估算更为重要。

在其他条件都相同时，地质条件能主宰土石坝坝型的选择。例如，一条穿过坝址的大断层可导致修建堆石坝而不是土坝，因为堆石坝的抗震性更好。

初选坝型时，材料的类型是主要的因素，土石坝在很大程度上是“因材设计的”。量大而容易取得且价格低的材料几乎总是被用于工程之中，因此而确定土石坝坝型。运距相差不大的各种材料的单价应加以比较。这方面比较的一个例子是采用运距稍大但边坡可能较陡的砂砾石填筑，还是采用运距较小、单价较低、而边坡较缓的土料填筑。经济的利用建筑物的开挖料，主要是大的河岸溢洪道开挖料，能显著地降低总的填筑费用并确定土石坝坝型。

对每种土石坝进行费用估算比较是选择土石坝坝型的主要方法。设计者必须十分细心地考虑全部设计项目的影响。

**5.3.3** 为原规范修改和补充规定第 1.0.4 条的修改条文。原规范修改和补充规定第 1.0.4 条规定：“对 II 级及其以下的低坝经过论证可采用土工膜作为防渗体材料”，现修改为“1 级、2 级低坝与 3 级及其以下的中坝，经过论证可采用土工膜防渗体”。

目前，国内外长期使用土工膜防渗的工程已有不少，并日益增多。从 20 世纪 40 年代开始，美国在渠道上铺设 PVC 薄膜用以防渗，苏联、意大利、西班牙、南非、法国等在 60 年代开始采用聚乙烯（PE）薄膜作为蓄水池以及堤坝的防渗衬砌。80 年代以来在北美洲、欧洲等已有近百座土石坝采用各种类型的土工膜进行防渗。我国采用这项技术开始于 20 世纪 60 年代中期，土工膜使用在渠道上。从 80 年代开始，应用于中小型土石坝工程的除险加固，80 年代末 90 年代初，一些新建的中小型土石坝工程使用土工膜防渗。表 1、表 2、表 3 中分别给出了国内外坝工中采用土工膜防渗的工程情况。由表 1、表 2、表 3 可以看出，土工膜在坝工中的应

用,从地域上看已很广泛,国内外已经普遍接受了这种新型的防渗材料和技术。从工程规模上看,不仅限于中、小型工程 3 级及其以下的坝,而且已用于大(2)型工程的 2 级坝,如已建成的玉清湖、丁东、温泉土石坝,在建的黄河西霞院土石坝均属于 2 级坝。从土工膜承受的水头来看,国内承受 20m 以上水头的实例所占的百分数已与国外相当,也有超过 50m 水头的实例。从土工膜耐老化性能来看,国外坝工中应用土工膜已有 40 多年的历史,国内也有 30 多年,国内外工程长期运行情况表明,土工膜其耐老化性能是可信的。鉴于土工膜防渗技术在我国坝工中的应用已经渐趋成熟,为此本规范有必要对原规范的修改和补充规定第 1.0.4 条规定进行修改,作出如本条“1 级、2 级低坝与 3 级及其以下的中坝,经过论证可采用土工膜防渗体。”的规定。

表 1 国外坝工中使用土工膜的情况一览

序号	工程名称	所在国家	开始使用 年度 年	坝料	最大挡 水水头 或坝高 m	土工膜 材料	土工膜 厚度 mm
1	Sabetta	意大利	1959		33	RI	2.0
2	Dobsina	斯洛文尼亚	1960	石料	10	PVC	0.9
3	Terzaghi	加拿大	1962	土料	55	PVC	0.76
4	Llano	哥斯达黎加	1963			PVC	0.5
5	Toktogul 围堰	吉尔吉斯斯坦	1964	土料	6	PE	0.2/0.6
6	Decoto	美国	1966	土料	10	RI	0.24
7	Miel	法国	1967	土料	15	RI	1.0
8	Rinconada	美国	1968	土料	12	RI	0.32
9	Kualapuu	美国	1969	土料	18	RI	0.8
10	Atbashinsk	吉尔吉斯斯坦	1970	土料	46.5	PE	0.6
11	Neris	法国	1970	石料	18	RI	1.5
12	Obecnice	捷克	1971			PVC	
13	Zolina	西班牙	1972	土料	14	PUR	1.1
14	Altenwoerth 围堰	奥地利	1973	砂砾料	10	PVC	0.6

表 1 (续)

序号	工程名称	所在国家	开始使用 年度 年	坝料	最大挡 水水头 或坝高 m	土工膜 材料	土工膜 厚度 mm
15	Landsteju	捷克	1973	石料	27	PVC	1.1
16	Nurek	前苏联	1966	砂砾石	45	LDPE	0.6
17	Pond De Claik	法国	1973	土料	12	RI	2.0
18	Odiel	西班牙	1974	砂砾石	27	PE/PVC	1.5
19	AbwindenA 围堰	奥地利	1975	石料	6	PVC	0.5
20	La Coche	法国	1975	石料	33	PVC	1.0
21	Herbes Blanches	法国	1975	土料	14	RI	1.0
22	Sugarloaf 围堰	澳大利亚	1976		19	CSPE	
23	Tvrdošín	斯洛文尼亚	1976			PVC	
24	Cotter	美国	1979		坝高 40	CSPE	0.9/1.5
25	Avoriaz	法国	1981		14	HDPE	
26	Tmarka	捷克	1981		20	HDPE	
27	Codole	法国	1983	石料	28	PVC	2.0
28	Colibiti	罗马尼亚	1983	石料	坝高 47	PVC	0.8
29	Kyperounda	塞浦路斯	1985		27	PVC	0.5/1.0
30	St justo	美国	1985		25	HDPE	1.0
31	Aubrac	法国	1986	土料	15	PVC	1.2
32	Barranco do Benijosr	西班牙	1986		16.5	PVC	1.2
33	Isanlu	尼日利亚	1986	石料	19	HDPE	3.5
34	Locone 围堰	意大利	1986		13	橡胶	1.5
35	Signal Buttes	美国	1986	土料	14	HDPE	
36	Piano della Rcooa 围堰	意大利	1987	砂砾石	9	PVC	1.5
37	Stillwater	美国	1987		坝高 45	HDPE	2.5
38	Artik	亚美尼亚	1988	土料	18	LDPE	0.5
39	Bilancino 围堰	意大利	1988	石料	15	PVC	1.2

表 1 (续)

序号	工程名称	所在国家	开始使用 年度 年	坝料	最大挡 水水头 或坝高 m	土工膜 材料	土工膜 厚度 mm
40	Kuriyama	日本	1988		48.5	PVC	1.5
41	Cixerri2 级	意大利	1989	土料	7	PVC	2.1
42	Cixerri3 级	意大利	1989	土料	9	PVC	2.1
43	Jibiva	尼日利亚	1989	土料	22	PVC	2.1
44	Mihoesti	罗马尼亚	1989	土料	25	PVC	0.8
45	Pappadai 梯级坝	意大利	1989	土料	9	PVC	2.1
46	Black Mountain	美国	1990	土料		PVC	1.14
47	Figarir	法国	1990		35	PVC	2.0
48	Ajdaybiya	利比亚	1990			HDPE	1.5
49	Benghazi	利比亚	1990		14	HDPE	1.5
50	Cerro Do Lobo	葡萄牙	1990	石料	4	HDPE	1.5
51	Sirt	利比亚	1990		14.5	HDPE	1.5
52	Sgmoulos	塞浦路斯	1990		37	HDPE	2.5
53	Oblatos gorge	墨西哥	1992	土料	14	CSPE	0.91
54	Pablo	美国				HDPE-T	1.5
55	Bovilla	阿尔巴尼亚	1996	石料	坝高 91	PVC	3.0
56	Radin Isvor	保加利亚	1980	石料	40	PVC	0.2
57	Toktory 围堰	前苏联	1968	石料	35	PVC	
58	诺理耳斯克	前苏联		砂砾石	32	PVC	
59	阿尔梅尼亚	前苏联		砂卵石	28	PVC	
60	阿特巴申	前苏联	1970	砂卵石	40	PVC	0.6
61	Contrada	意大利		石料	25 坝高	橡胶	2.0
62	Ospedale	法国	1978	石料	26 坝高		

表2 我国部分堤坝工程加固处理中使用土工膜情况表

序号	工程名称	所在省区	使用年份	坝料	最大挡水水头或坝高 m	土工膜使用部位	使用情况	土工膜类型
1	桓仁	辽宁	1967	混凝土	79	坝面库区	加固	沥青 PVC 热压膜
2	西北峪	陕西	1978		31	库区	修复	3*0.06 单膜
3	滑子	北京	1984		8	斜墙、库区	修复	复合膜
4	放马峪	北京	1984		10	斜墙	修复	3*0.1 单膜
5	罗坑	江西	1986		14.2	斜墙	修复	单膜 0.16~0.22
6	锋川	四先	1987		33 坝高	斜墙	修复	3 层 0.12 单膜
7	麦坑	江西	1987		9.75	斜墙	修复	单膜 0.32
8	闽江	福建	1987		7.8	铺盖	修复	单膜 0.24
9	李家箐	云南	1988	土料	30.6	斜墙	修复	复合膜
10	黄尖山	江西	1988		14.6	斜墙	加固	单膜 0.1, 0.07
11	犁壁桥	福建	1988		7.5	斜墙	修复	复合膜
12	军山	江西	1988		19.6	斜墙	修复	复合膜
13	乱木	河北	1989		10	斜墙	加固	单膜 0.8
14	新立	广东	1990		8 坝高	铺盖	修复	单膜
15	六甲	福建	1991		15.5	斜墙	修复	单膜
16	三官塘	福建	1991		15.5	斜墙	修复	单膜
17	田头	福建	1992		30 坝高	斜墙	修复	单膜
18	切吉	青海	1992		20 坝高	斜墙	加固	单膜 1
19	毛儿冲	湖北	1993		20	斜墙	修复	单膜 0.22
20	湾子	云南	1995		18	库区	修补	复合膜
21	红卫	广西			30.2 坝高	斜墙	修复	复合膜
22	伍沟	四川			10.5	斜墙	加固	复合膜
23	贡拜儿沟	新疆			28	铺盖	修复	复合膜
24	大渔山	新疆				地基垂直和铺膜	修复	
25	石砭峪	陕西	2001	石料	85 *	斜墙	修复	复合膜

表3 我国部分新建堤坝工程中使用土工膜情况表

序号	工程名称	所在省区	大坝级别	使用年份	坝料	最大挡水水头或坝高 m	土工膜使用部位	土工膜类型
1	大宁	北京				13.5	斜墙	复合膜
2	黑河	辽宁		1989	石料	13.9	心墙	复合膜
3	白河 301	吉林		1989		21.5	心墙	3层0.4单膜
4	田村	广西		1990	石料	48 坝高	心墙	复合膜
5	水口围堰	福建		1990	石料	26.5	心墙	复合膜
6	小岭头	浙江	3 级	1991	石料	36 坝高	斜墙	复合膜
7	四扣	山东		1992		5	斜墙	复合膜
8	甲日普	西藏		1992		31.4 坝高	心墙	复合膜
9	温泉堡	河北		1993		46.3		复合膜
10	松子坑坝群	广东		1994		28	斜墙心墙	复合膜
11	小青沟 2 号	辽宁	4 级	1995	中细砂	20	斜墙	复合膜
12	万家围堰	山西内蒙		1995		5.5	心墙	复合膜
13	塘房庙	云南		2000	石料	53 坝高	斜墙	复合膜
14	仲吕	江西	3 级	1998	石料	51.5 坝高	斜墙	复合膜
15	三峡二期围堰 防渗墙上部	湖北		1999		13.2	斜墙、心墙	复合膜
16	王甫州	湖北	3 级	1999	砂砾石	13 坝高	心墙	复合膜
17	温泉	青海	2 级	1994	砂砾石	17.5 坝高	斜墙	复合膜
18	土坎	四川				13.3	斜墙	膜+织物 0.25
19	黑石山副坝	青海		1989	砂卵石	10 坝高	斜墙、铺盖	复合膜
20	风城高库副坝	新疆		2000	石料	23 坝高	心墙	复合膜
21	月山	湖北	4 级		砂砾石	35 坝高	斜墙	复合膜
22	丁东		2 级		壤土	10 坝高	斜墙	复合膜
23	永镇		3 级		壤土	9 坝高	斜墙	复合膜
24	玉清湖		2 级		壤土	12.4 坝高	斜墙	复合膜
25	石佛寺				壤土	13.5 坝高	均质	单膜
26	加达		4 级		砂砾石	14 坝高	斜墙	复合膜
27	西霞院 (在建)	河南	2 级		砂砾石	21 坝高	斜墙	复合膜
28	苏只 (在建)	青海	3 级		砂砾石	25.5 坝高	斜墙	复合膜
29	英格堡	新疆	3 级	2002		36 坝高		复合膜

## 6 筑坝材料选择与填筑碾压要求

### 6.1 筑坝材料选择

6.1.1 本条是原规范第 3.1.1 条的保留条文。仅将所遵循的规范《水利水电工程天然建筑材料勘察规程》及《土工试验规程》等修改为现行版本。并在文字上作了精简。本条目的在于强调土石料调查的重要性和应遵循的有关规程。

查明筑坝材料的性质、储量和分布是土石坝设计的首要工作，目的是经济合理地选择筑坝材料，确定合适的坝型和断面结构，并保证顺利施工。本条将枢纽建筑物开挖料提到与天然筑坝材料同等重要的地位，旨在引起设计者对开挖料应用的重视。

6.1.2 本条规定了筑坝土石料选择应遵守的原则，为原规范第 3.1.2 条和第 3.1.19 条的合并条文，删除了第 3.1.19 条第四款，在文字上作了精简后修改而成。同时还增加了“对植被破坏和环境影响较小，便于采取措施保护、恢复水土资源”的原则。这是因为水电建设必须贯彻实施水土保持法和环境保护法，筑坝材料选择时当然也不例外。对本条提出了筑坝材料选择的四项原则，说明如下：

1 防渗材料、反滤料和坝壳填料等在坝体中所起作用不同，对材料的要求也不同。当某种材料不能完全适应使用的目的时，需要进行处理。如人工掺合砾石土、轧制掺合反滤料、分散性土改性等。

2 就地取材是设计当地材料坝的基本原则。当坝址附近有多种筑坝材料可选用时，在满足技术要求的前提下，尽量采用运距近的材料，以降低工程造价，不片面追求所谓的“材料高质量”。

3 便于开采、运输和压实的要求对于缩短工期、保证工程质



量、降低工程造价等均有重要的意义。

4 水电建设必须贯彻实施水土保持法和环境保护法,为此提出筑坝材料选择时应考虑对植被破坏和环境影响较小,便于采取措施保护、恢复水土资源的原则。

6.1.3 为原规范第 3.1.3 条。本条提出了料场或枢纽建筑物的开挖料原则上均可直接作为筑坝材料,或经处理后使用于坝的不同部位,这就更加拓宽了筑坝材料的范围,有利于充分发挥土石坝就地取材、就近取材的优势,这是土力学理论和施工技术发展的结果,符合国际上土石坝建设的发展趋势。

近 20 年来土石坝建设的突出进步之一,就是筑坝材料的应用范围越来越广。其一是越来越多地直接利用风化料、软岩、砾石土、开挖渣料等筑坝,如十三陵抽水蓄能电站上库大坝采用风化安山岩筑坝;大广坝采用风化花岗岩筑坝等;其二是由于坝料处理技术的发展,对不完全满足要求的土石料作调整级配和调整含水量的处理后上坝。如巴基斯坦的塔尔贝拉坝,填筑土石料 1.2 亿  $\text{m}^3$ ,多是经过大的处理系统筛分拌和后分别填筑在坝的不同部位的。世界上已建成的最高土石坝塔吉克斯坦的努列克坝(高 300m)的心墙材料,由于料场土料含砾量极不均匀(从 0~80%),是经过堆料场堆料混合,使砾石含量都在 20%~50%之间才上坝的。我国鲁布革土石坝防渗体是采用剔除超大粒径后的砂页岩风化料填筑,小浪底土石坝反滤料采用轧制料与筛分料掺合。加拿大还用烘干炉对过湿土料进行降低含水率处理,以克服不利的自然条件的影响。采用人工掺合料作为防渗体已很普遍,如我国小浪底土石坝采用砂砾石与黏土掺合料填筑内铺盖、糯扎渡土石坝(高 261.5m)的心墙材料是采用农场土料场土料掺加 35%人工碎石的砾质土填筑的;瀑布沟土石坝防渗心墙土料拟采用剔除黑马坡洪积土料中大于 60mm~80mm 的颗粒后再掺入少量黏土料或膨润土的掺合料。

沼泽土、膨润土和地表土三类土,因为含有较多的黏粒或存

在未分解的有机质等，故不宜用作坝料。

6.1.4 为原规范第 3.1.4 条。但增加了“若有不满足时，可从满足渗流、稳定、变形要求等方面进行专门论证”。因为本条对防渗土料提出的这些定量要求，其实都不是绝对的。如渗透系数不小于  $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ ，是在这种渗透系数下，渗流量一般不会大，可以接受，但不是说  $i \times 10^{-5} \text{cm/s}$  时就不能接受。有机质含量不大于 5% 或 2%，还要看有机质是分散的，还是凝聚的，对土的力学特性影响不同。4、5 两条更是没有量化标准。一般说来力学性质是否满足要求是决定性因素，物理性指标都是间接的、经验性的。就是说筑坝材料的适用性应以其力学性质作最终选择，如其物理性质不完全满足本条要求时，经论证只要其渗流、稳定和变形等满足要求时，也可以使用。

本条对用作防渗土料（包括砾石土）的渗透系数、水溶盐和有机质三项基本指标作了定量规定，并对塑性、渗透稳定性和失水体积变化提出了定性要求。分别说明如下：

1 渗透系数。国内已建成的心墙坝和斜墙坝防渗土料的渗透系数一般不大于  $10^{-6} \text{cm/s}$ ，均质坝的土料不大于  $10^{-5} \text{cm/s}$ 。

2 水溶盐含量。水溶盐一般分为易溶盐、中溶盐和难溶盐三类。易溶盐包括氯盐、重碳酸盐、碳酸钠和硫酸钠等，中溶盐主要是石膏，难溶盐包括碳酸钙、碳酸镁等。难溶盐在非浸蚀性水中淋洗速度很慢，引起的填土性质变化一般可以不计。盐类的溶蚀滤出将导致坝体沉陷，沉陷量与排出的成正比。因此规范仅对易溶盐、中溶盐的含量提出要求。常用的筑坝土料中的易溶盐含量一般不大，但石膏在长期渗透作用下的淋洗使土料性质变坏，会产生附加沉降，是实践中必须考虑的主要问题。为降低石膏的淋洗速度，工程实践中常采用提高压实密度、降低渗透系数和减小渗透坡降等措施。针对石膏淋洗将会产生附加沉降的情况，常采用增加超高的工程措施。

对水溶盐含量，国内外没有统一规定。前苏联 СНиП 2.06.05.84

规定氯盐含量不超过 5%，硫酸盐含量或硫酸盐和氯盐总含量不超过 10%。其他国家的规范没有定量规定。根据前苏联全苏给排水、水工建筑及工程水文地质科学研究所进行的盐渍土施工性质的研究结果，认为易溶盐 2%~5%，石膏 10%~15%还是可以的。

3 有机质含量。土中有机质有两种：① 未完全分解的植物残渣、树皮草根等，这些有机质的继续分解可以在土中形成孔洞，其化学变化能改变土的性质；② 完全分解的有机质，已看不出植物残骸的原来形态，这种有机质对土的影响与其处于分散或凝聚状态有关。

前苏联 СНиП2.05.06.84 规定未完全分解的有机质含量不大于 5%，完全分解的有机质含量不大于 8%。日本坝工规范仅说明有机质含量高不好，没有定量规定。相比之下，本规范规定偏于严格，均质坝土料不大于 5%，心墙坝和斜墙坝的防渗土料不大于 2%，经论证后可以适当放宽。

防渗体土料的塑性、渗透稳定性和浸水与失水时的体积变化不能定量地给出规定；在设计中只能根据工程的具体情况，参照已建的类似工程，经论证研究确定。

6.1.5 为原规范第 3.1.5 条，对文字作了修改。本条列出了几种不宜作为坝的防渗体的黏性土料，必须采用时应进行专门论证，并应根据其特性采取相应的措施，说明如下：

1 塑性指数大于 20 和液限大于 40% 的冲积黏土、膨胀土和干硬黏土主要是施工不便，不易保证填筑质量。它们对含水率比较敏感，干硬黏土不易压碎，含水率不易调整均匀，膨胀土遇水膨胀易分层，失水又易于裂缝和形成干硬土块，因此建议避免使用。

2 分散性黏土是一种特殊土，20 世纪 70 年代以后才引起工程界的重视。这种土料当遇到含盐量低的水时就会分散成原级颗粒，悬浮于水中并随渗透水流失，出现大面积冲蚀孔洞或发生突然的管涌破坏。

分散性黏土在世界各地都有发现,美国、澳大利亚普遍发现有分散性黏土,以色列、加纳、委内瑞拉、墨西哥、巴西、南非、泰国、越南、伊朗等国都发现有许多分散性黏土沉积层。我国分散性黏土分布也很普遍,在工程上遇到的有黑龙江、新疆、江苏等地,在地质勘探中发现有分散性黏土的有湖北、浙江、广西、宁夏、辽宁、山东、河南、青海、吉林等省(区)。

尽管分散性黏土遇到含盐量低的水会出现冲蚀和淋蚀破坏,给水利工程带来危害,而且事实上已有不少水利工程受到破坏和损坏,但分散性黏土用来筑坝还是可行的。以往的破坏都是在不了解分散性黏土的性质和没有采取防治措施的情况下发生的,如果对分散性黏土采取一定的措施,是能够有效防止对坝体的破坏作用的。谢拉德(J.L.Sherard)在1976年的分散性黏土有关管涌及冲蚀专题讨论会上说:“由于对分散性黏土有了了解,所以认为现行实践没有必要做出任何重大改变,如果有适当的反滤,用分散性黏土做重要水坝的不透水心墙是可以的”。“最近几年,许多分散性黏土室内试验确实表明有足够数量细砂颗粒的砂反滤能够控制分散性黏土的冲蚀并堵塞集中渗流。”在专题小组意见总结中提出:倘若有适宜的反滤,用分散性黏土修建重要水坝的不透水心墙也是合理的,需要进一步研究来估价分散性黏土的反滤标准,特别是对防止分散性黏土细粒的粗粒土料的反滤标准。除了反滤外,还应当考虑防止分散性黏土冲蚀的设计和施工措施:

- 1) 在容易有集中渗流的地方,例如岩基表面上或者在可能有很大不均匀沉陷的地方,有选择地填筑一些非分散性黏土。
- 2) 在标准普氏最优含水量或非常接近标准普氏最优含水量的条件下,良好地控制压实密度。
- 3) 特别谨慎地处理分散性黏土坝下的岩基表面(封闭裂缝)。
- 4) 用消石灰或其他化学剂,把分散性状态的土料变成非分散性状态的土料。

5) 用砂砾石混合料或其他材料盖住易遭受冲蚀或淋蚀的分散性黏土表面, 防止干缩裂缝的产生或降到最低程度。

国内外的资料证明, 用分散性黏土作防渗体的土坝, 在采用必要的措施后, 完全可以正常运用。

美国新墨西哥州的洛斯·埃斯特罗斯 (Los Esteros) 黏土心墙坝, 坝高 67m、坝长 580m、顶宽 11m, 1976 年 6 月开始施工时发现心墙土料是分散性黏土, 进行试验并采取补救措施——在心墙底部与岩基接触面上铺填 1.5m 厚的掺 4% 石灰的心墙土料, 在心墙与原设计的反滤料之间增加一层经过试验能保护分散性黏土的反滤层, 至今运行正常。

阿根廷的乌鲁姆 (ULLum) 坝是世界上少数几个地震活动区修建的、用分散性黏土作心墙的土石坝之一, 坝高 67m、坝顶长 4000m, 心墙底部填用 2% 石灰处理的分散性土, 在心墙两侧用上部厚度不小于 2.0m、下部厚度不小于 5.0m 的砂反滤层。该坝在 20 世纪 70 年代后期修建, 至今未见有被损坏的报道。

现将搜集到的利用分散性黏土筑坝的情况汇总于表 4。从表 4 可以看出, 迄今, 利用分散性黏土所筑的坝, 级别已超出 3 级, 1 级坝 1 座、2 级坝 3 座, 库容接近和已超 3 亿  $\text{m}^3$  的有 4 座, 坝高已超过百米, 达 109.0m。

鉴于以上的事实, 对于利用分散性黏土筑坝, 本次修订保留了原规范第 3.1.5 条规定: 分散性黏土不宜作为坝的防渗体填筑料, 必须采用时应进行专门论证, 并应根据其特性采取相应的措施。

表 4 利用分散性黏土筑坝汇总表

工程名称	坝型	级别	库容 $10^8 \text{m}^3$	坝高 m	坝顶长 m	分散性处理措施
黑龙江南部引嫩工程 17 号坝	均质坝	3		5.0	2300	上游坡和坝顶填筑石灰土
双阳河水库大坝	均质坝	2	2.98	10.5	7998	上游坡和坝顶用土工膜包裹

表 4 (续)

工程名称	坝型	级别	库容 $10^8\text{m}^3$	坝高 m	坝顶长 m	分散性处理措施
澳大利亚基尔莫大坝	均质坝			13.0		上游坡填筑石灰稳定土，下游坡脚填筑石灰稳定土和砾石排水
澳大利亚瓦兰坝	心墙坝			9.0		
澳大利亚班尔加坝	心墙坝			48.0		防渗体上下游填筑石灰土
美国洛斯·埃斯特罗斯坝	心墙坝	2	5.54	67.0	580	防渗体下游填筑反滤砂，底部填筑石灰土
阿根廷乌鲁姆坝	心墙坝			67.0	4000	防渗体上下游填筑反滤砂，底部设混凝土板，其上填筑石灰土
伊朗塔里干大坝	心墙坝	1	4.20	109.0	1120	防渗体上下游填筑反滤砂，底部设混凝土板，其上填筑石灰土
新疆三坪水库大坝	心墙坝	3	0.33	35.0	3886	防渗体上下游用土工无纺布包裹
美国威斯特坝	均质坝	2	5.55	27.5	1740	钢板桩墙，下游排水
泰国兰清格坝	均质坝			10	3200	基础加载水墙上游坡设石灰处理层
泰国会沙韦坝	均质坝			8	3000	用石灰土保护坝坡，坝顶用沥青护面

3 冻土块不易压碎，含水率一般偏高，填筑往往不密实。融化后抗剪强度显著降低，对稳定不利；融化时还有沉降问题，使坝体附加沉降加大。

6.1.6 为原规范第 3.1.6 条，但删除了原文中对红黏土性能的有关描述。红黏土是在湿热气候条件下的风化产物，我国南方分布较多。在成土过程中，二氧化硅、碱和碱土金属不断淋洗，使铁铝富集，形成以高岭石为主，含有大量铁铝氧化物的红色或棕色黏

土。在酸性介质条件下，可以形成稳固的团粒结构。其主要特征为：

- 1 矿物成分以高岭石为主。
- 2 化学成分，土悬液的 pH 值小于 7，二氧化硅和三氧化物的当量比小于 1~2；游离氧化物含量高。
- 3 物性指标，比重高达 2.8~2.9 或更高；流塑限都高而塑性指数不大，塑性图上的位置在 A 线以下。
- 4 渗透性，团粒间的大空隙使红土具有较大的渗透性，如庄寨红土  $k=9.5 \times 10^{-7} \text{cm/s} \sim 1.7 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ ，毛家村红土  $k=1.6 \times 10^{-6} \text{cm/s} \sim 7 \times 10^{-7} \text{cm/s}$ ，比一般黏土均大。
- 5 压缩性，由于粒间结合力强而耐水，其容重虽低，但具有中低压缩性。不过在高压下压缩变形并未停止，但没有因团粒结构崩溃而突然下沉的现象。
- 6 抗剪强度比同样密度的一般黏土为高，并具有某些粒状土的性质。

以往曾认为，红黏土黏粒含量和含水率高，密度低，不适宜作筑坝材料。但实践证明，红黏土具有较高的抗剪强度和抗冲刷能力，且具有中低压缩性，用红黏土填筑的土坝已运行多年，情况良好。如 1969 年建成的毛家村土坝，坝高 80.5m，用红土作为心墙材料，迄今运行正常。

红黏土干燥脱水的不可逆性也比一般黏土突出，是物理力学性质试验时需注意的问题。

由于红黏土在高压下的变形特性，使得高坝的总沉降量往往偏大，不利于裂缝控制，因此要求论证其压缩性是否满足要求。

6.1.7 为原规范第 3.1.7 条，但删除了“使土料的原状结构得到破坏，防止浸水后的湿陷和软化”、“黄土一般不耐冲蚀”等解释性文字。

黄土广泛分布于我国西北、华北地区，其主要特征是：

- 1 粉土颗粒含量大，可达 60%~70%，黏粒含量约 15%~25%，砂粒很少，塑性指数一般为 8%~14%。

2 碳酸钙含量，一般达 15%~20%或更高，在土粒间起胶结作用，形成在干燥时其结构稳定，浸水后因土粒间胶结软化而使结构崩溃的亚稳结构。

3 原状黄土有大孔隙，垂直节理发育，一般干密度  $1.20\text{g/cm}^3 \sim 1.47\text{g/cm}^3$ ，孔隙率 33%~64%，因结构强度而使土层处于欠压密状态。

4 天然含水量低，一般只有 10%~15%，甚至小于 10%。

5 有湿陷性，即在浸水后会因结构崩溃而发生附加变形。

碾压后的黄土是否具有湿陷性，决定于碾压过程中对其原状结构的破坏程度。湿陷性黄土用于筑坝时，只有在合适的含水率下压实到较高的密实度，彻底地破坏其原状结构，才能消除其湿陷性。

黄土一般不耐冲刷，且塑性偏低，适应变形的能力较差，易发生裂缝，因此要求做好反滤。对于保护 1 级、2 级及高坝黄土防渗体的反滤料，最好经过试验验证。

6.1.8~6.1.9 为原规范第 3.1.8 条的修改条文。6.1.8 为原文第 1 款，但较原文增加了 0.075mm 以下的颗粒含量不应小于 15%， $<0.005\text{mm}$  的颗粒含量不宜小于 8%的限制条件；6.1.9 为原文第 2 款的修改条文；删除了原文属于解释及施工工艺要求方面的第 2、3 款。

由于砾石土较纯黏土具有沉降量小、有利于避免水力劈裂裂缝、有利于控制裂缝发展和具有自愈作用、可减少含水量处理的困难和有利于重型机具施工等特性，因此国外土石坝，尤其是高土石坝，采用砾石土作防渗体的土石坝很多。如塔吉克斯坦高 300m 的努列克坝，墨西哥高 261m 的奇科森坝，印度高 260m 的特里坝和美国高 230m 的奥洛维尔坝。近年来，采用砾石土作防渗料的优越性已被国内的设计者所认可，鲁布革大坝的心墙、小浪底大坝的内铺盖均采用了砾石土填筑，正在施工的高 261.5m 的糯扎渡大坝的心墙也采用了砾石土填筑。



作为防渗料的砾石土,最大粒径一般在 75mm~150mm 之间,国内多在 100mm 以下。

击实试验表明,砾石土有两个砾石(粒径大于 5mm)含量特征值。一般文献中称砾石开始起骨架作用的含砾量为第一含砾量(用  $P_5^I$  表示)特征值,砾石完全起骨架作用的含砾量为第二含砾量(用  $P_5^II$  表示)特征值。当砾石含量小于  $P_5^I$  时,干密度随砾石含量成比例增加,其中的细料(粒径小于 5mm)都可以压实到最大干密度;当含砾量大于  $P_5^I$  时,干密度不随砾石含量成比例增加,其中的细料已不能压实到最大干密度;当含砾量等于  $P_5^II$  时,最大干密度达到最大值,再增加砾石含量,最大干密度反而减小。

当含砾量大于  $P_5^II$  时,渗透系数增大很多,往往不满足防渗要求。同时由于砾石已完全起骨架作用,细颗粒不能得到压实,在渗透水作用下很容易产生渗透变形。

条文中含砾量就是参照一般砾石土的  $P_5^II$  规定的。砾石土的  $P_5^II$  并不是一个常数,大多在 40%~60% 之间。

试验表明,砾石土的渗透系数和渗透变形型式与小于 0.075mm 颗粒含量密切相关。一般情况下,当砾石土小于 0.075mm 颗粒含量小于 10% 时,渗透系数就会大于  $10^{-5}$  cm/s,而不适于作防渗材料;当砾石土小于 0.1mm 颗粒含量大于 17% 时,渗透变形特性属过渡型和流土型,可保证内部结构的稳定性。一般要求小于 0.075mm 颗粒含量在 15%~20% 以上。因此在第 6.1.8 条较原规范第 3.1.8 条增加了 0.075mm 以下的颗粒含量不应小于 15% 的限制条件。

美国 1948 年建成的高 130m 的 Mud Mountain (泥山) 坝,心墙为冰碛土,小于 0.074mm 颗粒含量为 9%~16%,黏粒(粒径小于 0.005mm)含量约为 1%~2%。加拿大 1967 年建成的高 183m 的 Portage Mountain (波太基山) 坝,心墙为冰碛土,小于 0.075mm 颗粒含量约为 20%,黏粒含量约为 2%。此 2 坝已发生渗透破坏。而前苏联 1980 年建成的高 300m 的 Hypek (努列克) 坝、加拿大

1976 年建成的高 244m 的 Mica (买加) 坝、法国 1962 年建成的高 123.5m 的 Sorre poncon (谢尔邦松) 坝、瑞典 1961 年建成的高 125m Trangslet (特兰斯赖特) 坝、加拿大 1970 年建成的高 122m 的 Outard IV 级 1 (乌塔特 4 第一) 坝、奥地利 1965 年建成的高 153m 的 Gepatsch (界伯奇) 坝、瑞士 1960 年建成的高 153m 的 Goschenenalp (葛兴能阿尔卑) 坝, 这 7 座坝黏粒含量为 6%~15%, 美国 1967 年建成的高 236m 的 Oroville (渥洛维尔) 坝黏粒含量为 7%~25%, 这 8 座坝防渗土料地质成因不同, 有冰碛土、洪积土和坡积土等。土料大都由蓖栅剔出大颗粒, 有的掺加班脱土, 有的将粉碎的黏土与筛除较粗砾石的冰碛土在搅拌机中搅拌。这些坝已运行 30 年~50 年, 性态良好。为留有余地, 因此在第 6.1.8 条较原规范第 3.1.8 条增加了“ $<0.005\text{mm}$  的颗粒含量不宜小于 8%。填筑时应避免发生粗料集中架空现象。当  $<0.005\text{mm}$  的颗粒含量小于 8% 时, 应作专门论证。”

6.1.10 为原规范第 3.1.9 条, 增加“填筑含水率应采用最优含水率的湿侧”的内容。

广义地说, 任何黏性土都有吸水膨胀和脱水收缩的特性, 但有的黏性土含有亲水性强的矿物 (如蒙脱石、蛭石等), 加上一价阳离子, 使土体中因水分变化而引起的膨胀和收缩达到较大数量, 可能对工程有明显危害。国内外将这一类黏性土称为膨胀土。膨胀土的胀缩性强弱除与矿物的亲水性有关外, 还与密实度、含水率及外在约束有关。比如, 高密实度、低含水率的膨胀土膨胀性就强, 反之就弱; 外在的约束条件对膨胀量有明显的影响, 稍加约束力, 膨胀量就可以减小很多。膨胀土在约束条件下浸水, 其抗剪强度没有明显降低。根据这些特点, 采用膨胀土筑坝时, 常选择心墙坝型使填土处于约束应力之下; 在采用斜墙坝型时, 在斜墙的顶上, 则必须加足够的盖重; 在坝顶部位, 则需换用非膨胀土或掺合料, 避免膨胀软化的危害作用以及降低填筑密度、填筑含水率控制在最优含水率的湿侧等。

另外，膨胀土和分散性土属于同一范畴的土类，强烈膨胀的土可能具有分散性，设计时要引起注意。

6.1.11 为原规范第 3.1.16 条的第 1、2、3 款的修改条文。鉴于当今混凝土面板坝的迅速发展，增加了“垫层料”。将原条文中“质地致密坚硬，具有高度的抗水性和抗风化能力”一句修改为“质地致密，具有较高的、能满足工程运用条件要求的抗压强度、抗水性和抗风化能力”。因为“坚硬”、“高度的”不便于掌握。

6.1.12 为原规范第 3.1.16 条的第 4 款的修改条文。删除了原条文中“在缺乏天然砂砾料时”和“但应选用抗水性和抗风化能力强的母岩轧制”，改为“反滤料、垫层料、过渡层料可利用天然或经过筛选的砂砾石料，也可采用块石、砾石轧制，或天然和轧制的掺合料”。删除前者是因为：不一定是在缺乏天然砂砾料时，才用人工砂或碎石料。删除后者是因为该要求已含在第 6.1.11 条中。

本条的目的是要求选择反滤料、垫层料、过渡层料和排水料时，要综合考虑技术、经济以及料场开采和弃料处理对环境的影响等多种因素确定。不仅仅是在缺乏天然砂砾料时才选用人工砂或碎石，即使砂砾料料源储量丰富，但颗粒级配不理想时，采用天然料与轧制料的掺合料，在技术、经济上也可能是合理的。如黄河小浪底斜心墙土石坝的反滤料，因料场砂砾料中 5mm~1mm 的颗粒含量较少，属不良级配。经技术经济比较，采用了筛分和轧制的掺合料，实践证明是合理的。

6.1.13 为新增条文。土石坝用土工织物作反滤层，近年来已有不少研究成果和应用实例，在 GB 50290—98《土工合成材料应用技术规范》和 SL/T 225—98《水利水电工程土工合成材料应用技术规范》中已有明确规定，但该种材料作反滤料可能产生淤堵等问题，因此提出在 3 级及其以下的低坝经过论证才可使用。

6.1.14~6.1.18 是关于坝壳料方面的条文，分别为原规范第 3.1.10、3.1.11、3.1.12、3.1.13、3.1.14 条。说明如下：

1 下游坝壳是渗透水的排出通道，因此要求水下用透水料填

筑。为减小库水位降落时的渗透压力，上游水位变动区要求用透水料填筑。

2 第 6.1.16 条规定均匀的中砂、细砂及粉砂可用于中、低坝坝壳的干燥区，但地震区不宜采用。这是根据均匀中、细砂及粉砂不易压实，饱和后又产生渗透变形和振动液化的性质而作出的规定。

美国的下圣费尔南多坝，就是采用粉质砂土筑坝发生地震液化破坏的典型实例。

我国密云水库白河主坝斜墙上游保护层的砂砾石，在 1976 年唐山地震时发生液化，造成险情也是典型的一个实例。该砂砾石中细料含量大于 40%，同时细料相当均匀，又缺乏 1mm~5mm 的粒组。其填筑密度也低，当时测定的相对密度只 0.6 左右，后用震动台振密法求取最大干密度，则细料相对密度只有 0.36。砂砾料的渗透系数  $10^{-3}\text{cm/s} \sim 10^{-4}\text{cm/s}$ ，具备了地震时发生液化破坏的条件。

3 第 6.1.17 条规定了采用风化石料和软岩填筑坝壳的要求。用风化石料和软岩筑坝的工程实例已越来越多。如哥伦比亚高 237m 的契伏坝，坝壳就是采用溢洪道等开挖的石英岩、泥板岩、变质板岩等填筑的。我国高 101.8m 的碧口心墙坝，部分坝壳也是利用溢洪道和发电引水隧洞开挖的绢云母石英千枚岩和变质凝灰岩填筑的。

风化石料和软岩的抗压强度低，碾压前后的级配变化较大。碾压前后级配的变化必然引起物理力学指标的变化。如四川升钟土石坝风化砂岩碾压前后的级配变化平均相差 10%~20%。甘肃碧口心墙坝绢云母石英千枚岩碾压前颗粒级配小于 5mm 的颗粒占 4.4%、不均匀系数为 7.2，碾压后的级配小于 5mm 的颗粒占 24.0%、不均匀系数为 14.5。因此规定采用风化石料和软岩填筑坝壳时，应按压实后的级配研究确定材料的物理力学指标，并应考虑浸水后抗剪强度降低、压缩性增加等不利情况。

风化石料和软岩能否填筑于非干燥区，主要决定于其碾压后

浸水沉降变形和抗剪强度降低对大坝的影响程度。软化系数低、不能压碎成砾石土的风化石料和软岩，浸水后抗剪强度明显降低、沉降变形明显增大，因此规定将其填筑在坝壳的干燥区。

4 第 6.1.18 条第三款规定对易风化的软岩（如泥岩、页岩）宜采用边开采、边填筑的方法施工，以免暴露时间过长而风化。因为这类软岩石在失水后极易崩解成碎块，如保持天然含水量则可保持完整，故要边挖边填，不要在大气中暴露太久。

6.1.19 为原规范第 3.1.17 条，较原条文增加了要求护坡石料质地致密、抗水性能满足工程要求的条文。岩石的耐风化能力主要与岩性、强度和使用时的风化程度有关。有人对 94 座坝的统计资料表明，护坡岩石岩性 68% 为石灰岩和火成岩，砂岩和其他岩石占 32%，因岩石风化致使护坡破坏的有 9 座，其中用砂页岩的 4 座，用花岗片麻岩（变质岩）的 5 座，而石灰岩和优质的火成岩完全没有风化。另据调查，有两座大型土石坝均采用砂岩、砾岩块石护坡，其中一座坝采用风化岩石，经两三年的运行几乎全部破坏，而另一座坝采用新鲜的石料经 20 年的运行基本完好。因此对于护坡石料有必要从岩性（主要是抗水性和抗风化）、强度和风化程度等各方面都提出要求。

## 6.2 填筑碾压要求

6.2.3 为新增条文。土石坝的黏性土料用量常达几十至数百万立方米，取自一个至数个料场。不同料场甚至同一料场的不同部位、不同深度的土料，其压实性能并不相同，甚至差别很大，对于砾石土更为突出。若以一个最大干密度乘以压实度计算出的干密度作为填筑控制指标，对于压实性能好的土料，干密度满足要求时，其压实度可能不满足要求；对于压实性能差的土料，压实度满足要求时，干密度可能仍不满足，也可能无论怎样补压也达不到要求。采用压实度作为控制指标，压实干密度随土料的压实性能不同而浮动，就可以避免上述现象。

土料的含水率与其物理力学性质及施工压实均有密切的关系，在工程实践中多以最优含水率上下一定范围、且能满足压实度要求的含水率作为填筑控制标准。因此条文明确提出将最优含水率作为设计控制指标之一。

6.2.4 为原规范修改和补充规定第 1.0.6 条第 1、5 款的修改条文。修改内容有：对采用轻型击实功能时的压实度要求较原规范有所提高；补充了当高坝采用重型击实功能时，压实度的具体要求；对有特殊用途的和性质特殊的土料的压实度要求。

采用轻型击实功能压实度与原规范相比有所提高的理由是：

1 试验方法的影响。

1984 年以前采用的 SDS 01—79《土工试验规程》（下简称 79 规程）与 SD 128—84、SD 128—87《土工试验规程》（下简称 84 规程）的击实标准有所不同，79 规程的击实功能（南实仪）高于 84 规程（接近于普氏仪），DL/T 5355《土工试验规程》与 84 规程相近。

84 规程编制时曾将两种击实标准进行对比试验验证，试验结果见表 5。试验结果表明，79 规程方法试验最大干密度与 84 规程试验最大干密度的比值在 1.019~1.023 之间。为进一步验证它们之间的差别，原水利电力部水利水电规划设计总院曾下达水规水（1993）062 号文“关于开展碾压式土石坝设计规范补充试验的函”，要求国家电力公司成都勘测设计院等七个单位用冰碛土、砾石土、掺合料、黏土、壤土、砂壤土等进行对比试验，试验结果见表 6；从表中试验成果可知，南实仪所得最大干密度为普氏仪的 1.000 倍~1.040 倍，平均为 1.017 倍。小浪底土石坝，也曾按照 79 规程和 84 规程的两种方法分别做过多组击实试验，其最大干密度的关系见表 7；从表中可看出，按 79 规程进行的击实试验所得的土料最大干密度为 84 规程的 1.008 倍~1.018 倍。以上共做了 15 种土料的对比试验，79 规程的最大干密度是 84 规程的 1.000 倍~1.040 倍，其中 67% 达 1.015 倍以上。

上述对比实验表明，适当提高压实度是有必要的。

表 5 击实试验对比 (一)

序号	编号	分类	土名	液限 %	塑限 %	塑性指数 %	最大干密度 g/cm <sup>3</sup>		(7) (8)
							南实仪	普氏仪	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	A	CH	高液限黏质土	45.8	29.2	16.6	1.60	1.57	1.019
2	E	CI	中液限黏质土	30.2	17.9	12.3	1.76	1.72	1.023
3	F	CL	低液限黏质土	25.8	19.1	6.7	1.62	1.59	1.019

表 6 击实试验对比 (二)

序号	编号	分类	土名	液限 %	塑限 %	塑性指数 %	最大干密度 g/cm <sup>3</sup>		(7) (8)
							南实仪	普氏仪	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	A-1	GC	砾石土	—	—	—	2.010	1.980	1.015
2	A-2	GC	砾石土	—	—	—	2.290	2.245	1.020
3	A-3	CI	重粉质壤土	33.3	17.6	15.7	1.930	1.920	1.005
4	A-4	CH	重壤土	56.7	30.5	26.2	1.790	1.790	1.000
5	A-5	CH	黏土	45.7	24.6	21.1	1.685	1.620	1.040
6	A-6	—	重粉质沙壤土	—	—	—	1.640	1.620	1.012
7	A-7	CI	重粉质壤土	35.02	18.15	16.87	1.690	1.650	1.024
8	A-8	CI	重粉质壤土	34.18	18.03	16.15	1.700	1.675	1.015
9	A-9	CI	重粉质壤土	33.14	17.32	15.82	1.695	1.680	1.003
10	A-10	CI	粉质黏土	41.42	23.01	18.14	1.670	1.625	1.028

表 7 击实试验对比 (三)

土名	试验方法	标准击功能 kJ/cm <sup>3</sup>	每层击数	组数	最大干密度 g/cm <sup>3</sup>		79规程 84规程
					范围值	平均值	
重粉质壤土	SDS01-79	862.5	25	49	1.63~1.79	1.696	1.008
	SD128	607.5	27	5	1.66~1.72	1.682	
中粉质壤土	SDS01-79	862.5	25	31	1.63~1.79	1.71	1.018
	SD128	607.5	27	1	1.68	1.68	

## 2 实际施工压实水平的影响。

大伙房等 8 座和汤河等 16 座土石坝防渗土料压实度、设计干密度与压实干密度对比分别见表 8 和表 9，统计分析见表 10。

上述统计分析表明，压实干密度与设计干密度比值大于 1.01 的占 83.4%，大于 1.020 的占 58.4%。按此推算比值大于 1.015 的约为 70%。

从上述统计资料分析可知，无论是采用现代化机械施工的土石坝，还是采用传统压实机械施工的土石坝，无论是黏土，还是砾石土，从实际的压实水平和能力而言，压实度提高 1%~2%，均是可行的。

表 8 各工程防渗土料压实度、设计干密度与压实干密度对比

序号	坝名	坝型	坝高 m	颗粒级配 %			分类	塑限 %	设计压实 标准		施工 平均 干密度 $\rho_2$ g/cm <sup>3</sup>	$\frac{\rho_2}{\rho_1}$
				> 0.05mm	0.05mm ~ 0.005mm	< 0.005mm			压实 度 %	干密 度 $\rho_1$ g/cm <sup>3</sup>		
1	大伙房	心墙	48	11~12	47~52	36~45	粉质黏土	18~22	99	1.70	1.74	1.024
2	清河	斜墙	39.4	19	52	23~35	粉质黏土、重粉质壤土	16~20	97	1.66	1.70	1.024
3	岗南	斜墙	59	17	61	16~22	中重粉质壤土	15.6~16.3	95	1.65	1.70	1.030
4	岳城	均质	51.5	17~29	44~66	8~27	轻、中、重粉质壤土	15.4~17.6	95~97	1.65	1.74	1.055
5	官厅	心墙	45.0	28~40	56~64	4~7.5	轻、重粉质砂壤土	17.8~20.1	93	1.75	1.80	1.029
6	密云	斜墙	66.0	13~40	42~63	14~29	中、重粉质壤土	14.5~18.9	96~98	1.70	1.73	1.018
7	南湾	心墙	35.0	—	—	20.5~46	重粉质壤土	19.4	—	1.70	1.74	1.024
8	碧口	心墙	101	20	50	30	重粉质壤土、粉质黏土	16~19	97	1.71	1.75	1.023



表9 各工程土料压实参数及设计干密度与压实干密度对比

序号	坝名	坝高 cm	土料	压实 机械	层厚 cm	压实 遍数	干密度 g/cm <sup>3</sup>		$\rho_2/\rho_1$
							设计 $\rho_1$	压实 $\rho_2$	
1	汤河	43.2	黏土	羊足碾	30	10	1.7	1.74	1.024
2	柴河	42.0	黏土	气胎碾	—	—	1.65	1.62	0.982
3	鲇鱼山	37.5	重粉质壤土	羊足碾	25	—	1.65	1.70	1.030
4	薄山	48.4	粉质壤土	羊足碾	25	—	1.65	1.69	1.024
5	窄口	77.0	黄土	—	—	—	1.7	1.72	1.012
6	玉马	50.0	重粉质壤土	—	—	—	1.65	1.69	1.024
7	板桥扩建	48.5	粉质黏土	气胎碾	30~40	8~10	1.64	1.67	1.018
8	澄碧河	70.4	砾石土	拖拉机	25	4~8	1.60	1.76	1.100
9	毛家村	80.3	红黏土	羊足碾	30	8	1.56	1.60	1.026
10	青狮潭	60.0	黄土	—	20~30	—	1.50	1.48	0.987
11	柘林	63.5	黏土	气胎碾	30	10~12	1.58	1.58	1.000
12	潘家口	22.0	—	羊足碾	30~40	8	1.75	1.77	1.011
13	六都寨	70.0	黏土	羊足碾	30	12~14	1.54	1.54	1.000
14	铁山	44.5	黏土	羊足碾	30~35	—	1.55	1.60	1.032
15	羊毛湾	47.6	重粉质壤土	—	—	—	1.65	1.68	1.018
16	万安	37.0	黏土	—	—	—	1.65	1.68	1.018

表10 24座土石坝土料压实干密度与设计干密度比值统计

$\rho_2/\rho_1$	<0.99	0.99~ 1.00	1.00~ 1.01	1.01~ 1.02	1.02~ 1.03	1.03~ 1.04	1.04~ 1.05	1.05~ 1.06	>1.06
频数	2	2	0	6	11	1	0	1	1
分布频率 %	8.3	8.3	0.0	25.0	45.8	4.2	0.0	4.2	4.2
累积频率 %	8.3	16.6	16.6	41.6	87.4	91.6	91.6	95.8	100

### 3 压实度推算。

根据上述击实试验方法对比结果,为使84规程和79规程压

实效果一致，压实度标准应提高为原来的 1.015 倍。

对于 1 级、2 级坝和高坝，原压实度为不低于 97%~99%，增为：

$$P = (97\% \sim 99\%) \times 1.015 = 98.5\% \sim 100.5\%$$

条文中取  $P=98\% \sim 100\%$ 。

由于现在采用的黏性土料的施工碾压机械的压实功能，一般大于 84 规程的压实功能，压实度达 100%是可以实现的。

对于 3 级中、低坝及 3 级以下的中坝，原压实度为不低于 95%~97%，增为：

$$P = (95\% \sim 97\%) \times 1.015 = 96.4\% \sim 98.5\%$$

条文中取  $P=96\% \sim 98\%$ 。

已建工程中，美国和加拿大的一些土石坝，用普氏击实仪压实度采用 100%，小浪底土石坝用普氏击实仪压实度也采用 100%。

补充了当高坝采用重型击实试验时对压实度的要求，其原因是：对于特别高的坝，例如坝高大于 200m 的坝，有时要求达到更高的压实标准，以适应承受高荷载的情况。这时需采用重型击实试验，以获得更高的压实密度，如糯扎渡大坝心墙土料击实试验就采用了重型击实试验。鉴于近些年来我国高坝的发展，所以在本条第 1 款补充了“对高坝如采用重型击实试验，压实度可适当降低，但不低于 95%”。

关于指出有特殊用途和性质特殊的土料的压实度确定问题。对于有特殊用途的土料，如混凝土防渗墙顶部的高塑性土，要求能承受较大的变形，并不要求太高的压实度；对于性质特殊的土料，如膨胀土，为减小其膨胀性希望压实度低一些；而湿陷性黄土，需最大限度地破坏其原状结构，使其不再具有湿陷性，希望压实度高一些。因此，对类似上述这些情况，就需要根据工程实际情况，确定合适的压实度。

6.2.5 为原规范修改和补充规定第 1.0.6 条的第二、三、四款修改条文。由于宽级配砾石土的渗透性、力学性质等，主要取决于

细料的性质、含量及压实度，一般以细料密度控制作为压实标准。所以本条规定，对于砾石土一般应按全料试样求取最大干密度和最优含水率，并复核细料干密度。但是，由说明第 6.1.8~6.1.9 条可知，当含砾量超过第一含砾量特征值  $P_5^I$  时，砾石开始起骨架作用，其中的细料已不能压实到最大干密度，在这种情况下，如果还要要求细料的压实度达到第 6.2.4 条的要求，实践证明是不可能的。因此应适当降低压实度标准，但降低多少为宜，是值得研究的。

瀑布沟大坝对砾石土曾做了不同含砾量的击实试验，成果见表 11。

表 11 瀑布沟坝砾石土不同含砾量击实试验成果

(1)	$P_5$ %	10	15	20	30	40	50	60
(2)	全料击实最大干密度 $\text{kN/m}^3$	2.11	2.16	2.19	2.22	2.25	2.28	2.29
(3)	全料击实时细料最大干密度 $\text{kN/m}^3$	2.11	2.11	2.11	2.09	2.04	2.00	1.90
(4)	细料单独击实最大干密度 $\text{kN/m}^3$	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
(5)	(3) / (4)	1.000	1.000	1.000	0.990	0.967	0.948	0.900

从表 11 可看出，虽然全料的最大干密度随  $P_5$  含量的增加而增大，但当  $P_5$  含量增大到  $P_5^I$ （试验表明  $P_5^I=25\%$ ）后，相应细料干密度却随  $P_5$  含量的增加而减小， $P_5=60\%$  时相应的细料最大干密度仅相当于细料单独击实时的 90%，并不是一个固定值。

不同类型的砾石土，其细料的密实度对砾石土的渗透系数  $K$ 、渗透坡降  $i$ 、内摩擦角  $\phi$  及应力变形性能均有一定的影响，而不同的工程对这些指标又会有不同的要求，因此，对不同工程不同类型的砾石土应根据其不同性质和设计要求，通过试验确定  $P_5^I \leq$

$P_5 \leq P_5^0$  时细料的压实度，从而调整全料的压实度。这样就能使压实标准调整后，土料的力学性能和渗透性能等满足工程安全要求。对于无条件进行试验的情况，可通过工程类比确定。

试验和理论研究表明，当砾石含量小于 30% 时，最大干密度的理论计算值与实测值非常吻合，因此，在没有条件进行全料试验时，也可以根据细料的最大干密度按理论公式计算砾石土的最大干密度。理论值可按下式计算：

$$\rho_{dmax} = \frac{1}{\frac{P}{G_s \rho_w} + \frac{(1-P)}{\rho_{d0}}}$$

式中：

$\rho_{dmax}$  ——砾石土最大干密度；

$P$  ——粒径大于 5mm 的砾石含量，以小数计；

$G_s$  ——粒径大于 5mm 的砾石干比重；

$\rho_w$  ——水的密度；

$\rho_{d0}$  ——细粒用标准击实试验击实时的最大干密度。

6.2.6 为原规范第 3.2.4 条，仅将原规范无黏性土的相对密度要求不低于 0.7~0.75 的规定具体化为：砂砾石的相对密度不应低于 0.75，砂的相对密度不应低于 0.70，反滤料宜为 0.70。条文中对砂和砂砾石等不同材料，坝壳和反滤层等不同部位，提出了不同的相对密度要求，其数值是根据一般经验确定的。粗粒料含量小于 50%，细料（小于 5mm 的颗粒）大于 50%，此时为砂包砾，因此要求细料的相对密度也应满足本条要求，尤其防止地震液化时，更需这种控制。对于砂砾石，实际应用中一般根据不同级配（往往是以含粗粒料百分数不同进行控制）的室内试验结果整理出级配—密度—相对密度关系，以便现场挖坑取样检查时，能根据测出的级配和干密度，查出相对密度是否满足要求。

6.2.7 为原规范修改和补充规定第 1.0.7 条的第一句。增加“采用软岩、风化岩石筑坝时，孔隙率应根据坝体变形、应力及抗剪

强度等要求确定”、“设计地震烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的地区，可取上述孔隙率的小值”。

6.2.8 为原规范修改和补充规定第 1.0.7 条的第二句。以施工参数控制堆石的压实质量是国外工程常采用的方法，国内均采用施工参数和干密度同时满足的“双控”来控制堆石的压实质量。

6.2.9 为新增条文。是根据国内外筑坝实例和经验确定的。加水可以减少铺料时的分离现象，利于岩块棱角的破碎，并可以减小堆石岩块之间的摩擦力，同时可将堆石细颗粒充填到下部岩块的孔隙中，有利于提高堆石的压实程度，减少建成后坝的沉陷变形，因此是堆石碾压时常用的措施。室内有侧限压缩试验证明，优良级配湿的较干的砂砾石和堆石的压缩性都要大一些。因此条文也规定堆石碾压时应加水，砂砾石碾压时宜加水。关于碾压的加水量很难给出一个明确的标准，通常与其岩性、颗粒级配尤其是细粒含量、施工方法等有关，对于岩石软化系数较小，细粒含量较高的堆石加水量宜大，加水效果也比较明显。因此条文规定加水量宜通过碾压试验确定。

6.2.10 为原规范修改和补充规定第 1.0.8 条。仅增列了砾石土、风化岩石、软岩、膨胀土、湿陷性黄土等性质特殊的土石料。碾压试验的目的是校核设计规定的填筑标准及碾压参数是否合适。规范规定的填筑标准是根据一般经验确定的，对具体工程并不一定完全合适，因此要求通过碾压试验进行校核，为修正设计选定的填筑标准提供依据。

条文中提出了砾石土、风化岩石、软岩堆石料、湿陷性黄土等几种性质特殊土石料的填筑标准应进行专门碾压试验校核，说明如下：

- 1 砾石土、风化岩石、软岩堆石料碾压前后的级配变化较大，因此有必要进行专门的碾压试验。
- 2 湿陷性黄土原状结构的破坏程度，对坝体变形等的影响至关重要，因此有必要进行专门碾压试验。

6.2.11 为原规范修改和补充规定第 3.2.6 条。本条指出了黏性土填筑含水率上下限的确定方法，并规定填筑含水率（即坝面含水率）控制在最优含水率的 $-2\% \sim +3\%$ 偏差范围以内。

大量的研究成果表明，含水率在最优含水率的干侧和湿侧压实的土，具有不同的结构和不同的力学性质。在湿侧压实的填土偏向于颗粒定向排列的分散性结构，而在干侧压实的填土偏向于颗粒任意排列的凝聚性结构。在湿侧压实的填土较在干侧压实的填土渗透性小，固结较慢，在低应力下压缩大而高应力下压缩小，孔隙压力高，在压实状态下不排水剪强度小得多，而饱和后的排水剪强度大体相等或略低一些，饱和后的不排水剪强度则取决于饱和时是否允许膨胀，如允许膨胀，则略高，反之则略低，抗拉强度略低但极限拉伸应变较大，应力应变关系近于塑性，而模量较低，对不均匀沉降的适应性较好，膨胀小而收缩大，浸水饱和后各项性质变化较小。但过干时，碾压时易发生干松层、土的结构不均匀、有较大孔隙、渗透系数明显增加等，浸水后将产生附加沉降。过湿时，碾压时易形成所谓的“弹簧土”或称“橡皮土”，还会影响重型机械施工。因此填筑含水率应根据土料性质、填筑部位、气候条件和施工机械等情况选择。

填筑于混凝土防渗墙顶部及与岩石坝基、岸坡接触部位的黏土料，要求有较高的塑性和适应不均匀变形的能力，因此要求在大于最优含水率的情况下填筑。

对于材料性质或客观条件特殊的情况，砾石土也有采用高于最优含水率较多的情况下填筑的。如鲁布革坝，采用砾石土填筑心墙，根据材料特性，采用的填筑含水率大于最优含水率 $1\% \sim 5\%$ ，大大方便了施工，取得了良好的效果。

## 7 坝体结构

### 7.1 坝体分区

本节为新增加的，目的在于说明坝体结构设计在总体布置上的要求。第 7.1.1~7.1.6 条均为新增条文。为坝体分区时设计所需要遵守的基本原则和规定。

7.1.2 本条是针对以往坝体分区中曾有采用所谓“任意料区”这一问题而制定的。以往设“任意料区”的本意并不是让施工承包商可任意用哪种材料上坝均可，而是将某一特定部位的材料强调其用料性质允许有较大幅度的变化，填筑碾压标准也可适当降低，因此定义为“任意料区”是不确切的。按 DL/T 600—2001《电力行业标准编写基本规定》的规定，当涉及技术方面的要求时，应明确规定具体的技术指标，这些技术指标应能“测量和检验”。因此增加此条款。

7.1.3~7.1.4 条文提出了均质坝、土质防渗体分区坝的坝体分区要求，其目的是促使土石坝材料分区方法标准化，便于技术资料的相互交流和提高。

7.1.6 对于高土石坝而言，围堰（主要是上游围堰）高度和填方量很大，若与坝体结合经济效益非常明显。近代高土石坝较多地采用了这种型式，如原苏联（现塔吉克斯坦）的罗贡坝、努列克坝，美国的奥洛维尔坝、新美浓坝，加拿大的买加坝、波太基山坝、马尼克 3 号坝，墨西哥的奇科森坝，我国援建阿尔巴尼亚的菲尔泽坝，我国的碧口坝、小浪底坝等。

### 7.2 坝坡

7.2.2 为原规范第 4.1.2 条的修改条文。删除了原规范条款中“一

般在下游坡每隔 10m~30m 设置一条马道”。根据目前坝的发展，上游坝坡除观测需要外，已趋向不设马道，下游坝坡也趋向于不设和少设马道。

根据碧口、石头河和天生桥一级坝的经验，在坝坡上设置斜马道的效果很好，对坝面交通布置极为有利。国外狭窄河谷中的高土石坝一般也都在下游坝坡上设“Z”字形上坝公路，以避免在岸坡开挖道路的困难。

7.2.4 为新增条文。对坝基深层的稳定问题，一般情况下，除坝基进行加固解决坝坡稳定问题外，采用压钎的方法最为经济和有效。

### 7.3 坝 顶 超 高

7.3.1 及附录 A.1.11~A.1.16 第 7.3.1 条规定了坝顶在水库静水位以上的超高，为原规范第 4.4.1 条。但将“ $R$ ——最大波浪在坝坡上的爬高”和“ $e$ ——最大风壅水面高度”前面的“最大”去掉了，因为它们都是按设计条件取用不同累积频率的波浪爬高和风壅水面高度，而不是最大的。

本条表 7.3.1 中规定的安全超高  $A$  值，是按照 DL 5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》表 8.0.1 修改的，不同于原规范表 4.4.2 的值。

A.1.11 为原规范附录一第二节，删除了最后一段“当无量纲  $KW^2D/gH^2 > 0.75 \sim 0.90$  时，宜按与近似式（附 1.10）相应的精确式计算（略）”，因为  $KW^2D/gH^2$  是随  $W^2D$  成正比例增大，而随  $H^2$  成反比例减小，当取  $W=40\text{m/s}$ 、 $D=50\text{km}$  足够大时，可以求得满足无量纲  $KW^2D/gH^2 > 0.75 \sim 0.90$  中的  $H$  值为  $H < 7.4\text{m} \sim 6.7\text{m}$ ，而一般电站水库的水深均大于此值。风壅水面高度是风吹过水面，不仅使水面产生波浪，而且由于风的拖曳力，使水面的下风端产生一定的壅高。风壅水面的增高亦称坝前增水，计算方法也很多。A.1.11 中所推荐的方法比较简单实用，适合于水库湖泊等区域。一般情况下风壅水面高度较小，但对某些情况如风区较大、水深



较小时风壅水面高度也是可观的。例如 1953 年荷兰大水灾即由于北海风潮漫决海堤而引起的。又如美国奥克乔比湖平均直径 50km，最大水深 4.3m，在时速 129km 风力作用下，风壅水面高度达 3m 以上。

值得注意的是：风壅水面高度  $e$  和波浪中心高出静水位的高度

$$h_z = \frac{\pi h_{1\%}^2}{L_m} \operatorname{cth} \frac{2\pi H}{L_m}$$

是不同的。 $h_z$  是波动中心线在静水面以上的高度，这是根据摆线波理论，波峰和波谷不对称，峰尖谷坦，从而产生中心线高出静水面的现象。

A.1.12~A.1.16 为原规范附录一第三节，本次修订除对波浪爬高计算公式补充了当坡率  $m < 1.5$  时的平均波浪爬高计算公式、取消了附表 1.8（部分大爬高均值及相应累积频率）、取消了对规则或不规则波的解释、简化了前两段文字外，其他项目内容保持不变。并依次将爬高设计值取值规定、平均波浪爬高计算、不同累积频率爬高计算、复式坡断面的爬高计算和斜向来波对爬高的影响分别列为 A.1.12~A.1.16。

非土质材料防渗体坝上游坝坡往往陡于  $m=1:1.5$ ，尤其是当前国内外使用较为广泛的混凝土面板堆石坝更是如此。所以本次修订增加坝坡陡于  $m=1:1.5$  条件下的波浪爬高计算公式是必要的。经对 GB 50286—98《堤防工程设计规范》当  $m < 1.5$  时推荐采用的波浪爬高计算公式和原规范坝坡为  $m=1:1.5 \sim 1:5$  的波浪爬高计算公式进行验算（计算了不同风速  $W=10\text{m/s}$ 、 $W=20\text{m/s}$ 、 $W=30\text{m/s}$ ，不同吹程  $D=5\text{km}$ 、 $D=10\text{km}$ 、 $D=20\text{km}$ ，不同坝前水域平均水深  $H=30\text{m}$ 、 $70\text{m}$ 、 $110\text{m}$ 、 $150\text{m}$  的各种组合），波浪平均爬高具有一定的规律性：即风浪及坡面条件相同的情况下， $m=1.5$  坡度下的平均爬高最大，陡于和缓于该坡度的坡爬高均有所减小。另外， $m=0$  的铅直坡爬高，《堤防工程设计规范》公式计算结果与《混凝

土重力坝设计规范》规定的公式计算的波浪加高比较接近。上述验算说明《堤防工程设计规范》当  $m < 1.5$  时推荐采用的波浪爬高计算公式是合适的。为此，本次修订推荐采用之。

应注意的是波浪爬高  $R$  是由静水面算起的（即  $h_z$  已含在  $R$  中），所以在坝顶超高计算中不应再含波浪中心线在静水面以上的高度  $h_z$ 。

7.3.2 为原规范第 4.4.2 条。坝工建设中曾有因库区大体积滑坡引起涌浪漫过坝顶而造成巨大损失的事例，国内如柘溪水电站，国外如意大利的瓦希昂水电站，从而引起了工程界的重视。故本条规定了“如库区内有可能发生大体积塌岸和滑坡而引起的涌浪时，坝顶超高应进行专门研究”。

7.3.3 为原规范第 4.4.3 条。增加了“正常蓄水位加正常运用条件的坝顶超高”情况，这是因为有些工程的正常蓄水位高于设计洪水位，如小浪底、大柳树等工程。

7.3.4 仅按照 DL/T 5016《混凝土面板堆石坝设计规范》要求，在原条文后注释了混凝土面板堆石坝对坝顶超高的要求。即“混凝土面板堆石坝还应满足防浪墙与混凝土面板顶部的水平接缝高程宜高于水库正常蓄水位的要求”。

7.3.5 及附录 A.1.1~A.1.10 7.3.5 为原规范第 4.4.4 条。A.1.1~A.1.10 为原规范附录一第一节风浪要素的确定。由于目前计算工具（计算器、计算机）相当发达，因此，删除了有关使用图或表求解方程或进行公式计算的附图和附表。如：附表 1.3 [波长一周期、水深表  $\lambda=f(T, H)$ ]、附图 1.3（莆田试验站方法是由附 1.3 式转换的图）。删除了基本概念的介绍和计算中未曾用到的附表 1.2（大波波高均值及相应的累积频率）。

风浪要素的计算方法，本次修订为：以莆田试验站公式为主，辅以官厅水库公式和鹤地水库公式。莆田试验站公式，平均波周期采用  $T=4.438h^{0.5}$ ，适用范围不加任何限制条件；官厅水库公式和鹤地水库公式采用《水工建筑物荷载设计规范》所列的公式及其适用范围。删除了安得列扬诺夫公式。说明如下：

1 就其适用范围来说选用莆田试验站公式是合适的。从各文献所列情况来看, 安得烈扬诺夫公式、官厅水库公式、鹤地水库公式、官厅—鹤地公式适用范围均较小, 在风速较大或吹程较大的情况下, 它们均不适用。而莆田试验站公式, 除 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》限制其适用于平原、滨海地区外, SDJ 218—84《碾压式土石坝设计规范》、SL 274—2001《碾压式土石坝设计规范》、《碾压式土石坝设计手册》和《水工设计手册》等文献, 均认为其适用于任意的深水波和浅水波。

2 就其波长和波高计算值来说选用莆田试验站公式为主, 辅以官厅水库公式和鹤地水库公式是安全可靠的。因为波长计算值, 官厅水库公式最大、莆田试验站公式其次、鹤地水库公式最小; 波高计算值, 鹤地水库公式计算值较大, 莆田试验站公式和官厅水库公式计算值较小, 计算最大值为计算最小值的 1.9 倍, 官厅水库公式和莆田试验站公式相当, 各有高低; 当吹程小时, 官厅水库公式略大于莆田试验站公式计算值, 当吹程大时相反, 官厅水库公式略小于莆田试验站公式计算值。安得列扬诺夫公式波高和莆田试验站公式计算值接近、波长较莆田试验站公式计算值小。

3 本次修订后的风浪要素计算方法基本同 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》。编制 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》的目的就在于统一水利水电工程结构设计的荷载取值标准。已执行的 DL 5108—1999《混凝土重力坝设计规范》和 SL 274—2001《碾压式土石坝设计规范》都是这样做的, 其风浪要素计算方法都已修改统一采用 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》的方法。

7.3.6 为原规范第 4.4.6 条。仅增加了“坝顶应预留竣工后沉降超高”、“预留沉降超高不应计入坝的计算高度”。文理自明。

## 7.4 坝 顶 构 造

7.4.1 为原规范第 4.3.1 条。本条删除了原规范中关于人防要求

的规定。我国坝顶公路纳入外部公路网作为永久公路的情况并不多见，因此也删除了相关内容。

7.4.2 为原规范第 4.3.2 条。删除了“除已建成坝的沉陷量不大的情况外，宜避免采用厚层混凝土等刚性盖面”。关于坝顶护面材料，过去多采用砂砾石、泥结碎石、沥青碎石等，以防止防渗体的干裂和雨水冲蚀，这些材料都是柔性的，可以适应坝的变形，坝体有裂缝也容易发现，现仍普遍采用。但从某些工程失事的教训看，洪水首先漫过防浪墙，冲蚀坝顶材料使防浪墙淘脚而被推倒，造成洪水漫顶而失事。因此，如坝顶用一些耐冲的材料，如混凝土、沥青、砌石等，对防汛有一定的好处。但厚层混凝土刚度较大，可能不与坝体变形同步，会使土与混凝土之间出现间隙，坝体裂缝也不易发现，需经常监测并采用灌浆等措施填充缝隙，这是不足之处。

7.4.4 为原规范第 4.3.4 条，增加防浪墙伸缩缝“做好止水”。从坝的失事实例得出，有坚固的不透水的防浪墙有助于防汛。因此防浪墙除防浪外，在特殊情况还要有挡水功能，所以除要求防浪墙进行强度和稳定复核外，并要求设伸缩缝及止水。根据已建坝的经验，防浪墙一般高出坝顶 1.0m~1.2m。

7.4.5~7.4.7 7.4.7 为原规范第 4.3.5 条。7.4.5、7.4.6 为新增条文，分别补充了坝顶设置照明和安全防护措施。随着国民经济的发展和人民物质文化水平的提高，大坝库区常被开辟为旅游区，游人较多，因此坝顶设置栏杆或其他防护设施是必要的。同时，为美化环境，提出了要注意建筑艺术的处理。

## 7.5 防 渗 体

7.5.1~7.5.3 分别为原规范第 4.2.1、4.2.2、4.2.3 条。

土质防渗体顶宽定为 3.0m，系考虑机械施工的要求。土质防渗体厚度理论上应根据允许渗透坡降确定，但太薄对抗震抗裂不利，根据实际工程经验提出斜墙坝底部厚度不宜小于水头的 1/5，

心墙坝不宜小于水头的  $1/4$ 。

一些土石坝防渗体厚度的实例见表 12。

表 12 一些土石坝防渗体厚度的实例

坝名	国名	坝高 $H$ m	坝型	防渗体底宽 $B$ m	$H/B$	防渗体材料
库加尔	美国	158	斜心墙	36.6	4.3	风化料
斯伐提文	挪威	125	心墙	25	5.0	冰碛土
布朗尼	美国	122	斜墙	12*	12.2	黏土
梯克维	南斯拉夫	113.5	斜心墙	23	5.0	壤土
牧尾	日本	106	心墙	27	3.9	火山灰夹角砾
卡里门采	南斯拉夫	92	斜心墙	20	4.9	壤土
肯尼	加拿大	85	斜墙	16	5.3	—
窄口	中国	77	心墙	12	6.4	黏土
拜肯	美国	66	斜墙	19.3	5.4	—
陆浑	中国	55	斜墙	8	6.9	壤土
横山	中国	48.5	心墙	12	4.1	红土
柴河	中国	43	心墙	5	8.4	壤土
* 按垂直厚度计。						

7.5.4 为原规范第 4.2.4 条, 增加“并应核算风浪爬高高度的影响”、“防渗体顶部应预留竣工后沉降超高”。本条规定的土质防渗体顶部高程, 系按照 DL 5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》的规定确定的。

本条增加“并应核算风浪爬高高度的影响”的条文, 是指当坝顶无防浪墙, 或防浪墙和防渗体顶未连时, 当风浪爬高较大时, 按静水位确定的防渗体顶高程会距坝顶较大, 这时应考虑适当抬高防渗体顶部高程, 以防风浪形成壅水大量通过顶部渗至下游。如新疆某 29.5m 高的心墙坝, 坝顶高程为 368.00m, 正常蓄水位为 364.20m, 心墙顶高程为 364.60m, 由于风浪较高, 坝顶设有高 1.0m 的防浪墙, 防浪墙和心墙顶之间未连接。显然在频繁的风浪

作用下,库水有可能通过心墙顶部向下游渗水。大坝完工后,根据蓄水安全鉴定意见,在心墙和防浪墙之间开槽重新做了防渗体。

7.5.5 为原规范第 4.2.5 条。其中“保护层厚度(包括上游护坡垫层)应不小于该地区的冻结和干燥深度”一句,改为“保护层厚度(包括上游护坡垫层)应不小于该地区的冻结和干燥深度,还应满足施工机械的需要。”“斜墙上游保护层应分层碾压填筑,达到坝体相同标准。其外坡坡度应按稳定计算确定,使保护层不致沿斜墙面连同斜墙一起滑动”一句,改为“斜墙上游保护层的填筑标准应和坝体相同,其坡度应满足稳定要求。”

## 7.6 反滤层垫层和过渡层

7.6.1 为原规范第 4.6.1 条。但将原条文中防渗体与坝壳之间设置的反滤层改为反滤层或垫层。因为混凝土面板或沥青混凝土面板防渗体与坝壳之间设置的是垫层而不是反滤层。

7.6.2 为原规范第 4.6.4 条前三款。说明坝的反滤层的一般要求。

7.6.3 为原规范第 4.6.2 条,仅在文字上作了简化。一般情况下土质防渗体下游均需设反滤层。但国内有些工程,防渗体和坝壳之间满足了反滤要求,因此未设反滤层。如毛家村土坝(高 80.5m)、柴河土坝(高 48m)、花凉亭土坝(高 57m)、陆浑土坝(高 55m)等,因其心墙下游的坝壳料能满足反滤要求,而未设反滤层(陆浑土坝规定不允许大于 100mm 砾石靠近防渗体)。上述实例还体现了可用天然砂石料直接作为反滤层的概念。

7.6.4 为原规范第 4.6.3 条。但作了以下修改:

- 1 下游坝壳不仅与透水坝基的接触区应满足反滤要求,而且与岩基中发育的断层、破碎带和强风化带接触部位,也应满足反滤要求,故增加了这方面的内容。

- 2 原规范该条的后一句“采用几种不同性质的土石料筑坝时,宜在靠近心墙处填筑透水性较小、颗粒较细的土石料,而在靠近坝坡处填筑透水性较大、颗粒较粗的土石料”已含在 7.1.4

中，故删去。

**7.6.5** 为原规范第 4.6.4 条第四款。虽然设计上可以采取各种措施防止防渗体裂缝，但往往不能完全避免。因此，要求设计的反滤层需使防渗体颗粒不致被渗透水流带走，并逐渐淤塞而使裂缝闭合是非常必要的。

**7.6.6** 为原规范第 4.6.4 条末尾一段。上游反滤层的工作条件与下游反滤层不同，主要是水库水位降落时，保护防渗体不受冲蚀，承受的水力坡降较小（抽水蓄能水库库水位变化幅度大且快，除外），不像防渗体下游的反滤层承受很大的水力坡降，不一定要严格遵守反滤准则。有人认为上游反滤料应在防渗体裂缝时，有细粒被带入裂缝中起到淤塞裂缝的作用，并按此进行反滤设计。实际上，只要下游反滤选择得当，则防渗体缝壁坍落的材料就可起淤塞作用，防渗体材料又不会被渗透水带走，裂缝不受冲刷，由于渗流速度很小，上游细颗粒也难于被带入裂缝。总之，使裂缝自愈靠的是下游反滤料。因此上游反滤层可以适当简化。

**7.6.7 及附录 B** 7.6.7 为原规范第 4.6.5 条。附录 B 为原规范附录二，本次修订在结构上作了调整，原规范为 4 节（反滤层的用途、反滤层设计的内容、反滤层的类型和反滤层的设计），现不分节；在内容上删除了原规范中反滤层的用途，较原规范增加了当被保护土为黏性土时反滤层的设计方法（新增条文 B.4）以及防止反滤料分离的设计方法（新增条文 B.5）。

关于反滤层的设计说明如下：

#### 1 保护无黏性土设计。

- 1) 对不均匀系数  $C_u < 5 \sim 8$  的无黏性土，太沙基准则简单明了，在国内外得到广泛的应用，并为实践证明是适用的，故推荐此法。
- 2) 对不均匀系数  $C_u > 5 \sim 8$  的无黏性土，太沙基的准则选出的反滤料一般偏粗，不能保护细料的流失，特别是缺乏中间粒径的无黏性土，更不适用。对于非均匀土，需保护其

中的细粒部分,才能保护全料不发生渗透变形。因此被保护土的控制粒径不能固定为全料的  $d_{85}$ ,而是因被控制土的级配和渗透特性而异的一个变量。目前对非均匀土反滤设计计算尚无公认的意见,所以附录 B 中只建议了对  $C_u > 8$  的被保护土,宜取  $C_u < 5 \sim 8$  的细粒部分的  $d_{85}$ 、 $d_{15}$  作为计算的控制粒径;对不连续级配的土,应取级配曲线平段以下的粒组的  $d_{85}$ 、 $d_{15}$  作为计算的控制粒径进行反滤设计,并要求最终由反滤试验确定。

对于  $C_u > 5 \sim 8$  的第一层反滤料,在满足小于 5mm 粒径颗粒含量大于 40% 和不产生分离情况下,初步计算建议采用 5mm 以下细料的  $D_{15}$  作为计算粒径进行设计,并经反滤试验确定。

## 2 保护黏性土的反滤层设计。

采用的谢拉德 1989 年方法,该方法是在 1984 年方法基础上进一步研究的成果。美国内务部垦务局设计标准 No.13 填筑坝 (1987 版) 利用了其部分内容,1994 年美国《国家工程手册》(National Engineering Handbook),以谢拉德等人 1989 年反滤料的设计准则为基础,总结了以往的试验研究和实践经验,提出了比较完整的砂砾石反滤料的级配设计;同期国际大坝委员会 (ICOLD) 出版的《土石坝粒料反滤和排水》(EMBANKMENT DAMS GRANULAR FILTERS AND DRAINS, Review and recommendations) 也编入了这一方法。

以谢拉德等人为代表的反滤设计方法,优点为:① 对被保护土的分类简单明了,涵盖所有类土;② 设计步骤明确,可直接求出反滤料级配。1992 年由《土石坝工程》介绍到我国。作为近年代表反滤料设计发展的一种设计方法,将该反滤设计方法的步骤全面介绍如下:

第 1 步:用足够的土样绘制被保护土料的粒径级配曲线。

第 2 步:若被保护土不含大于 4 号筛 (4.75mm) 的颗粒,可直接进入第 4 步。



第3步：若被保护土含有大于4号筛（4.75mm）颗粒，按下述方法调整级配曲线。

- 1) 100除以小于4号筛（4.75mm）颗粒的百分含量得到一调整系数。
- 2) 将通过4号筛（4.75mm）各粒组的百分数乘以上调整系数。
- 3) 绘制这些调整后的百分数得到一新的级配曲线。
- 4) 用新的级配曲线确定第4步中所需通过200号筛（0.075mm）的百分数。

第4步：以通过200号筛（0.075mm）粒径的百分数为标准，按照表13将被保护土分类。

表13 被保护土分类

被保护土分类	小于200号筛（0.075mm）粒径的百分数（调整后） %	被保护土说明
1	>85	细粉土和黏土
2	40~85	砂、粉土、黏土及粉土质砂和黏土质砂
3	15~39	粉土质和黏土质砂或砾石
4	<15	砂和砂砾

第5步：为满足滤土要求，按表14确定反滤层的允许最大 $D_{15}$ 值。

表14 反滤准则（滤土）—最大 $D_{15}$

被保护土类别	最大 $D_{15}$
1	$\leq 9d_{85}$ （若 $9d_{85} < 0.2\text{mm}$ ，取 $0.2\text{mm}$ ）
2	$\leq 0.7\text{mm}$
3	$\leq 0.7\text{mm} + \frac{1}{25}(40 - A)(4d_{85} - 0.7\text{mm})$ $A = \text{调整后曲线通过200号筛的百分数}$ （若 $4d_{85} < 0.7\text{mm}$ ，取 $0.7\text{mm}$ ）
4	$4 \leq 4d_{85}$ （全料）

非关键部位（指防渗体下游反滤层以外）的反滤层的最大  $D_{15}$  值可以调整。对于被保护土为  $d_{15}=0.03\text{mm}\sim 0.1\text{mm}$  的细粒土，取最大的  $D_{15}$  小于等于  $0.5\text{mm}$  就可以了；对于含砂量低的粉细砂（土壤分类塑性图中 A 线以下），取最大  $D_{15}=0.3\text{mm}$  可能是合适的。

第 6 步：如果渗透性是控制的必要条件，按表 15 确定允许的最小  $D_{15}$  值。

表 15 反滤准则（排水）—最小  $D_{15}$ 

被保护土类别	最小 $D_{15}$
所有类别	$\geq 4 d_{15}$ （全料）（但不小于 $0.1\text{mm}$ ）

第 7 步：反滤料的设计级配上、下包线带宽须相对地窄，以防采用间断级配的反滤料。调整第 5 步和第 6 步确定的反滤料的最大  $D_{15}$ 、最小  $D_{15}$ ，以使过筛率为 60% 粒料中的任一粒径最大与最小值的比率不大于 5，标准见表 16。

表 16 其他反滤设计准则

设计项目	准 则
防止采用间断级配的反滤料	设计反滤料应满足过筛率为 60% 粒料中任一粒径的最大值与最小值的比率不大于 5
反滤料级配范围	不均匀系数小于等于 6

本步要求避免采用间断级配的反滤料。单从观察颗粒级配曲线就可分辨出间断级配材料。但是为规范起见，需要更多的控制措施。设计反滤料上、下级配包线时，用第 1 步到第 6 步得到的控制点，应按照下面的附加要求来减少采用间断级配反滤料的可能性。

第 5 步和第 6 步计算最大  $D_{15}$  与最小  $D_{15}$  之比值，若大于 5，须调整使该比值不大于 5。把最大  $D_{15}$  作为控制点 1，最小  $D_{15}$  作为控制点 2，进行第 8 步。

最终所决定的  $D_{15}$  粒径应在前述准则确定的范围内，还应遵循下列原则：

- 1) 如果从反滤层排出大量的水，即反滤层同时须起排水作用，则应以最大  $D_{15}$  确定反滤料带的设计。以最大  $D_{15}$  为控制点，用其除以 5 得出最小  $D_{15}$ ，分别作为控制点 1 和 2。
- 2) 对于非常细的被保护土或反滤处于最重要的功能区，应以最小的  $D_{15}$  确定反滤范围。以最小的  $D_{15}$  为控制点，将其乘以 5 得到最大的  $D_{15}$ ，分别作为控制点 1 和 2。
- 3) 在第 5 步和第 6 步中，最重要的是确定最大和最小的  $D_{15}$  的合适粒径范围，以便于从人工料场得到标准级配或从施工现场附近的天然料场选出设计范围内的级配。最终确定的最大和最小  $D_{15}$ ，应与料场材料相符，并确保其比率不大于 5。

第 8 步：设计的反滤层级配不一定具有很宽的粒径范围，以免出现间断级配。调整反滤层的设计粒径范围，使反滤料上下包线不均匀系数均不大于 6。反滤料带的宽度还应满足过筛量 60% 的料的任一最大与最小粒径之比小于等于 5。

本步初始设计反滤层的  $C_u$  值为 6。如果需要，最终设计时反滤料级配曲线可调整得陡一些，即  $C_u$  值可小于 6，只要其滤土性和渗透性满足要求就是合适的。

计算最大的  $D_{10}$  值，等于最大的  $D_{15}$  除以 1.2（1.2 的系数是假定不均匀系数为 6， $D_{15}$  与  $D_{10}$  连线的坡度确定的）。由最大  $D_{10}$  值乘以 6 计算出最大的  $D_{60}$ ，把此点作为控制点 3。

最大  $D_{60}$  粒径除以 5 确定反滤层带细料的最小  $D_{60}$  粒径，把此点作为控制点 4。

第 9 步：按表 17 确定反滤的最小的  $D_5$  和最大的  $D_{100}$  粒径。把这两个点作为控制点 5 和控制点 6。

表 17 最大最小粒径准则

被保护土类别	最大 $D_{100}$	最小 $D_5$
所有类别	<75mm	0.075mm

第 10 步：为减小施工中的分离，控制反滤料最大的  $D_{90}$  和最小的  $D_{10}$  是重要的。用最小的  $D_{15}$  除以 1.2 得初始的最小的  $D_{10}$  (1.2 的系数是假定不均匀系数为 6， $D_{15}$  与  $D_{10}$  连线的坡度确定的)。用表 18 确定最大  $D_{90}$ ，把此点作为控制点 7。

$D_{90}$  小于 20mm 左右的砂反滤料，一般不要求对其级配范围进行特别调整。对于具有反滤和排水双重功能的粗粒反滤料和砾石区， $D_{90}/D_{10}$  的比率应随  $D_{10}$  粒径的增加而迅速减小。

表 18 防止分离准则

被保护土类别	最小 $D_{10}$ mm	最大 $D_{90}$ mm
所有类别	<0.5	20
	0.5~1.0	25
	1.0~2.0	30
	2.0~5.0	40
	5.0~10	50
	>10	60

第 11 步：连接控制点 4、2 和 5，确定反滤料的上包线，连接控制点 6、7、3 和 1，确定反滤料的下包线，将上、下包线延至 100%，即为反滤料级配的初步设计成果。

第 12 步：反滤料与穿孔管的关系应不小于表 19 的规定。

表 19 有相邻穿孔集水管的反滤准则

不可能发生涌浪和水力梯度剧烈变化的非关键排水部位	反滤料的 $D_{85}$ 须不小于穿孔集水管管径
可能发生涌浪和水力梯度剧烈变化的关键排水部位	反滤料的 $D_{15}$ 须不小于穿孔集水管管径

设计需要考虑的另外因素：

以上提供了设计反滤层级配的步骤及其准则。从总体上提出了最理想的反滤特性。但是，实际设计反滤层级配范围时放宽上述标准可能会更合适。比如所确定的级配标准（范围）更容易获得，或采用现场的反滤料更加经济等。

某种情况下，从第 1 步到第 12 步得到的设计反滤层范围线可被调整得陡一些，但调整后的曲线应在上述设计范围线以内，以使小于 60% 的料中最大最小颗粒粒径比率不大于 5。调整后反滤层的不均匀系数应不小于 2。

上述不均匀系数的要求仅仅用于确定设计反滤层级配范围（上包线和下包线）。在特定情况下，采用的反滤料不均匀系数大于 6，是完全可以接受的。

7.6.8 为原规范修改和补充规定第 1.0.10 条。反滤层厚度的设置本次修订明确提出按人工施工和机械化施工进行区分。关于反滤层的厚度从理论上讲，薄层〔如  $(5 \sim 8) D_{\max}$ 〕即可满足渗透变形的要求，我国早期修建的新立屯水库，反滤层厚用 0.20m，大伙房用 0.30m，但心墙经过削坡，反滤层使用模板进行施工。实际上反滤层厚度取决于施工条件，故提出人工施工时最小厚度为 30cm（水平滤层）和 50cm，机械化施工未提出尺寸，因机械施工方法不同其厚度也不同。采用推土机平料时最小宽度不小于 3.00m，采用其他机械施工时，根据所采用工艺可以缩窄。

7.6.9 为原规范第 4.6.8 条，增加了第 6 款“坝建于深厚覆盖层上”，因为深厚覆盖层上的坝，一般说来其变形比较大。

7.6.10 为新增条文。说明过渡层应具有的功能及不同坝型对设置过渡层的要求。碾压式沥青混凝土心墙坝心墙两侧过渡层的作用是避免防渗体与坝壳两种刚度相差较大材料之间的突然变化，使应力传递均匀，防止防渗心墙发生裂缝。而混凝土面板堆石坝垫层区和主堆石区之间设置的过渡区，其主要的目的在于防止垫层中的细料在渗透水流作用下流失，而导致渗透破坏，即起反滤

的作用，当垫层区和主堆石区之间满足反滤准则时，就不必设置过渡区。当然，当垫层区较薄时，需设足够厚度的过渡区和垫层区共同起支撑面板的作用。在上述这些坝型中过渡层的定义和作用明确的。而土质防渗体分区坝对防渗体两侧与坝壳之间的过渡层（过渡区）说法却是不一致的，本规范是按照把过渡层的作用表述为避免两种刚度相差较大的材料之间变形和应力的急剧变化。一般反滤层可以起过渡层的作用，而过渡层却不一定严格满足反滤要求。土质防渗体分区坝是否设过渡层与坝壳材料有关，除坝壳为堆石外，一般不设过渡层，即使坝壳为堆石，若反滤层有一定的厚度，也不一定设过渡层。国内外一些高土石坝防渗体下游设反滤层和过渡层的情况见表 20。

表 20 国内外高土石坝防渗体下游的反滤层和过渡层

序号	坝名	国家或地区	坝高 m	反滤层及过渡层						
				层数	每层厚度 m			名称		第一层反滤或过渡层材料
					1	2	3	1	2	
1	努列克	前苏联	300	2	6	6~10	—	反滤层	反滤层	0.1mm~5mm
2	买加	加拿大	242	1	6.1	—	—	过渡层	—	砂砾层
3	契伏	哥伦比亚	237	1	—	—	—	过渡层	—	—
4	凯朋	土耳其	207	2	4	2	—	反滤层	反滤层	砂砾石
5	恰瓦斯克	前苏联	167	2	4	5.2	—	反滤层	反滤层	0.1mm~20mm
6	库加尔	美国	158	1	3.05	—	—	过渡层	—	卵砾石
7	英菲尔尼罗	墨西哥	148	2	2.5	—	—	反滤层	过渡层	0.1mm~10mm
8	马尔巴萨	墨西哥	137.5	2	—	—	—	反滤层	过渡层	砾质土
9	德本迪汗	伊拉克	135	3	3	3	3	反滤层	反滤层	河床干净砂砾石
10	安布克劳	菲律宾	131	3	3	3	3	反滤层	—	—
11	桑萨尔格	前苏联	125	1	—	—	—	过渡层	—	砂砾碎石层
12	石门	中国台湾	110	1	5	—	—	反滤过渡层	—	筛选的砂砾石

表 20 (续)

序号	坝名	国家或地区	坝高 m	反滤层及过渡层						
				层数	每层厚度 m			名称		第一层反滤或过渡层材料
					1	2	3	1	2	
13	牧尾	日本	106	1	2	—	—	反滤层	—	—
14	热瓦里斯克	前苏联	102	1	6	—	—	—	—	—
15	买苏尔	瑞士	101	2	—	—	—	过渡层	反滤层	—
16	碧口	中国	101.8	1	4			反滤层		0.1mm~40mm
17	鲁布革	中国	103.8	3	5	5	6	反滤层	反滤层	0.1mm~20mm
18	小浪底	中国	154	3	6	4	变	反滤层	反滤层	0.1mm~20mm
19	水牛家	中国	108	2	6	5		反滤层	过渡层	0.1mm~20mm
20	糯扎渡	中国	261.5	3	6	6	10	反滤层	反滤层	
21	瀑布沟	中国	186	3	6	6	变	反滤层	反滤层	0.1mm~15mm
注：小浪底、瀑布沟第三层采用变厚度过渡层。										

7.6.11 为新增条文。规定土质防渗体分区坝坝壳为堆石时对设置过渡层的要求。根据鲁布革、小浪底的经验，坝壳为堆石时，过渡层最大粒径不大于 300mm 是合适的，有利于采用能满足强度和渗透性要求的洞挖石渣。

7.6.12 为原规范第 4.6.6 条。要求反滤层、过渡层应压实的目的：保证在水库蓄水后，心墙或斜墙不致因这类填土的变形而产生裂缝或断裂。要减少反滤层、过渡层颗粒分离，就要求设计满足本规范附录中表 B.1 规定的  $D_{90}$ （下包线）和  $D_{10}$ （上包线）的粒径关系。填筑过程中要求反滤层和坝体平起，也是为了减少颗粒分离。

7.6.13 为新增条文。规定了土工织物作反滤层时的要求。由于用土工织物作反滤层，可能存在淤堵等问题，因此尽可能用在易修补部位，如护坡下面的垫层，坝下游排水沟下面的反滤层，下游贴坡排水的反滤层等。

## 7.7 坝 体 排 水

7.7.1~7.7.4 分别为原规范第 4.5.1~4.5.4 条。“排水设备”改为“排水设施”(下同)。7.7.3 中“坝体下游排水设施”改为“坝体排水设施”，因为坝体排水设施不尽限于坝体下游。

7.7.5 为原规范第 4.5.8 条。不仅对均质坝，而且对下游坝壳用弱透水材料填筑的土石坝，同样一般需要设置竖式排水，所以本条增加了这方面的内容。设置竖式排水的目的，使透过坝体的水通过它排至下游，保持坝体干燥，有效地降低坝体的浸润线，并防止渗透水在坝坡逸出。许多均质坝采用风化料或砾石土筑成，常因土料的不均匀性而形成局部的渗水通道，使下游浸润线抬高，甚至渗透水在下游坡面逸出造成险情。即使是相对均质的土料，因为水平碾压而使水平向渗透系数大于垂直向渗透系数，也会因此使实际浸润线偏高，甚至出现几层水的现象，这在国内外是屡见不鲜的。这种竖式排水在国外也称为烟囱式排水 (Chimney drain)，由太沙基建议，在巴西开始广泛应用，是控制均质坝坝体渗流的有效措施。一般竖式排水的顶部通到坝顶附近，底部与坝底水平排水层连接，通过水平排水层排至下游。竖式排水也可以做成向上游或下游倾斜的形式，这是近年来控制渗流的有效形式。特别是对均质坝，更宜提倡这种形式。

7.7.6 为原规范第 4.5.9 条。设在上游坝壳不同高程内的水平排水，其目的是在水库上游水位降落时，改变上游坝壳内渗流方向，降低孔隙压力，以增加上游坝坡在库水位下降时的稳定性。下游坝壳内的水平排水层有助于孔隙压力的消散和降低浸润线。对于坝壳材料渗透性差的情况是很有效的。为了使均质坝施工期孔隙压力更快消散，也可以设置水平排水层。

7.7.7 为原规范第 4.5.5 条。将条文第 3 款“棱体顶部宽度应根据施工条件及检查观测需要确定，但不得小于 1.0m”修改为“……，但不宜小于 1.0m”。棱体排水体(滤水坝趾)，可以降低坝体浸润线，



防止坝坡土的渗透破坏和冻胀，在下游有水条件下可防止波浪淘刷，还可与坝基排水相结合，在坝基强度较大时，可以增加坝坡的稳定性，是一种过去常用的排水设备，但需要的块石较多，造价较高，且与坝体施工有干扰，检修较困难。

7.7.8 为原规范第 4.5.6 条。贴坡排水体，可以防止坝坡土发生渗透破坏，保护坝坡免受下游波浪淘刷，与坝体施工干扰较小，易于检修。但不能有效地降低浸润线。要防止坝坡冻胀，必须将反滤层加厚到超过冻结深度。土质防渗体分区坝常用这种排水体。

7.7.9 为原规范第 4.5.7 条。坝内褥垫式排水，可以降低坝体浸润线，防止土体的渗透破坏和坝坡土的冻胀，增加坝基的渗透稳定，造价也较低，在下游无水时还是一种较好的排水设备，缺点是不易检修，坝基不均匀沉降时易折断，下游需另设保护坡。

## 7.8 护 坡

7.8.1 为原规范第 4.7.1 条的修改条文。明确提出坝表面为土、砂、砂砾石等材料时应设专门护坡，堆石坝可采用堆石材料中的粗颗粒料或超径石做护坡。删除了原条文中有关阐述设置护坡作用方面的文字。土石坝上游面设置护坡是为了防止波浪淘刷、冰层和漂浮物的损害、顺坝水流的冲刷等对坝坡的危害；下游面设置护坡是为了防止雨水、大风、水下部位的风浪、冰层和水流作用、动物、冻胀干裂等因素对坝坡的破坏。

7.8.2~7.8.4 为原规范第 4.7.3 条。上游护坡过去常用干砌石或浆砌石，近来混凝土护坡使用得也不少，国内如碧口、刘家峡黄山副坝、陆浑等工程，效果都很好。堆石坝广泛采用堆石或抛石护坡，即在堆石填筑面上，将超径大块石用推土机或抓石机置于上游坡面，或者用超径石抛填于坡面，这样适合于机械化施工，能做到既快又省，而且保证安全，故 7.8.4 建议有条件时尽量采用这种形式。

我国海南省大广坝水电站枢纽工程均质土坝上游抛石护坡经

过 1995 年 8 月的 8 号台风十级风力产生的巨浪和同年 10 月热带风暴所产生的大浪考验,情况基本良好。实践说明,抛石护坡具有:单个石块被浪冲淘,对周围石块影响不大;糙率比其他护坡大,消浪效果也好;最能适应坝体沉陷等优点。只要抛石重量够、级配合适、有大有小、使孔隙填充密实,且有足够厚度,就会成为良好的上游护坡。

用水泥土作为上游护坡,是将砂中掺入 7%~12% 的水泥,分层填筑于坝面作为护坡,厚度约为 0.6m~0.9m,在缺乏石料的地区使用,比较经济。美国在 20 世纪 40 年代开始用于渠道及水库衬砌,到 1973 年止,美国已有 55 座土坝采用该法,效果良好。但国内尚无大规模应用的经验,在小型工程中经过试验论证可考虑采用。

混凝土护坡,过去在国外应用甚广,前苏联一般采用就地浇制 15cm~50cm 厚,5m×5m 到 20m×20m 的板块。在国内采用混凝土板和预制六角形混凝土块的均有,要因地制宜选择。混凝土护坡受力复杂,计算有一定困难,因此不少国家采用钢筋混凝土板。

我国的一些平原水库,由于库水浅,吹程大,需防护的面积也大,护坡屡遭破坏,有采用浆砌石护坡和防浪林台相结合的方法,如宿鸭湖水库,效果良好,而且有综合效益。

下游护坡主要为防止雨水冲刷和人为破坏,一般采用简化的方式。草皮护坡是均质坝常见的型式,我国应用较普遍,只要结合坡面排水,护坡效果良好,而且可美化环境。对砂或砂砾石的下游坡,一般采用卵砾石、碎石护坡。堆石体可不专门设下游护坡,有条件时可将超径石块码砌。我国常采用干砌石护坡,费工费料,除少数旅游区外,一般没有必要这样做。

7.8.5 为原规范第 4.7.4 条,增加“如设防浪墙时应与防浪墙连接”。

7.8.6 为原规范第 4.7.5 条第一句。关于护坡垫层,建议用附录 B 选择反滤层的方法,通过计算确定。对于抗冲刷能力强的黏性土

坝坡，护坡垫层就不一定严格按照层间关系选择。护坡垫层的厚度与粒径有关，一般砂土用 0.15m~0.30m，卵砾石或碎石用 0.30m~0.60m，但也应与施工方法相结合。堆石坝的抛石护坡一般不设专门垫层。

7.8.7 为原规范第 4.7.6 条。现浇混凝土或钢筋混凝土、沥青混凝土和浆砌石护坡设置排水孔，目的是消除水库水位降落或其他原因产生的内水压力。如果防渗面板同时起护坡作用时不受此限。例如混凝土面板堆石坝的混凝土面板，或沥青混凝土面板坝的沥青混凝土面板就不能设置排水孔。

7.8.10 及附录 A.1.17、A.2 7.8.10 为原规范第 4.7.5 条第二句及附录一的相关部分。

A.1.17 为原规范附录一第四节斜坡上的波浪压力计算。本次修订推荐采用 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》计算公式。因为原规范公式是前苏联法规中的计算公式，它是基于规则波的。在《水工建筑物荷载设计规范》编制时进行了单坡堤不规则波的模型试验研究，结果表明：“累计频率为 1% 的波浪压力实测值，比用累计频率为 1% 的波高代入前苏联法规中的公式计算斜坡上最大波浪压力的计算值要大得多；而有效波浪压力实测值（即累计频率约为 14% 的波浪压力实测值）却与用有效波高代入该公式的计算值十分接近。因此认为用有效波高计算的波浪压力即有效波浪压力，而用其他累计波高的波浪压力计算值并不一定具有与波高相同的累计频率。研究结果尚表明，累计频率为 1% 的波浪压力约相当于 1.35 倍有效波浪压力”。经我们验算，使用原规范公式计算值确实小于《水工建筑物荷载设计规范》公式计算值。

A.2 为原规范附录一第五节护坡计算。本次修订删除了原规范按波压力分布调整护坡厚度的相关内容，据调查基本没有这样设计的。若必要可根据不同静水位，按规范调整风速、风区长度和平均水深进行不同高程部位的护坡厚度设计；删除了未加整理

## DL/T 5395 — 2007

的堆石护坡的计算公式，因为一般护坡均经过整理；砌石护坡计算改为以波浪最大压力强度作为已知条件（改变了原规范以波高作为已知条件）来计算护坡所需的换算球形直径和质量、平均粒径、平均质量和厚度的公式，以便和 A.1.17 条所列的计算波浪最大压力强度公式相呼应。混凝土或钢筋混凝土板护坡计算，推荐采用 SL 274—2001《碾压式土石坝设计规范》公式。原规范所推荐的公式可能只适宜于  $b/h$ （沿坝坡向板长和波高之比） $>1$  的情况，不适用于小块度的护坡。

### 7.9 坝 面 排 水

本节保留了原规范内容。

## 8 坝 基 处 理

### 8.1 一 般 要 求

8.1.1 为原规范第 5.1.1 条。坝基处理的目的是满足渗流、稳定及变形三方面的要求，以保证坝的安全运用及经济效益。根据国内外的实测资料（见表 21），土质防渗体分区坝竣工后的沉降量小于坝高的 1% 时都没有发生裂缝；在坝高的 1%~3% 时，有的有裂缝，有的没有裂缝；大于坝高的 3% 时多数发生裂缝。这些实测资料，有的坝基无覆盖层，有的坝基覆盖层厚度比坝的高度还大，如红山水库，坝高 31m，坝基细砂层厚 60m，13 年观测资料表明沉降量为 53.2cm，占坝高的 1.72%，无裂缝。所有观测资料，不论有无覆盖层，均按坝高的百分比统计。由于竣工后坝顶总沉降量超过 1%，多数是因坝基沉降量过大引起的。因此沉降量的控制放在此处。

表 21 坝顶垂直位移观测成果

坝名	坝高 m	总沉陷量		竣工后 沉陷量		坝基情况	裂缝情况	观测 年限
		cm	%	cm	%			
大伙房	48	22 计 100	0.46	4.6	0.1	心墙达岩基	无裂缝	18 年 累计
清河	39.6			7.4	0.19	斜墙达岩基， 坝轴线砂砾石覆 盖 14m	无裂缝	15 年 累计
汤河	43.2			3.1	0.07	斜墙达岩基， 坝轴线砂砾石覆 盖 11m	无裂缝	7 年累 计
红山	31			53.2	1.72	坝基细砂厚 60m	无裂缝	13 年 累计

表 21 (续)

坝名	坝高 m	总沉陷量		竣工后 沉陷量		坝基情况	裂缝情况	观测 年限
		cm	%	cm	%			
综 03	27			4.0	0.15	心墙达岩基	无裂缝	3 年累 计
辽 03	43.5			11.7	0.27	心墙达岩基	无裂缝	2 年累 计
辽 05	17			地震沉陷 24.5cm 占坝 高 1.44%		坝基为黏壤土	震后有裂缝	海城 地震 7.3 级, 该坝 在震中附 近
综 06	45			150	3.31	坝基为风化岩	有轻微裂缝, 漏水	4 年累 计
赣 03	40.5			50	1.23	心墙达岩基	无裂缝	4 年累 计
紫云 山	22.5			2.2	0.09	均质坝基础砂 砾石厚 1m~2m	无裂缝	15 年 累计
综 07	26			200	7.7	均质坝, 中心 截水槽达基岩	三条很长的纵向裂 缝、漏水。大修后正常 运行	15 年 累计
综 08	41.9			367	8.75	均质坝, 中心 截水槽达基岩	碾压不实, 纵横裂缝 71 条, 总长 73m, 最 大缝宽 15cm, 进行大 修处理裂缝	3 年累 计
综 09	50			125	2.5	心墙铺盖坝, 坝轴线处基础砂 卵石厚 5m~6m	无裂缝	15 年 累计
赣 01	52			78.5	1.27	心墙达岩基	坝壳石渣碾压不实, 心墙发生纵向裂缝, 右 坝端附近有轻微横缝	3 年累 计
江口	33			3.3	0.1	均质坝, 基础 为千枚岩	无裂缝	10 年 累计
洪门	35.8			2.5	0.07	心墙达石英砂 岩基础, 风化料 坝壳	无裂缝	3 年累 计

表 21 (续)

坝名	坝高 m	总沉陷量		竣工后 沉陷量		坝基情况	裂缝情况	观测 年限
		cm	%	cm	%			
豫 01	77			心 100 壳 200	1.3 2.6	心墙达岩基, 坝壳为石渣, 基 础砂卵石厚 12m	心墙有纵缝, 坝端有 轻微横缝	
白沙	47.3			64, 计 87.3	1.35	均质坝, 截水 槽达基岩, 坝轴 线处基础砂卵石 厚 12m	坝顶坝肩有纵向裂 缝深 4m~6m, 挖去重 填并下游坡填筑砂卵 石	20 年 累计
薄山	40.75			19.5, 计 34.6	0.48	心墙截水槽达 基岩, 坝轴线处基 础砂卵石厚 11m	无裂缝	20 年 累计
南湾	35			48.3, 计 50	1.38	心墙直达岩基	无裂缝	20 年 累计
昭平 台	34			7.4	0.22	心墙铺盖, 坝 轴线处基础砂卵 石厚 11m	无裂缝	15 年 累计
陆浑	52			4.7	0.09	斜墙截水槽达 基岩, 坝轴线处基 础砂砾石厚 10m	无裂缝	7 年累 计
鸭河 口	32			102, 心 72.2, 基 65.4	3.2	心墙铺盖, 坝 轴线处基础砂砾 石厚 10m	无裂缝	15 年 累计
南谷 洞	73.5			沉陷 203.7, 水平 67.1	2.77	斜墙下为混凝 土防渗墙, 坝轴 线处基础砂砾石 厚 43m	斜墙产生纵向水平 裂缝长 48m, 右坝端附 近斜墙发生塌陷坑, 修 补斜墙后正常运行。	10 年 累计
毛家 村	80.5	261.6, 计 264	3.25	41.7, 计 39.6	0.52	心墙底部为混 凝土防渗墙, 坝 基砂卵石厚 40m	无裂缝	竣 工 后 2.5 年 累计
白莲 河	69			48.5, 水平 21.8, 计 100	0.7	心墙达岩基	无裂缝	12 年 累计

表 21 (续)

坝名	坝高 m	总沉陷量		竣工后 沉陷量		坝基情况	裂缝情况	观测 年限
		cm	%	cm	%			
衡汕	48.6	105.2	2.17	26.5	0.55	心墙达岩基	右坝端与溢洪道导墙连接处发现横向裂缝, 宽 3.5cm~4cm, 深 7m, 开挖补填后运行正常	竣工后 6 年
山美	74			6.0	0.08	心墙达岩基	心墙填至 59m 高时, 坝端附近发生两条横向裂缝, 缝宽 3.5cm, 深 12m, 因该处岸坡有小平台, 且为上坝填筑道路, 新老土接头碾压不实, 在 10 天内不均匀沉陷 8.5cm, 开挖重填后正常运行	竣工 103 天
汾河 (水中填土)	60	844, 计 590	14.1	102, 计 53	1.7	均质坝, 在靠上游棱体底部有截水槽达不透水层, 坝轴线处基础砂砾石厚 6m~9m	无裂缝, 黄土台地湿陷有轻微裂缝	竣工后 12.5 年累计
粤 17 (水中填土)	29	221.6, 计 235.8	7.6	23.9, 计 39.9	0.82 1.38	均质坝, 截水槽达基岩	无裂缝	竣工后 9 个月累计
综 29 (水中填土)	42	施 337, 计 359	8.02				无裂缝	
岸堤	25			147	5.88	厚心墙砂坝壳及均质坝, 截水槽深 14m 达基岩	砂壳心墙坝顶出现纵向裂缝; 均质坝坝顶及坝壳出现纵向裂缝 100 多 m。最大缝宽 13cm, 开挖回填灌浆处理后正常运行	13 年累计
唐村	23			8.0	0.35	厚心墙, 截水槽深 7m 达基岩	无裂缝	竣工后第 5 年开始观测, 8 年累计



表 21 (续)

坝名	坝高 m	总沉陷量		竣工后 沉陷量		坝基情况	裂缝情况	观测 年限
		cm	%	cm	%			
跋山	30				0.9	厚心墙, 截水槽深 10m 达基岩	无裂缝	7 年累计
临城	33			37.8	1.15	斜墙铺盖, 坝轴线处基础砂砾石厚 6m	无裂缝	13 年累计
冀 02	28			41.9	1.49	均质坝, 坝基砂卵石厚 11m	无裂缝	
洋河	31.8			23.3	0.73	斜墙前端有截水槽达基岩, 坝轴线处基础砂卵石厚 6m	无裂缝	15 年累计
碧口	101.5			47	0.45	心墙底部为混凝土防渗墙, 砂砾石覆盖层厚 40m	无裂缝	竣工后 23 年累计
注: 总沉陷量和竣工后沉陷量两栏中, 数字前加“计”者为计算值, 未加者为实测值。								

8.1.2 为原规范第 5.1.2 条。增加第 9 款“矿区井、洞”。

## 8.2 坝基表面处理

8.2.1 为原规范第 6.1.1 条的修改条文, 增加了坝基表面处理的要求和内容。坝体与坝基及岸坡的连接是坝的关键部位, 坝基及岸坡表面土层或岩石处理措施是否合适, 与坝的破坏直接相关。如第顿 (Teton) 坝 (1976 年)、巴尔温亥尔斯 (Baldwin Hills) 坝 (1963 年) 和斯托克顿溪 (Stockton Creek) 坝 (1950 年) 的破坏, 都与连接处渗漏有关, 所以必须妥善设计和处理。

8.2.2 为原规范第 6.1.2 条。

8.2.3 原规范第 6.1.3 条。原文第二款中“土质防渗体和反滤层应与相对不透水的新鲜或弱风化岩石相连接”修改为: “土质防渗体和反滤层宜与坚硬、不冲蚀和可灌浆的岩石连接。若风化层较

深时，高坝宜开挖到弱风化层上部，中、低坝可开挖到强风化层下部，在开挖的基础上对基岩再进行灌浆等处理”。该条文的修改是在总结工程经验的基础上进行的，如糯扎渡心墙及反滤层基础，河床、左岸及右岸中下部要求开挖至弱风化基岩，右岸中、上部坝基因受构造及卸荷等因素影响，风化较深，强风化底线垂直深度最深达 70m，该部位仅开挖至强风化岩层中部，而采取加强帷幕灌浆和固结灌浆及预应力锚固等措施进行加固处理。又如徐村水电站大坝两岸心墙基础要求基本上开挖至弱风化上部基岩，局部风化较深部位可放宽至强风化下部基岩。原文第四款“土质防渗体与岩石或混凝土建筑物相接触处，如防渗土料为细粒黏性土，邻近接触面 15cm~25cm 的填土，应控制在略高于最优含水量下填筑；如防渗土料为砾石土或风化料时，邻近接触面应采用纯黏性土或砾石含量少的黏土，在略高于最优含水量下填筑，使其结合良好。”修改为“土质防渗体与岩石接触处，在邻近接触面 0.5m~1.0m 范围内，防渗体应填筑接触黏土，并应控制在略高于最优含水率情况下填筑，在填土前应用黏土浆抹面。”

坝体与岩石地基及岸坡连接部位处理，工程实录中有因土坝与基岩连接处的渗漏而导致失事的记载。第顿坝失事的主要原因是：在透水性强的岩基内挖了很深的截水槽，岩石张开节理未加处理，填土又是易冲蚀的粉质土，下游面没有设置反滤层；巴尔温亥尔斯坝的管涌开始于邻近坝基下的断层材料，特别是沉积的易冲蚀的砂和粉土；斯托克顿溪坝的破坏很近似第顿坝，开始在右岸的直立岩墙的洞穴和节理附近发生管涌。

自 1976 年高达 92m 的第顿坝失事后，人们认识到土石坝与基岩连接的严重性。之后修建的土石坝，如高濂坝（日本，坝高 176m，1978 年完工）、瑞沃斯托克坝（加拿大，坝高 125m）、拉格朗德二级主坝（加拿大，坝高 160m）等，与基岩的连接都做得很仔细。现将加拿大拉格朗德 II 级主坝工程对岩基表面处理的要求介绍如下，供参考。

- 1 先进行爆破，将岸坡修整成小于  $70^{\circ}$  的坡度。
- 2 大爆破完成后，进行压力灌浆。
- 3 压力灌浆后用风水枪冲洗岩石表面。
- 4 用贴补混凝土修整反坡，填补凹坑，要求 28d 强度为 14MPa，骨料最大尺寸 20mm，坍落度 80mm，掺加气剂。
- 5 张开的节理用风水枪尽量冲洗，当节理内有植物根系时，须清除，至少挖深至 3 倍缝宽，然后用干硬性砂浆填堵。干硬性砂浆是 1 份水泥，3 份通过 16 号标准筛（1.19mm）的砂，加水至砂浆捏时可以黏结，分层填塞或全部填塞，在裂缝表面用硬木槌夯实。
- 6 当贴补混凝土下面的岩石有张开节理时应通过它进行接触灌浆。
- 7 岩基中细缝用稀砂浆（Slushgrout）处理，稀砂浆为 1 份水泥，3 份~4 份砂，坍落度高达 200mm，便于涂抹进入缝内，不能用稀砂浆的地方用喷混凝土。
- 8 在岩基中有水平节理，延续长达 2m 以上时，填干硬性砂浆后，钻孔或通过回填砂浆中预埋的竖管进行重力灌浆。
- 9 第一层填土，层厚 150mm，用小夯锤或气胎碾压实。土料要求将大于 100mm 的粗粒筛除，小于 200 号筛（0.075mm）细粒的含量 30%~60%。

高坝坝根据有限元计算分析，规定岩石边坡不陡于  $70^{\circ}$ ，变坡角最大值  $20^{\circ}$ ，允许有高度不大的直立段，上部（坝顶至  $2/3$  坝高）直立段高度不超过 2m，中部（ $1/3 \sim 2/3$  坝高）不大于 1.5m，下部（ $1/3$  坝高至坝底）不大于 1m。高坝也对反坡、凹坑、断层、节理细缝分别进行了不同处理，并沿岩石地基及岸坡普遍先铺一层接触黏土，接触黏土选择残余强度高，剪切前后渗透系数较小变化的黏土。第一层填土含水率规定应大于最优含水率 2%~3%。

本条是总结已建工程经验，提出的坝体与岩石地基和岸坡连接处理的四点要求，其要点为：

1 在防渗体范围内的岩基与岸坡表面按要求开挖清理完毕后，用风水枪尽量冲洗干净，对断层、张开节理裂隙逐条开挖清理，用混凝土或砂浆封闭。基岩面宜设置混凝土盖板或喷混凝土层与防渗体土料分隔开来，在盖板下进行铺盖式灌浆，保证接触面紧密结合，并充填基岩表层的裂隙，以防止防渗体土料的接触冲刷。特别是有顺河向节理时，更宜采用混凝土盖板和铺盖式灌浆措施。混凝土盖板还可作为灌浆帽，特别是运行期需作补充灌浆时较为方便。用混凝土盖板还可提供平整的工作面，有利于提高结合面填土的压实质量。

2 岩石与防渗体的结合面，过去惯用混凝土齿墙、齿槽以延长渗径，防止接触冲刷。现代的实践表明混凝土齿墙不利于机械化施工，甚至影响接触面的填土压实质量，而倾向于取消，故本规范中未提及这一措施。

3 邻近基岩及岸坡处，常填筑一层接触黏土，填筑含水量略高于最优含水量（2%~4%），以较好适应不均匀沉降。压实机具应尽量靠近岸边，有利于提高接触面的压实质量。靠近岸边15cm~25cm，应薄层用轻型机具压实。

4 页岩、泥岩等软岩石失水或浸水易于风化崩解，而在保持天然含水量时则不易风化崩解，所以要预留保护层，或开挖后立即喷混凝土或喷浆保护。

8.2.4 为原规范第6.1.4条及修改和补充规定1.0.13，原文第二款中“岩石岸坡不宜陡于1:0.5~1:0.75”一句，修改为“岩石岸坡不宜陡于1:0.5”；原文第四款“压缩性小的坝壳透水料与岸坡连接时，原则上岸坡应能保持自身的稳定”修改为“岸坡应能保持施工期稳定”。

本条提出与土质防渗体连接的岸坡开挖要求，是防止两坝头因不均匀沉降而导致坝体的横向裂缝。两坝头的横向裂缝是对大坝的安全的严重威胁，对此提出严格的要求是十分必要的。但这一问题的解决主要依靠工程类比和经验判断，理论计算尚不成熟，

仅有定性指导意义。

由于近代高土石坝常修建在深山峡谷之中，两岸山高坡陡，要求削成一定的缓坡往往是不可能或很不经济，因此条文中规定岩石岸坡不宜陡于 1:0.5。将收集到的国内外 25 座坝防渗体与岩石岸坡连接情况列于表 22。表 22 所列 25 座坝中，岸坡最陡的为  $84^\circ$  (1:0.1)，最缓的为  $53^\circ$  (1:0.75)。在  $80^\circ$  (1:0.176) 以上的有 2 座，占 8%；在  $68^\circ \sim 78^\circ$  (1:0.4~1:0.2) 之间的有 10 座，占 40%；在  $63^\circ \sim 68^\circ$  (1:0.5~1:0.4) 有 2 座，占 8%；在  $63^\circ$  (1:0.5) 以下有 9 座，占 36%。我国碧口水电站削坡要求一般为 1:0.75，局部为 1:0.5；密云水库白河主坝左岸为 1:0.5。

表 22 土石坝防渗体与岩石岸坡连接坡度

序号	坝名	坝高 m	国家	完工 时间 年	岸坡坡度	
					最陡	平均
1	奇科森	261	墨西哥	1978	1:0.1	—
2	特里坝	260	印度	—	1:0.36	—
3	瓜维奥坝	247	哥伦比亚	1989	1:0.2	—
4	买加	242	加拿大	1973	最陡 $70^\circ$ ， 变坡角小于 $20^\circ$	$35^\circ$
5	契伏坝	237	哥伦比亚	1975	1:0.65	—
6	奥洛维尔	230	美国	1968	1:0.25~1:0.5 ( $76^\circ \sim 63^\circ$ )	1:0.4
7	波太基山	183	加拿大	1968	坝高 140m 以下 1:0.5	—
8	达特摩斯	180	澳大利亚	1979	1:0.75	—
9	新顿彼得勒	177	美国	1979	1:0.3	—
10	高瀨	176	日本	1978	$70^\circ$ ，变坡角小于 $22^\circ$ 陡坎高度小于 1~2m	—
11	塔尔宾古	162	澳大利亚	1971	1:0.75	—
12	卡那尔斯	156	西班牙	—	1:0.33	—
13	小浪底	154	中国	2000	1:0.75	—

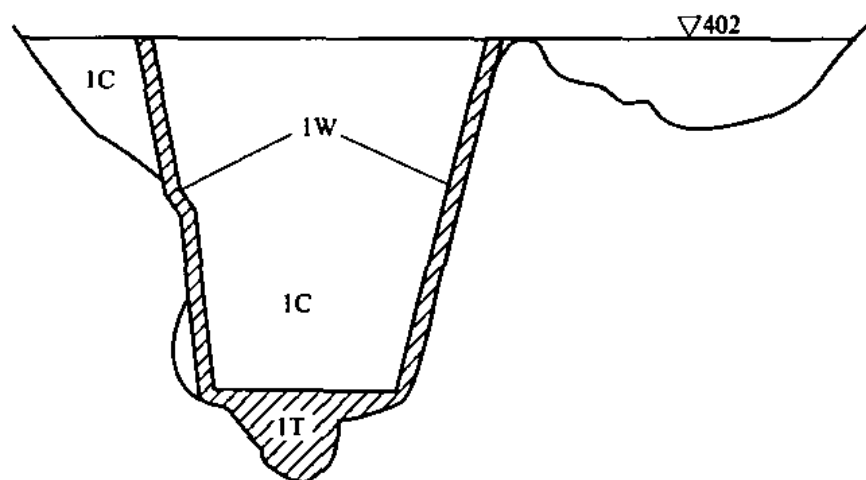
表 22 (续)

序号	坝名	坝高 m	国家	完工 时间 年	岸坡坡度	
					最陡	平均
14	德本迪汗	135	伊拉克	1961	—	1:1.35
15	客拉尔坝	134	墨西哥	—	1:0.3	—
16	安布克劳	131	菲律宾	1955	—	1:1
17	瑞沃斯托克	125	加拿大	1983	70°, 变坡角小于 20°	—
18	乌塔特 4 号	122	加拿大	1968	左岸 1:0.176	—
19	布鲁梅隆	119	美国	1966	1:0.6 (59°) 局部 1:0.3 (73°)	45° ~ 60°
20	金字塔	114	美国	1974	1:0.4 (68°)	1:1 ~ 1:1.2
21	石头河	114	中国	1982	1:0.75 ~ 1:1	—
22	碧口	101	中国	1973	1:0.75 ~ 1:0.5	—
23	拉格朗德 III	约 100	加拿大	—	1:0.2	—
24	密云白河主坝	66.4	中国	1960	右岸 1:0.75, 左岸 1:0.5	—
25	拉格朗德 II	51	加拿大	1980	<70°	—

国外的高土石坝防渗体岩石岸坡虽然也有很陡的, 但都采取了一定的工程措施。如表 22 中所列墨西哥的奇科森堆石坝, 图 1 是该坝河谷纵断面心墙填筑图, 由图 1 可见, 不仅两岸岸坡结合坡度较陡, 为 1:0.1, 而且左岸的变坡坡率也很大。但在设计中采用了一些合理的工程措施, 取得了很好的效果。如在坝中央最大坝高的区域, 采用了 1C 坝料, 比最优含水率低 0.8%, 降低了沉降变形, 减小了与岸坡处沉降的变形差。而在其周围填筑了一层 1W 料, 与 1C 料相同, 但填筑含水率比最优含水率高 2%~3%, 增大了这一过渡区域的极限拉应变, 减小了拉裂缝的可能性。该坝已建成 20 余年, 运行良好, 证明即使在较陡的岸坡情况下, 只要采取良好的工程措施, 也不会产生裂缝。

8.2.5 为原规范第 6.1.5 条, 仅增加“在土质防渗体与岸坡连接

处附近，加强反滤层”。



1T—用 Tejeria 料场的料，最优含水率；1C—用 La Costilla 料场的料，  
比最优含水率低 0.8%；1W—同 1C，比最优含水率高 2%~3%

图 1 奇科森坝纵剖面图

### 8.3 砂砾石坝基的渗流控制

8.3.1 本条为新增加的条文，强调在砂砾石基础上建坝，摸清砂砾石的分布、层次和物理力学性质等是首要问题，因砂砾石地层层次比较复杂，不同地层的情况可能用不同的处理方法。

8.3.2 为原规范第 5.3.1 条，叙述砂砾石地基渗流控制的基本形式。

对土石坝来说，只要没有软弱夹层，砂砾石地基的强度和稳定性是足够的，地基处理的主要任务是控制渗流量在容许范围以内、不发生渗透稳定破坏现象、不致因下游浸润线过高而影响下游坝体的稳定性。不仅仅是防渗，故采用“渗流控制”而不用“防渗”一词。

砂砾石地基渗流控制的基本形式不外是上铺、中截、下排，以及各项措施的综合应用。

8.3.4 为原规范第 5.3.5 条，原条文中“在下列情况下对中、高坝应尽可能采用垂直防渗措施”一句，修改为“在下列情况下，

对中、高坝应采用垂直防渗措施”。根据国内的经验，上铺、中截、下排的各种处理措施中，中截，即垂直防渗措施一般是比较彻底的方法，用该种形式即可解决问题。而上铺和下排往往是两者需结合在一起，单独采用一项不能完全解决问题，且由于渗流未能截断，在运用中往往会存在渗流量和渗透坡降超过允许范围的情况，需进行加固处理。

**8.3.5** 原规范第 5.3.4 条。仅将原条文中“垂直防渗措施宜设于坝的防渗体底部”一句，修改为“垂直防渗措施应设在坝的防渗体底部”。

砂砾石层做了混凝土防渗墙以后，防渗墙下面的基岩一般不需要再进行灌浆，即使漏些水，渗流通过砂砾石层会很快扩散，不会引起大的渗压力，但对强透水带或岩溶地区仍需灌浆处理。如密云水库的白河主坝，高 66.4m，砂砾石层厚 44m，用防渗墙和灌浆帷幕联合处理，而覆盖层下基岩未做处理。碧口土石坝高 101m，坝基砂砾石厚 34m，用混凝土防渗墙处理，其下基岩仅在局部强透水带做灌浆处理外，大部分均未做处理。小浪底土石坝高 154m，砂砾石层厚约 80m，用防渗墙处理，除对靠近两岸砂砾石较浅处的防渗墙下的基岩内进行了灌浆处理外，其他防渗墙下面的绝大部分基岩均未进行灌浆处理。这些工程运行情况很好。所以条文中没有强调垂直防渗措施的底部必须进行灌浆处理，只是在必要时可对基岩进行灌浆处理。

**8.3.6** 为原规范第 5.3.5 条，本次修订将原文第一款“砂砾石层深度在 10m~15m 以内，有时达 20m 以内时，宜于采用明挖回填黏土截水槽或泥浆槽防渗墙。”修改为“砂砾石层深度在 20m 以内时，宜采用明挖回填黏土截水槽。超过 20m 时经技术经济比较，也可采用明挖回填黏土截水槽”。将原文第二款“砂砾石层深度在 60m 左右时，宜采用混凝土防渗墙”修改为“砂砾石层深度在 80m 以内时，可采用混凝土防渗墙。超过 80m 时，经论证也可采用混凝土防渗墙”。删除了第三款“砂砾石层很深时，可以采用灌浆帷



幕，或在深层采用灌浆帷幕，上层采用明挖回填黏土截水槽或混凝土防渗墙”。删除了第四款最后一句“如经过论证，技术可靠，经济合理，垂直防渗措施可不受以上各条的限制”。因为：

1 对采用截水槽的砂砾石层深度，国内只有官厅水库覆盖层厚约 20m，采用明挖回填黏土截水槽，其他工程均小于 20m。而国外近些年来，随着开挖机械的发展，高土石坝截水槽的开挖深度比较大，如美国玛蒙斯湖坝（高 142.8m）和加拿大买加坝（高 242m）等最大挖深达 40 余米，土耳其的凯朋坝（高 207m）和哥伦比亚的契伏坝（高 237m）等最大挖深达 50m，加拿大下诺奇坝（高 123.5）最大挖深达 82m。考虑到近些年来，我国开挖机械的发展，截水槽的开挖深度无疑可以加深至 20m，甚至更深。

2 小浪底坝基覆盖层深度为 80m，已做了混凝土防渗墙；该工程上游围堰覆盖层深 60 多米，采用了塑性混凝土防渗墙；四川冶勒沥青混凝土心墙坝工程，基础覆盖层最深达 420m，河床覆盖层段和右岸坝肩平台右段，采用悬挂式防渗墙，墙厚 1.0m~1.2m，深 78.5m~100m。右岸坝肩覆盖层段和右岸坝肩平台左段，采用悬挂式“防渗墙+帷幕灌浆”，最大防渗墙深 140m，帷幕灌浆深度 33m~57.5m。防渗墙根据地形条件创造性地采用双层接力措施，上下墙之间建造一条施工廊道，将防渗墙分为上下两段，各段混凝土防渗墙深均为 70m 左右，下段混凝土防渗墙下为帷幕灌浆；新疆下坂地沥青混凝土心墙坝，覆盖层厚度 147.95m，基础处理采用上一半为混凝土防渗墙（悬挂式墙），下部与深层帷幕灌浆防渗相连接。另外，混凝土防渗墙的施工工艺也在不断地提高，如小浪底工程深厚混凝土防渗墙施工中创造了不少先进的经验：“两钻一抓”；为使两段防渗墙更好地连接，世界上首次在大坝基础防渗墙中采用了设置横向槽孔回填塑性混凝土保护下的平板式接头技术；同时对夹砂层进行了特殊处理，都是成功的。四川冶勒沥青混凝土心墙坝工程在廊道内采用 CBC25/MBC30 低净空双轮铣施工工艺。中国水利水电基础工程局研究所于 2003 年研制成

功、并在黄壁庄水库三期防渗墙工程和西藏直孔水电站防渗墙工程中成功采用、最大单管其拔管深度已达 79m 的新型拔管机。总之根据目前国内采用的造孔机械和浇筑混凝土方法，做 80m、甚至更深的防渗墙是可行的，质量是有保证的。

3 在地基覆盖层深度较大时，可考虑采用灌浆帷幕的处理措施或分层采用不同的综合处理措施，如埃及阿斯旺高坝，砂砾石层灌浆帷幕深达 170m。法国谢尔庞桑坝和瑞士玛特马克坝等灌浆深度均在 100m 以上。前面提到的我国冶勒沥青混凝土心墙坝在深 140m 的混凝土防渗墙下进行了 57.5m 的帷幕灌浆；下坝地沥青混凝土心墙坝，覆盖层 147.95m，上部 85m 为混凝土防渗墙（悬挂式墙），下部与深层灌浆防渗相连接。这些工程在超过 100m 以上的覆盖层中，都采用了灌浆帷幕或下部采用了灌浆帷幕的方法，也都是成功的。

8.3.7 为原规范第 5.3.6 条。截水槽底部宽度按土料允许坡降和与基岩接触面的允许坡降确定。土料和与基岩接触面的允许坡降，一般砂壤土取 3，壤土取 3~5，黏土取 5~10。在河北、山东、河南等省的大型工程中，坝高为 40m~60m 时，槽底一般宽 6m~10m，中低坝一般取为 4m~6m，折合水力坡降 4~10。槽底的最小宽度按施工方法和施工机械而定，最小宽度不小于 3m。

有些大坝将心墙底部全部开挖后，将心墙底部直接坐落在基岩上，这时底宽应按心墙的要求决定。

8.3.8 为原规范第 5.3.7 条的修改条文。在水利水电工程中使用混凝土防渗墙进行基础处理已比较普遍，据 1998 年统计，仅防渗墙深度超过 40m 的就有 44 座。所有的这些防渗墙除个别存在一些质量问题外都是成功的。

1 混凝土防渗墙的厚度不仅取决于施工条件，而且与坝高（水头）有直接的关系，因此，将确定混凝土防渗墙的厚度修改为“厚度应根据坝高和施工条件确定”。

1) 按施工条件确定。国内已建成的墙厚多在 0.6m~1.0m 之

间, 最大厚度为 1.4m。当坝较高, 水头较大, 需要更厚的墙时, 则应以两道墙解决 (如瀑布沟水电站砾石土防渗心墙堆石坝, 坝高 186m, 覆盖层最大深度 75.36m, 覆盖层防渗采用两道厚 1.2m 的防渗墙)。这是由国内施工设备现状决定的。因为现有冲击钻负荷所限, 1.4m 直径钻具的重量已至极限。另外造墙的工期和造价, 由钻孔和浇筑混凝土两道主要工序构成, 采用冲击钻的施工方法, 薄墙钻孔数量增大而混凝土量减少, 厚墙则反之, 两者有一个经济最佳组合, 按已有经验, 墙厚小于 0.6m 时, 减少的混凝土量已不能抵偿钻孔量增大的代价, 经济上已不合理。当然, 如用其他施工方法 (射水法、锯槽法等) 建造的混凝土防渗墙可以做得更薄, 经济上也不一定不合理。

- 2) 按混凝土防渗墙允许渗透坡降确定。国内已建工程中防渗墙承受水力坡降较大的是南谷洞水库的 91, 密云水库的 80, 毛家村水库 80~85, 迄今正常运用了约 40 年, 国外也有渗透坡降超过 100 的实例, 所以一般允许渗透坡降 80~100 作为控制上限值。由于墙体材料是混凝土, 不像松散材料那样有发生渗透破坏的问题。用允许渗透坡降控制, 在概念上是不合适的, 但渗透坡降与混凝土的溶蚀速度有关, 因此限制其上限值对延长墙的使用寿命有利。
- 3) 按溶蚀速度确定厚度。混凝土在渗水作用下带走游离氧化钙而使其强度降低, 渗透性增加。按其强度降低 50% 的年限作为选择墙厚的准则, 这一年限  $T$  (年) 用下式计算:

$$T = auL/kiB$$

式中:

$a$ ——使混凝土强度降低 50% 所需的溶蚀水量,  $m^3/kg$ ;

$u$ ——每立方米混凝土水泥量,  $\text{kg}/\text{m}^3$ ;

$L$ ——墙厚,  $\text{m}$ ;

$k$ ——渗透系数,  $\text{m}/\text{年}$ ;

$i$ ——渗透坡降;

$B$ ——安全系数。

以前常用上式估算墙的服务年限作为墙厚的校核手段。由于该公式一些系数难以确定, 另一方面它是由常规混凝土试验得出的, 防渗墙的混凝土与常规的混凝土不同, 因此, 用上式不一定合适。但从上式可看到, 延长年限, 就有必要降低渗透系数、渗透坡降和增大墙的厚度, 这种趋势对实际工作有指导意义。

2 关于防渗墙插入防渗体的高度。将原规范规定“插入防渗体的高度应大于  $1/10$  坝高, 最少不得低于  $2\text{m}$ ”, 修改为“插入土质防渗体高度宜为  $1/10$  坝高; 高坝可适当降低, 或根据渗流计算确定; 低坝应不低于  $2\text{m}$ ”。因为高坝在混凝土防渗墙和心墙连接部位侧压力  $\sigma_3$  比低坝稍大, 使土与防渗墙接触允许坡降比低坝也稍大, 因此使防渗墙插入防渗体的高度可稍降低。

为减少不均匀沉陷的危害, 在墙顶宜设高塑性土区。对高塑性土, 目前尚没有严格的定义, 总的要求是: 要有较高的柔性, 可塑性好, 因此要采用填筑含水率略高于最优含水率的塑性较大的黏土, 要求塑性指数较大。一般以膨润土最佳, 高液限黏土次之, 黏粒含量在  $30\%\sim 50\%$  之间的粉质黏土、重粉质壤土, 当含水率控制在比塑限含水率或最优含水率高  $1\%\sim 4\%$  的土也可使用。从以往工程看, 马尼克 3 号采用含水率大于塑限含水率的膨润土。毛家村采用黏土, 黏粒含量为  $50\%\sim 56\%$ , 塑性含水率为  $26\%\sim 27\%$  (最优含水率为  $26.5\%$ )。碧口大坝为壤土心墙土石混合坝, 防渗心墙为重、中粉质壤土与粉质黏土, 塑性指数为  $9.5\sim 18.5$ , 平均为  $13.7$ , 混凝土防渗墙顶部设置的高塑性土区, 其土料的为塑性指数不低于  $15$  的粉质黏土类土。填土控制含水率高于塑限, 控制干容重按土体饱和度达  $85\%$  确定。

3 混凝土防渗墙嵌入基岩的深度,对于弱风化—新鲜岩石一般为 0.5m~1.0m,对于风化较深或断层破碎带应当加深。因此增加了“对风化较深或断层破碎带可根据其性状及坝高予以适当加深”。

4 增加了“高坝深砂砾石层的混凝土防渗墙,应进行应力应变分析核算墙的应力,以确定混凝土的强度等级”。因高坝深混凝土防渗墙所承受的应力较大,只有通过应力应变分析才能较确切的确定混凝土的强度等级。

5 增加了“对高坝深厚覆盖层中的混凝土防渗墙宜采用钻孔、物探等方法做强度和渗透性的质量检查”。因为高坝深厚覆盖层中的防渗墙对质量要求高,但由于墙的深度大,质量却难以保证,故要求作质量检查。事实上,已建成的一些工程已经这样做了,如小浪底主坝防渗墙做了钻孔检查,并对钻孔做了渗透和 CT 试验,对岩芯做了抗压强度试验;黄壁庄水库也做了 CT 试验;广西青狮潭水库土坝防渗墙也做了钻孔检查,做了压水试验和取岩芯进行检查。

8.3.9~8.3.10 为原规范第 5.3.8 条。关于可灌性,除以可灌比  $M=D_{15}/d_{85}$  作为判别标准外,也有用以下两项指标进行判别的:

1 渗透系数。渗透系数的大小,可以间接地反映土壤孔隙的大小,根据渗透系数的大小,亦可选用不同的灌浆材料。

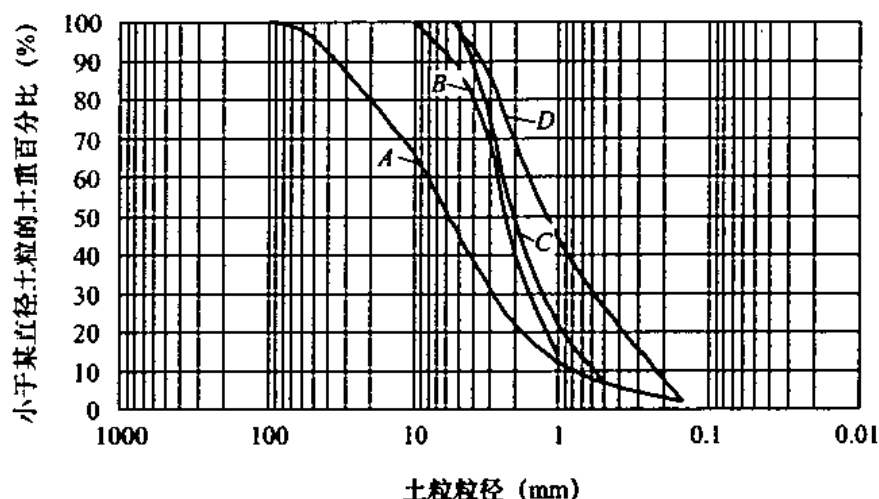
$K=800\text{m/d}$	水泥浆液中可加入细砂;
$K>150\text{m/d}$	可灌纯水泥浆;
$K=100\text{m/d}\sim 200\text{m/d}$	可灌加塑化剂的水泥浆;
$K=80\text{m/d}\sim 100\text{m/d}$	可灌加 2~5 种活性掺合料的水泥浆;
$K\leq 80\text{m/d}$	可灌黏土水泥浆。

一般认为,水泥黏土灌浆较好的土层,渗透系数应大于 40m/d。砂砾石地基渗透系数大于 20m/d~25m/d 的地层,一般在掺入一定数量的外加剂后,能接受水泥黏土浆或经过高速磨细的水泥与精细黏土制成的混合浆。

2 粒径小于 0.1mm 的颗粒含量。

认为砂砾石地基中粒径小于 0.1mm 的颗粒含量小于 5% 时，一般可能接受水泥黏土浆的灌注。

3 根据以往对砂砾石地基进行灌浆的经验，国内曾经根据一些颗粒级配资料整理出 4 条极限曲线，作为砂砾石地基对不同灌浆材料的下限，见图 2。



A—接受纯水泥浆的土壤分界线；B—接受水泥黏土灌浆的表层土壤分界线：

C—接受一般水泥黏土灌浆的土壤分界线：

D—接受精细黏土与高细度水泥（或高速搅拌水泥浆）的混合浆或  
加化学剂的黏土浆的土壤分界线

图 2 判别土壤可灌性的颗粒级配曲线

- 1) 当欲灌浆地层的颗分曲线位于 A 线左侧时，该地层容易接受水泥灌浆。
- 2) 当地层埋藏较浅（5m~10m），其颗粒曲线位于 B 及 A 线之间时，该地层虽属表层，但也可以接受水泥黏土灌浆。
- 3) 当地层的颗分曲线位于 C 及 B 线之间时，该地层容易接受一般的水泥黏土灌浆。
- 4) 当地层的颗分曲线位于 D 及 C 线之间时，对该地层的灌浆就较复杂，须使用膨润土或精细黏土与高度磨细的水泥（或高速搅拌的水泥浆）制成的浆液，有时还须用加分散剂进行分散和降低黏滞度的细黏土作补充灌浆。

对所有砂层和砂砾石层，所有化学灌浆材料都是可灌的。超细水泥可灌注  $k=10^{-3}\text{cm/s}\sim 10^{-4}\text{cm/s}$  的砂层。

**8.3.11** 为新增条文。提出砂砾石坝基帷幕灌浆的技术可靠性和经济合理性应通过现场帷幕灌浆试验确定。因为坝基砂砾石的特性一般变化较大，对帷幕灌浆的技术可靠性和经济合理性影响也较大，只有通过现场帷幕灌浆试验取得有关参数才能确定。

**8.3.12** 为原规范第 5.3.9 条。较原规范增加了第 2 款“帷幕的底部深入相对不透水层宜不小于 5m，若相对不透水层较深，可根据渗流分析，并结合类似工程研究确定”。

国内在砂砾石中做灌浆帷幕，1958 年以来成功的只有密云、下马岭和岳城水库，近年来基本上没有用此方法进行砂砾石坝基处理。但国外成功的实例较多，如埃及的阿斯旺坝灌浆深度达 250m，加拿大米松·太沙基坝灌浆深度 150m，法国谢尔邦松坝灌浆深度 115m 等。当覆盖层较深，用混凝土防渗墙困难时，只有用灌浆帷幕才能解决，因此仍将砂砾石灌浆列出。

关于灌浆帷幕的允许渗透坡降，对水泥黏土浆，建议采用不大于 3~4。国内密云水库采用水泥黏土浆，坡降达到 6，已正常运行了 40 多年。国外实际采用的坡降在 1.8~10 之间，几个较大的坝，如埃及的阿斯旺用 1.9，法国谢尔邦松用 2.9，瑞士玛特马克用 3.3，加拿大米松·太沙基用 5，前苏联奥尔多托柯用 6，瑞典有两座大坝用 5.5。因此允许渗透坡降采用 3~4 还是在一般范围以内的。

灌浆方法推荐采用套阀花管法，该法是用泥浆护壁钻孔，然后在钻孔中下套阀花管，在套阀花管与钻孔之间注入套壳料，将泥浆置换出来，等待套壳料具有一定强度后，再在套阀花管内下入双塞灌浆器开环灌浆。该法曾在密云水库成功地使用过。其优点是可根据需要灌注任何一个灌浆段，还可以在指定的孔段内进行复灌；可以使用较高压力，而灌浆时的串浆、冒浆的可能性较小；钻孔和灌浆作业可分别进行，提高了设备利用率。其缺点主

要是耗用钢管太多，造价较高。由于此法能控制灌浆质量，因此建议用此法。

8.3.13 为原规范第 5.3.10 条。除文字精简外，增加“铺盖一般采用黏土填筑，对中低坝也可采用土工膜作铺盖”。

国内有一些工程利用铺盖做坝基防渗，成功的不少，但也有失败的，如王快、龙门、邱庄、黄壁庄和十三陵等水库。由于铺盖发生裂缝及下游不断发生管涌等问题，不得不先后重新做了混凝土防渗墙才彻底解决了水库的防渗问题。因此对采用铺盖作渗流控制一定要慎重，但也不是一定不能用，巴基斯坦塔贝拉坝，坝高 148m，用铺盖防渗，虽然铺盖多次发生陷坑，但最终还是成功的。

采用铺盖进行砂砾石坝基渗流控制失败的原因是多方面的，覆盖层地层复杂及砂砾石渗透系数较大是主要原因之一，如地层有透镜体、夹层，纵向、横向、深度方向不均匀，甚至有架空情况等，铺盖各部位承受渗透压力不同，因此易遭受破坏。渗透系数太大的坝基渗流已不符合达西定律，而类似于管道的压力流，此时，渗透途径已不起作用，因此只有做垂直防渗才能防止渗透破坏。

8.3.14~8.3.16 为原规范第 5.3.11、5.3.12、5.3.14 条。

8.3.17 为原规范第 5.3.14 条及修改补充规定第 1.0.12 条的修改条文。主要修改了以下几点：

- 1 进水花管贯入强透水层的深度。将原规范的“应大于强透水层厚度的 25%，一般多采用 50%~75%之间，以完整井效果最好”改为“宜为强透水层厚度的 50%~100%”。

- 2 减压井周围的反滤层材料。将修改补充规定第 1.0.12 条的“排水减压井外侧的反滤料，可采用土工织物，但需经过专门论证”改为“可采用砂砾料或土工织物作反滤”。

- 3 对排水井反滤层的要求。将原规范的 3 条具体要求修改为“应按本规范附录 B 的规定进行设计”；将原规范要求“反滤料的粒径不应大于层厚的 1/5，不均匀系数最好不大于 5~6”。修改为



“采用砂砾料作反滤料时，反滤料的粒径不应大于层厚的 1/5”；删除了原规范有关施工方法方面的要求。

8.3.18 为原规范第 5.3.15 条。文字作了修改。

## 8.4 岩石坝基处理

8.4.1 为原规范第 5.2.1 条。说明岩基防渗处理的必要性。由于土石坝对地基强度的要求不高，一般岩基都有足够的承载力，因此岩基处理主要是防渗。对于高土石坝，如地基内有连续的软弱夹层，强度指标很低，埋藏很浅，产状不利，也有可能成为控制稳定的因素，这时需要研究处理软弱夹层或采取其他措施等。

8.4.2 为原规范第 5.2.3 条，删除原文中“坝址宜尽量避开岩溶发育地区”一句。增加：“大面积溶蚀未形成溶洞的可做铺盖防渗”、“防渗体下游宜做排水设施”、“库岸边处可做防渗措施隔离”、“有高流速地下水时，宜采用模袋灌浆技术”，以及“也可采用以上数项措施综合处理”。

8.4.3 为原规范第 5.2.4 条。对断层和破碎带的处理主要是防止渗漏、管涌及溶蚀问题，条文中提出的各种处理措施，主要目的是延长渗径，或将断层与坝的防渗体分隔开来，以防止接触冲刷。在下游断层出露处与坝壳接触处设反滤层，以防止管涌破坏。

8.4.4 为原规范第 5.2.5 条，删除了原条文中“基岩裂隙宽度大于 0.15mm~0.25mm，应采用水泥灌浆；裂隙宽度小于 0.15mm 应采用化学灌浆或超细水泥灌浆。化学灌浆宜作为水泥灌浆的加密措施”一段。因为裂隙具体宽度地质也往往不能给出。

水泥灌浆是使用的最普遍的一种灌浆方法，坝基及两岸基岩的防渗措施大多采用水泥灌浆帷幕，仅当细微的裂隙、大的集中渗流，用水泥灌浆处理不易生效时，才采用超细水泥灌浆或化学灌浆。

常用的水泥颗粒较粗，一般用在灌注大于 0.15mm~0.25mm 的裂隙。近年来研制成功的超细水泥，其平均粒径为 0.004mm，最大粒径约 0.01mm，比表面积在 8000cm<sup>2</sup>/g 以上，经分散剂处理

后能灌注渗透系数为  $10^{-3}\text{cm/s} \sim 10^{-4}\text{cm/s}$  的细砂或微小岩石裂隙，其可灌性与化学灌浆材料相似，而强度则大得多，目前，国内已可生产，是一种极有价值的浆材。

化学灌浆一般用于水泥灌浆后的加密灌浆，如水泥灌浆在两边排堵塞大孔隙或裂隙，中间用化学灌浆堵塞细裂隙，以获得高质量的帷幕。在地下水流速较大和有涌水的地层中，化学浆液常能得到良好的防渗效果。如在碧口左岸 650m 高程排水灌浆平洞内，进行帷幕灌浆时，已有库水压力存在，初期用水泥灌浆处理，效果欠佳，起拔栓塞过早、涌水将浆液顶出孔口，如待凝一定时间后再起拔，则栓塞易于被铸在管中。最后用水泥与丙凝浆液结合的方法，获得了较好的效果。混凝土坝采用水泥和化学浆液联合灌浆的较多，有陈村、凤滩、龙羊峡等水电站。

国内常采用的化灌材料很多，有高强度的改性环氧系列、甲基丙烯酸甲酯（即甲凝）、中等强度的聚氨酯（即氰凝）、低强度的丙烯酸甲酯（即丙凝）、木质素类等，可以在很大程度上调节胶凝时间，以适应不同情况要求。这些材料的一般特性见表 23。

表 23 各种化学灌浆材料简要特性

浆材名称	主要材料	起始黏度 CP	胶凝时间	固砂体抗压强度 $10^5\text{Pa}$	黏结强度 $10^5\text{Pa}$	适用范围及优缺点
水玻璃类	水玻璃、各种胶凝材料	1.6~10	瞬时到几小时	2~6.0	—	价格低、料源丰富、无污染、可灌性好，但在土的大孔隙中有脱水收缩作用，适用于细砂层中的永久性帷幕和大孔隙地层的临时性工程，适用于水下饱和地层
丙烯酸胺类（即丙凝）	丙烯酸胺加交联剂，促进剂、阻聚剂及引发剂	1.2	几秒到几十分钟	5~7	—	黏度与水相近，可灌入细微裂隙，粒径 0.01mm 或渗透系数 $10^{-4}\text{cm/s}$ ，胶凝体渗透系数低，是优良的防渗堵漏材料，但强度低

表 23 (续)

浆材名称	主要材料	起始黏度 CP	胶凝时间	固砂体 抗压强度 $10^5\text{Pa}$	黏结 强度 $10^5\text{Pa}$	适用范围及优缺点
木质素类	纸浆废液加胶凝剂、促进剂	2~53	几分到几十分钟	3~8	—	可利用纸厂废料，造价低，胶凝时间可调节，可灌性好。固砂体渗透系数 $10^{-7}\text{cm/s} \sim 10^{-8}\text{cm/s}$ 铬木素会因铬离子溶出而污染水质
环氧树脂类	环氧树脂加固剂、稀释剂、促进剂、增塑剂	6~15	几分到几十分钟	400~1000	12~50	强度高，黏结力强，收缩小，能在常温下固化，改性后可灌性好，能用于固结灌浆，提高地基强度，灌注混凝土裂缝，恢复混凝土的整体性
聚氨酯类	主剂是预聚体，加其他外加剂，组成油性、水溶性及弹性聚氨酯三类	14~60	几秒到几十分钟	100~160 (屈服强度)	—	防渗性能好，有一定强度，是优良防渗兼加固材料，油性聚氨酯在反应过程中产生大量二氧化碳气体，有自生压力导致浆液扩散，而增强灌浆效果，水溶性和弹性聚氨酯变形强，失水收缩后再投入水又能恢复
甲基丙烯酸甲酯(甲凝)	甲基丙烯酸甲酯加其他外加剂	0.6~1.0	可根据需要调节	800~850	20~80	黏度低，可灌性好，力学强度高，常用于混凝土裂缝补强灌浆，但收缩大，有水情况下不固化

化学灌浆材料的毒性问题限制了它的作用。而且环氧、聚氨酯等中高强材料黏度大，我国对这些材料进行了改性处理，研制成高强、低黏的无毒或低毒材料。丙凝在水工上应用较多，研究表明其单体有毒，而聚合体却无毒。现在有性能与丙凝相同，而毒性仅为丙凝的1%的AC-MC材料，被称为无毒丙凝。水玻璃系列中的中性或酸性浆材也已研制成功，不仅性能有所改进，又避免了碱性污染。

8.4.6 为原规范第 5.2.7 条的修改条文。将原条文：“灌浆帷幕的方向宜与岩石主导裂隙的方向正交。当主导裂隙与水平面所成的夹角不大时，宜采用垂直帷幕；反之，则宜采用倾斜式帷幕，且其倾斜方向应与主导裂隙的倾斜方向相反，单排帷幕的方向应结合施工条件确定。”修改为：“灌浆帷幕的钻孔方向宜根据岩体优势结构面的产状确定，当优势结构面为中缓倾角时，宜采用垂直孔灌浆。反之，则宜采用倾斜孔灌浆。”这样修改较为确切。

8.4.7 为原规范第 5.2.8 条。帷幕的深度与水头大小和相对不透水层深度有关，只有帷幕深入相对不透水层，才能有效地截断渗流，因此应做成完全帷幕。但如相对不透水层埋藏较深或分布无规律时，则常根据渗流分析及经验确定。国内一些资料统计表明，一般大坝帷幕深度约为坝高的 30%~70%，平均约为 45%。国外经验也是在  $1/3 \sim 2/3$  坝高之间（如努列克坝为 0.25 坝高，安布克劳坝为 0.7 坝高，德本迪汗坝为 0.9 坝高），一般按  $1/2$  坝高左右来控制。但对均匀透水地层，不完全的帷幕作用不大，如必须做时，需根据渗流分析确定其有效深度及防渗效果。

8.4.8 为新增条文。规定了灌浆帷幕的设计标准及帷幕灌浆完成后应以此标准进行质量检查。帷幕灌浆设计标准，国内采用透水率不大于 3Lu 的有瀑布沟、公伯峡、石头河、碧口、花凉亭、松涛、南水、澄碧河等工程，采用不大于 5Lu 的有大伙房、毛家村、柴河、清河、柘林、岗南、小浪底等；国外，墨西哥的奇科森采用不大于 3Lu，哥伦比亚的契伏、瓜维奥采用小于 5Lu。在日本的《坝工设计规范》中，规定土石坝帷幕灌浆标准为 2Lu~5Lu。根据以上情况，规定了 1 级、2 级坝及高坝的透水率为 3Lu~5Lu，3 级以下的坝可降低到 5Lu~10Lu。

灌浆帷幕检查数量系根据 DL/T 5148—2001《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》确定的。

8.4.9 为原规范第 5.2.9、5.2.10 条合并修改条文。取消了帷幕排数按允许水力坡降和最大水头计算所得的帷幕厚度进行设计的方

法,修改为:“灌浆帷幕一般宜采用一排灌浆孔。对基岩破碎带部位和喀斯特地区宜采用两排或多排孔。对于高坝,根据基岩透水情况可采用两排”。删除了原条文中“在施工过程中采用分序加密的做法”一句。增加“当帷幕由两排灌浆孔组成时,可将其中的一排钻孔灌至设计深度,另一排孔深可取设计深度的  $1/2$  左右”、“帷幕排距、孔距一般为  $1.5\text{m}\sim 3.0\text{m}$ ”等条文。按允许渗透坡降确定帷幕厚度的方法,是原苏联采用的方法。欧美各国在比较坚固的岩石中,通常只采用单排灌浆帷幕(如安布克劳坝、德本迪汗坝、渥洛维尔坝等),只是在岩石裂隙很发育或呈喀斯特化时,才采用双排或多排帷幕(如特里尼提坝、彭涅特坝、别路恰坝等)。

8.4.10 为原规范第 5.2.12 条。本条规定伸入两岸的防渗帷幕长度。一般要求达到本条 1 或 2 款所规定的标准,以形成封闭的防渗线。但有时达到这两个条件使伸入两岸的帷幕较长,增加了工作量和造价,而带来的防渗效果却不一定很明显。这时可按本条第 3 款根据防渗要求,由渗流计算成果确定。如鲁布革土石坝按 1、2 两款要求,左、右岸帷幕长度分别需  $262\text{m}$ 、 $181\text{m}$ ,后根据渗流试验减至  $121\text{m}$ 、 $93\text{m}$ ,对渗流影响并不大。根据十多年的运用结果,帷幕减短后是安全的。因此,当帷幕伸入两岸的长度,按本条 1、2 两款确定长度较长时,可考虑按渗流计算结果确定。

8.4.11 为新增条文。规定土质防渗体坝,当其基岩透水性较大时,除做帷幕灌浆外,高坝还宜同时进行固结灌浆(称铺盖灌浆)处理。如国外的努列克、瓜维奥、麦加和契伏坝,国内的鲁布革、小浪底、瀑布沟和糯扎渡坝固结灌浆均按土质防渗体和基岩接触面全部布置灌浆孔。固结灌浆有的从基坑表面进行,基坑表面预先喷浆或浇筑混凝土垫层,有的通过灌浆廊道或平洞进行。固结灌浆的孔、排距及固结灌浆深度系根据已有工程经验确定,根据地质情况,一般孔排距可取  $3.0\text{m}\sim 4.0\text{m}$ ,深度可取  $5\text{m}\sim 10\text{m}$ 。根据国内一般经验,固结灌浆的灌浆压力,当没有混凝土盖板时,初步可选用  $0.1\text{MPa}\sim 0.3\text{MPa}$ ;当有混凝土盖板时,初步可选用

0.3MPa~0.5MPa, 最终应通过灌浆试验确定。

### 8.5 易液化土、软黏土和湿陷性黄土地基的处理

8.5.1 为原规范第 5.4.1 条。本次修订强调了是对建坝后的坝基土进行地震液化可能性评价。

8.5.2 为原规范第 5.4.2 条。对可能液化的地层除常用的挖除方法以外, 还可以采用加密、做排水及盖重的方法。

1 一般要首先考虑挖除后换填好土, 这个办法最为彻底。

2 人工加密措施, 对浅层, 以振动压密和重锤夯实较为经济和有效, 其有效深度在 1m~2m 间, 如用重型振动碾, 则可达 2m~3m, 压实后土层可达中密或紧密状态。对深层, 常用的加密方法有:

1) 振冲法。其原理是一方面依靠振冲器的强烈振动、使饱和砂层液化而使颗粒重新排列, 趋于密实; 另一方面是依靠振冲器的水平振动力, 通过回填料使砂层进一步挤密。一般孔距 1.5m~3.0m, 加固深度可达 30m。经过群孔振冲处理, 相对密度可提高到 0.7~0.8 以上, 可以达到防止液化的程度。它适用于黏粒含量少于 10% 的砂砾、砂和少黏性土。我国现在已有功率为 20kW、30kW、50kW、75kW、100kW 的电动型及 150kW 液压型等各种规格振冲器, 采用功率的大小是根据地层特性及桩径大小而确定的。功率小的适用于砂土, 功率大的可用于砂砾石层, 根据实际情况选用。向振冲法造成的孔中投入碎石或卵砾石, 形成一系列排水桩体, 使振动孔隙水压力加速消散, 液化现象可大为减轻。

2) 强夯法。其原理是用很重的锤 (国内锤重一般为 8t~25t), 从高处自由落下 (国内落距一般为 8m~25m), 给地基以冲击和振动使地基土层加密的一种方法。我国从 1978 年以来已开始应用于加固砂土、碎石土、杂填土、湿陷性黄土、非饱和黏性土等。对饱和黏性土是否适用尚无定论。夯击

时的巨大能量可引起饱和砂土体的短暂液化，重新沉积到更密实状态，产生较大的压实效应。加固深度与夯击能量有关，一般可达到 10 余米，使松砂层达到紧密状态。

- 3) 挤密砂桩法。采用冲击法或振动法往砂土中沉入桩管，并逐步边拔管边灌砂边振动，而形成一系列砂桩，使周围砂层产生挤密和振密作用。这种方法处理深度可达 20m，处理后砂层可达到密实状态。加固效果与砂桩的置换率有关，置换率愈大，则加固效果愈好。在软黏土中置换率可高达 70%。

### 3 采取盖重、加强排水等工程措施，提高抵抗地震液化的能力。

盖重的作用是提高地基易液化土层的约束应力，从而提高抗液化能力。加强排水可使土体内的地震孔隙水压力快速消散，减小孔隙水压力的峰值，有利于地震时土体的稳定。加强排水还可降低浸润线，减轻震害的发生。

上述三种处理方法也可以综合使用。如官厅水库抗震加固中，就对坝基砂层用振冲法加密，其上设透水盖重层，防止液化。

8.5.3 为原规范第 5.4.3、5.4.4 条合并修改而成。

8.5.4 为原规范第 5.4.5 条。条文中所述各种软黏土地基处理方法，目的是使大量沉降在大坝填筑以前完成，并通过预压提高坝基的强度和承载能力；控制填土速率，使荷载的增长与坝基软黏土强度的增长相适应，以保证地基的稳定。

在软黏土上筑坝，要求加强安全监测，目的是根据监测结果随时调整和控制加荷速率。

8.5.5 为新增条文。规定了有机质土不应作为坝基。

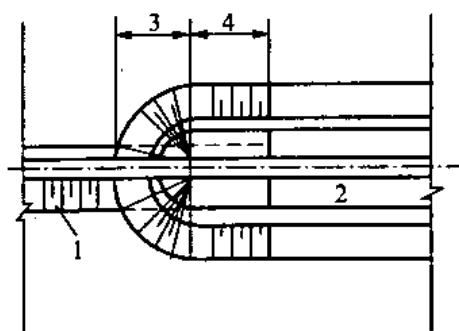
8.5.6~8.5.7 为原规范第 5.4.6、5.4.7 条。湿陷性黄土地基一般也只适用于低坝，并经预先浸水处理，在建坝前消除大部分沉陷量后才能使用。最好尽量采用挖除、翻压等方法处理。

## 9 坝体与其他建筑物的连接

9.0.2~9.0.3 分别为原规范第 6.2.2 条和修改和补充规定第 1.0.14 条。9.0.2 中将原文“土石坝与船闸、溢洪道等混凝土建筑物的连接一般宜用侧墙式”一句，修改为“土石坝与船闸、溢洪道等建筑物的连接应采用侧墙式”。9.0.3 中“防渗体与混凝土面结合的坡度宜不陡于 1:0.25~1:0.5”一句，修改为“土质防渗体与混凝土面结合的坡度不宜陡于 1:0.25”。

土石坝与混凝土建筑物的连接形式，有插入式和侧墙式。一般插入式较经济，所以高坝采用插入式较多。日本有几座坝，考虑土坝与混凝土建筑物的振动特性不同，担心地震时插入式产生裂缝，都采用侧墙式。

我国采用插入式连接的有刘家峡坝和三道岭坝等。都将混凝土坝身或刺墙插入土坝内一段距离，分插入段和半插入段，见图 3。如刘家峡坝，插入段长 22.5m，相当于连接处坝高的 1/2，三道岭坝插入段长度相当于连接处坝高的 1/3。



1—混凝土重力坝；2—土石坝；3—半插入段；4—插入段

图3 插入式连接示意图

巴西圣西毛坝土石坝与混凝土坝连接段高度 70m，土石坝与混凝土坝直接对接，接合坡度 1:0.25，心墙包裹混凝土坝的上游

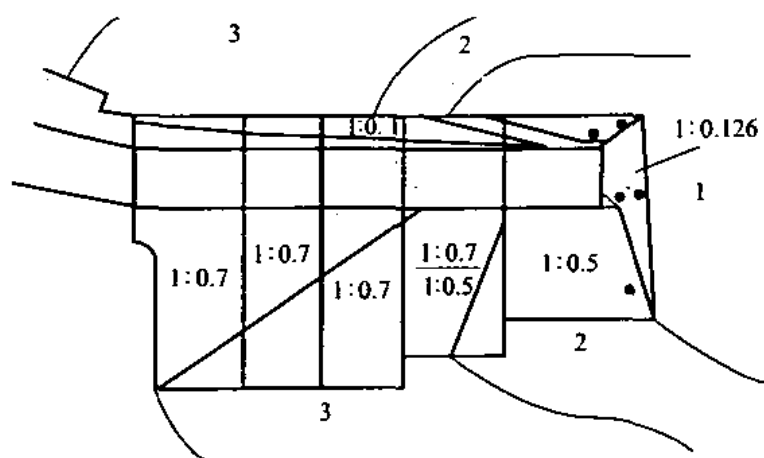


面, 连接段平面图见图 4。在坝的接触面上装有土压力盒, 观测结果如 4 号压力盒, 上部覆盖 $\gamma H$  为 1050kPa, 刚完工时, 测得总应力 $P$  为 180kPa, 孔隙压力 $u$  为 27kPa, 有效应力 $P'$  为 153kPa,  $P'/\gamma H$  为 0.15。另外如考格伦.(Cow Green) 坝, 连接面坡度为 1:0.11, 刚完工时, 压力盒读数为上部覆盖压力的 70%。

插入式连接时垂直坝轴线的混凝土面与土坝连接坡度, 几个工程实例见表 24。

连接坡度最缓的是韩国达昌坝为 1:0.6, 玛加特坝次之, 为 1:0.25; 最陡的是恩戈斯奇拉坝, 坡面垂直, 大部分接合坡度为 1:0.1。

侧墙式连接的工程实例见表 25。其中日本永源寺坝, 结构比较新颖, 在重力坝末端做成凹的曲面, 将土坝抱住, 期望有使裂缝闭合的楔效果, 接合坡度为 1:0.1。



1—防渗体; 2—反滤过渡层; 3—堆石体

图 4 巴西圣西毛坝体连接段平面图

表 24 土石坝与混凝土坝连接实例 (插入式连接)

坝名	国家	连接段坝高 m	土坝与混凝土 面连接坡度	说 明
圣西毛	巴西	70	1:0.125	防渗体包裹混凝土坝上游面
达昌	韩国	约 59	1:0.6	
瀑布	美国	25	1:0.1	

表 24 (续)

坝名	国家	连接段坝高 m	土坝与混凝土面连接坡度	说 明
刘家峡	中国	25	插入段 22.5m 半插入 47.6m	防渗体包裹混凝土坝上下游面
三道岭	中国	—	—	插入段长为 1/3 坝高, 防渗体包裹混凝土坝上下游面
波太基山	加拿大	24.4	1:0.11	心墙包裹混凝土坝上游面
考格伦	—	27.4	1:0.11	在连接面装有压力盒, 刚完工时压力盒读数约等于覆盖压力的 70%
恩戈斯奇拉	墨西哥	24.4	垂直	心墙覆盖混凝土坝上游面
玛加特	—	67.0	1:0.25	无心墙覆盖
瑞沃斯托克	加拿大	—	1:0.1	心墙包裹混凝土坝上游, 在平面上接触面与土坝轴线成 105° 角
土库鲁依	巴西	—	1:0.1	—

表 25 土石坝与混凝土建筑物连接实例(侧墙式连接)

坝 名	国 家	连接段坝高 m	土坝与混凝土面 连接坡度	说 明
丹江口	中国	57	1:0.25	有 4 个凸出 3m 的刺墙
横山	中国	23.1	1:0.5~1:0.65	导墙 1:0.5, 有一长 4.95m 刺墙, 刺墙与心墙填土接合坡度 1:0.65
碧流河	中国	54.3	1:0.85	—
御所	日本	50	1:0.7	—
四十四田	日本	—	1:0.5~1:1.0	十胜冲地震时受过日本烈度 V 度考验
永源寺	日本	68	1:0.1	重力坝末端做成凹的曲面, 将土坝抱住, 弯曲角度 120°, 曲率半径 15m
邱吉尔瀑布	加拿大	36	1:0.25	—
鲁布革	中国	—	1:0.3	—

丹江口坝和邱吉尔瀑布坝的接合坡度为 1:0.25, 鲁布革坝心墙与溢洪道边墙接合坡度为 1:0.3。另外, 我国的横山、碧流河, 日本的御所、四十四田接合坡度均很缓, 达 1:0.5~1:1.0。后者在 1968 年十胜冲地震时曾受日本烈度 V 度 (约相当于 MMVIII 度) 地震考验, 连接部位未发现变化。因此采用侧墙式连接时, 结合面的坡度, 取决于施工条件, 不陡于 1:0.25 即可。

以往常用刺墙方式增加接触面渗径, 但由于施工不方便, 可能影响结合面填土质量, 近来已少采用。为保证渗透稳定, 可在接触面附近, 加厚防渗体和反滤层厚度等。

9.0.4 为原规范第 6.2.4 条的修改条文。删除了解释性条文。取消了第一款中“必要时可设置截流环”、将“土质防渗体与坝下涵管连接处, 可适当扩大防渗体断面”一句, 修改为“土质防渗体坝下涵管连接处, 应扩大防渗体断面”。因为: 坝下埋管过去都要求做截流环, 因而给接触面上土的压实带来困难。近年来一般不做截流环, 只是强调在下游部分做好反滤层, 将涵管包起来, 使接触面上渗透水通过反滤层逸出, 而不带走土料。

## 10 土石坝的计算分析

### 10.1 渗流计算

10.1.1 为原规范第 7.1.1 条。删除了解释性条文。对渗流计算任务增加了“确定坝肩的等势线、渗流量和渗透坡降”。

10.1.3 新增条文，为以往设计中共同所遵守的规则。坝体水平分层碾压、天然土层的分层沉积，都使坝体坝基土层渗透系数具有各向异性，水平方向的渗透系数比垂直方向为大。羊角碾碾压时  $k_x/k_y=2\sim 10$ ，平均在 4 左右；用气胎碾碾压时  $k_x/k_y=20\sim 30$ ，有时比上述数值还大，这样就使得稳定渗流期实测浸润线高于计算值，渗流量也有增加，渗流坡降加大。库水位降落时动水压力方向将偏向上游，对上游坡稳定不利。因此在渗流计算中要考虑渗透系数的各向异性。采用渗透系数，为安全计，建议计算渗流量时用大值平均值，计算水位降落浸润线时用其小值平均值。

10.1.4 为原规范第 7.1.5 条第一、二段内容的修改条文。考虑到计算机的发展，数值法计算远优于模拟试验方法，删除了原条文中采用模拟试验确定渗流域的各种渗流要素的方法。严格的解析法只适用于某些简单的典型情况，对工程上经常遇到的复杂情况，需作一系列简化假定，而且分析计算较复杂，因此采用一些经验公式进行计算。近年来由于电子计算机和有限元等数值分析法的发展，已有较多的二维、三维稳定和不稳定渗流计算程序，可以更适应复杂的边界条件、非均质、各向异性等不同情况，应用范围更广，也更全面，基本上已取代解析法，因此提出 1 级、2 级及高坝不分设计阶段均应采用数值法计算。

条文中“必要时可采用反演方法校核和修正各项水文地质参数”，是指当地质条件复杂，水文地质参数不易确定的情况下，可

利用反演方法校核和修正各项水文地质参数。这是地质上常用的方法；尤其是在具有一定的实验资料和观测资料情况下进行复核较为准确。

10.1.5 为原规范第 7.1.5 条第三段内容的修改条文。删除了原条文中采用模拟试验方法求解，明确指出岸边的绕坝渗流和高山峡谷的高土石坝应按三维渗流计算。因为高山峡谷高土石坝，坝肩绕流对坝体渗流影响较大，所以强调采用三维渗流计算。而坝肩绕流本身就是三维渗流。

10.1.6 为原规范第 7.1.5 条第四段内容的修改条文。删除了原文中“对 I、II 级坝和高坝，在施工详图阶段还应用试验方法进行校核。对于无法计算的不稳定渗流情况，可用试验方法提供资料，作为稳定分析的依据”一段。

10.1.7 为原规范第 7.1.4 条。删除了原条文第三款“当直接与坝底相连接的地基土层的渗透系数比坝体的渗透系数大 100 倍以上时，可认为坝身不透水，仅对坝基按有压流进行渗透计算，坝体浸润线位置可按地基中压力水头估算”。因为此种地基虽然是存在的，但它作为坝的基础是必定会增加处理措施的，此时坝体和坝基的渗流计算要结合处理措施另行考虑。

## 10.2 渗透稳定计算

10.2.1 为原规范第 7.2.1 条。渗透稳定计算的三项任务，就是确定土的抗渗透允许坡降和实际产生的渗透坡降，根据计算结果分析坝体内部及下游渗流逸出段的渗透稳定，确定反滤料保护的围及要要求。

10.2.2 及附录 C.2 为原规范第 7.2.2 条的内容。作了修改：由于土的渗透变形形式的解释已列在第二章主要术语、符号中，故本条删除了对土的渗透变形形式解释方面的内容；本次修订将 GB 50287—99《水利水电工程地质勘察规范》中规定的土的渗透变形形式的判别方法及无黏性土的允许坡降确定方法引进列为本

规范附录 C。

关于渗透变形形式及其判别的方法。土体在渗流作用下发生破坏，由于土体颗粒级配和土体结构的不同，存在流土、管涌、接触冲刷和接触流失 4 种破坏型式。前两种类型主要出现在单一土层中，后两种类型多出现在多层结构坝体和坝基土层中。除分散性黏土外，黏性土的渗透变形型式主要是流土。

同为管涌土，渗流发展过程却有二种形态。有一种土，一旦出现渗透破坏，细颗粒将连续不断地带出土体以外，在同一级水头下，流量不断增大，土体再无能力继续承受高一级的水头，甚至还会出现水头下降的情况。这类土又称为发展型管涌土。另一类土，在出现管涌现象后不久，细颗粒又停止移动，土体仍能承受再高一级的水力坡降，继续增大水头，管涌才会重新出现。最后土表面出现许多大的泉眼，渗流量不断增大，无法继续承受水头或者最后以流土型式破坏。这种土有时又称为非发展型管涌土，实际上属管涌和流土之间的过渡型。由此可见，若进行较细的分类，单一土层的渗透破坏型式又可细分为流土、管涌和过渡型三种类型。

由多种粒径组成的不均匀天然土层，可视为由粗细两部分组成，粗粒为骨架，细粒为填料，混合料的渗流特性决定于占重量 30% 的细粒的渗透性质，因为对土的孔隙大小起决定作用的是细粒。

最优细粒含量是判别渗透破坏形式的标准。我们称最优级配时，即粗粒空隙全被细粒料充满时的细粒颗粒含量为最优细粒含量。试验和计算结果共同证明，最优级配时的细粒颗粒含量变化于 30% 左右的不大范围内。从实用观点出发，可以认为细颗粒含量等于 30% 是细料开始参与骨架作用的界限值。当细颗粒含量小于 30% 时，填不满粗粒的孔隙，因此对渗透系数起控制作用的是粗粒的渗透性；当细粒颗粒含量大于 30% 时，混合料的孔隙开始与细粒发生密切关系。

许多级配不连续土的渗透稳定试验结果说明，当细粒颗粒含

量 ( $P_c$ )  $< 25\%$  时, 各种混合料中的细粒均处于不稳定状态, 渗透破坏都是管涌一种形式, 破坏水力坡降很小, 变化于  $0.1 \sim 0.25$  之间。当  $P_c > 35\%$  时, 细粒土全部填满了粗粒孔隙, 渗透破坏形式为流土型, 破坏水力坡降的变化随细粒颗粒含量的增大而缓慢增加, 其值接近或大于理论计算的流土坡降。这也同时阐明了  $P_c > 25\%$  以后, 细粒开始逐渐受约束; 直到  $P_c > 35\%$  时细粒和粗粒之间完全形成了统一的整体。对于级配不连续的土, 同样可用细粒颗粒含量作为渗透破坏形式的判别标准, 关键问题是细粒区分粒径问题, 可用几何平均粒径  $d_f = \sqrt{d_{70} \cdot d_{10}}$  作为区分粒径, 有一定的可靠性。

由于颗粒组成有连续级配的土和不连续级配的土, 此外土的不均匀系数及其密实度或空隙率对于临界水力坡降也有明显的影响。因此, 本附录针对上述情况, 分别列出了几种通用的判别方法, 可根据坝体和坝基土层的具体条件选择或进行综合比较。对于重大的大型工程或结构复杂的坝体和地基土的临界水力坡降和允许水力坡降应通过专门试验确定。

10.2.3 及附录 C.3~C.4 为原规范第 7.2.3 条。增加了“有反滤层保护时, 材料的允许渗透坡降一般由试验确定。无黏性土的允许坡降确定方法见附录 C”。在没有反滤层保护的情况下, 保证渗透稳定的条件是渗透出逸坡降小于允许坡降。反之也可以在土的抗渗坡降大于出逸坡降时, 渗透稳定满足要求, 可不设专门反滤层。但实际工程中, 鉴于渗流控制问题的重要性和复杂性, 在有渗水逸出处, 一般都设反滤层保护。

渗透变形的允许水力坡降是土的临界水力坡降除以安全系数确定的, 本附录提出的安全系数  $1.5 \sim 2$  是指一般情况下的。通常流土是土体整体破坏, 对水工建筑物的危害较大, 安全系数取 2, 对于特别重要的工程也可用 2.5。管涌毕竟是土粒在孔隙中开始移动并被带走时的水力坡降, 一般情况下, 土体在该水力坡降下还有一定承受更大水力坡降的潜力, 故取 1.5 的安全系数。

10.2.4 为原规范第 7.2.4 条。给出了表层土渗透系数小于下层土

时, 渗透稳定计算方法及控制稳定的措施。当表层土的渗透系数小于下层土的  $1/10$  时, 则地基中可能出现承压水。这时如表层土较薄, 就可能出现渗透变形现象。处理的方法是采用减压井解除地基的承压水或铺压透水盖重层以提高表层土的抗渗能力。

### 10.3 抗滑稳定计算

10.3.1 为新增条文。稳定分析方法有刚体极限平衡和坝体坝基内各点剪应力水平两大类。最常用和已积累丰富经验的是刚体极限平衡法, 而后者是近年来新发展起来的, 有些工程在初步应用这类分析方法, 该方法理论上更合理, 但使用经验不多, 加上土体本身和边界处理的复杂性, 目前还没有公认的评价准则, 只能作为刚体极限平衡法的补充手段。因此本规范较详细地规定了静力稳定计算所采用的单一安全系数刚体极限平衡法, 并以此作为设计应遵循的大坝抗滑稳定计算的基本方法。

近年来对边坡稳定进行可靠度分析的方法也有一些成果和经验, 本次修订根据 GB 50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》的有关规定, 同时参考国内外土石坝及边坡设计规范的有关规定, 对坝坡抗滑稳定分析按概率极限状态设计法采用分项系数设置体系及相应的分项系数取值方案, 进行了分析计算和探讨, 提出了土石坝坝坡抗滑稳定分析分项系数设置体系的方案及相应的分项系数取值建议。按照该建议的分项系数设置体系和相应的分项系数取值方案进行土石坝坝坡的抗滑稳定计算, 分项系数设计表达式的相当安全系数与本规范单一安全系数法的安全度设置水平基本相当。由于土体本身的复杂性, 有很多难以表达清楚的因素, 且由于目前使用经验不多, 因此, 本规范仅以资料性附录 F 将其列入。当要求按概率极限状态设计原则, 以分项系数设计表达式的设计方法(可靠度法)进行大坝抗滑稳定计算时参考应用。

10.3.2 为原规范第 7.3.2 条。但较原规范增加了:



1 核算稳定渗流期上游坝坡的稳定要求。在稳定渗流期，由于水库水压力作用在上游面，对下游坝坡的抗滑稳定不利，一般来说库水位愈高对下游坝坡的抗滑稳定愈不利，因此应进行安全分析。对上游坝坡在库水位为高水位情况下虽不会滑动，但在库水位为中间某一水位（介于正常蓄水位和死水之间）时，由于上部为湿容重，下部为浮容重，存在比正常蓄水位时或空库时稳定安全系数低的情况，该水位一般称为不利水位，对均质坝该水位约为坝高的  $1/3$ ，因此对上游坝坡也应进行安全分析。

2 核算正常运用遇地震的上、下游坝坡的稳定要求。因为这种情况往往是控制情况，尤其是当地震设防烈度为Ⅷ度～Ⅸ度时。

3 明确遇到其他特殊条件的坝，应根据其工作条件分析稳定性。这种情况下的允许安全系数，设计人员也应根据其实际情况研究确定。

关于边施工边蓄水的情况，对于均质坝或斜墙坝，上游蓄水对坝体可视为增加外荷重，在黏性填土内虽会引起孔隙压力增加，但有效应力还是提高的，土体内的剪应力会因蓄水而有所降低，因此其稳定性反而有所提高。对于心墙坝，上游为透水材料组成的坝壳，蓄水会降低填土的抗剪强度，从而降低上游坡的稳定性；施工期蓄水后又有泄空的情况，安全系数也会降低；但这两种情况下的安全系数一般都不会小于库水位降落期的数值，故不要求进行稳定性校核。如有特殊的不利工况，有可能造成危害时，也可酌情核算。

控制大坝抗滑稳定的除施工期（包括竣工时）、稳定渗流期、水库水位降落期和正常运用遇地震四种工况外，还有特殊条件的坝，应根据其具体条件分析抗滑稳定性。如：① 对填土渗透系数约为  $10^{-4}\text{cm/s} \sim 10^{-5}\text{cm/s}$  的土坝，长期降雨有时也会发生滑坡，如海南省大广坝水电站大坝下游草皮护坡，初期草未长好，下游第一级坝坡  $1:1.7 \sim 1:1.75$  又偏陡，1994 年汛期下雨后，下垫腐殖土层被雨水浸泡失稳，使草皮滑落，深约  $30\text{cm} \sim 50\text{cm}$ ，面积

2773m<sup>2</sup>。因此在多雨地区，应根据填土的渗透性和坝面排水设备的功能，酌情核算长期降雨期坝坡的稳定性。由于长期降雨即使发生滑坡，一般都是浅层滑动，塌滑方量不大，不致引起垮坝等严重后果，故可以按非常运用条件取用安全系数。②当地基黏土层或坝体黏土填土孔隙压力消散慢时，竣工后水库蓄水坝体进入运行期的相当长一段时期内，孔隙压力仍得不到消散，可能使坝坡的稳定安全度达不到正常运用期的安全度要求，因此对该种情况宜核算初期蓄水期坝坡的稳定性。

10.3.3 为原规范第7.3.3条和原规范附录三第二节第一款的合并修改条文。将原条文：“对各个核算时期，土的抗剪强度都可用有效应力法”和“把有效应力法和总应力法并列，且对Ⅰ、Ⅱ级工程必须兼用，并以其中较小的安全系数作为依据”两句，分别修改为：“对各个核算时期，土的抗剪强度均应采用有效应力法”和“稳定渗流期应用有效应力法，施工期和库水位降落期应同时采用有效应力法和总应力法进行坝坡抗滑稳定计算，并以较小的安全系数为准”。这是因为控制土的抗剪强度是有效应力，而不是总应力。同时，三轴压缩试验使用已较为普遍，取得有效强度指标已经不是难事。

确定抗剪强度方法的有关规定说明如下：

1 抗剪强度有效应力法和总应力法两种。控制土的抗剪强度是有效应力 $\sigma'$ ，而不是总应力 $\sigma$ 。有效强度指标测定和取值比较稳定可靠，不同时期的孔隙压力也可以计算或测定出来，所以应该作为基本方法。有时为了简化计算，在抗剪强度试验中模拟土体中的孔隙压力状态，取得以总应力计的抗剪强度指标，在稳定计算中不再计入孔隙压力，这就是总应力法。由于在试验中不可能控制孔隙压力的消散过程，所以规定了只有黏性填土在施工期和库水位降落期的抗剪强度，才可以用总应力方法确定。这是因为施工期可以认为孔隙压力不消散，因此可用直接快剪（渗透系数小于 $10^{-7}$ cm/s或压缩系数小于 $0.2\text{MPa}^{-1}$ ）或三轴不排水剪测定

不固结不排水的强度指标  $C_u$ 、 $\phi_u$ 。在库水位降落期，坝体黏性填土已经固结和饱和，水位降落时认为黏性填土是不排水的，孔隙压力不消散，与固结不排水试验情况相似，因而规定可采用饱和固结不排水剪的总强度指标  $C_{cu}$ 、 $\phi_{cu}$ 。

2 对施工期和水库水位降落期用总应力法时如何采用抗剪强度指标的说明：

- 1) 施工期。在施工竣工期，均质坝和分区坝的防渗土料因其自重引起的内部固结不能迅速排水，因此要求采用现场的含水率和容重进行  $Q$  剪试验(或三轴仪的 UU 试验)，总应力计算时采用  $C_u$ 、 $\phi_u$  强度指标。

1987 年美国垦务局出版的设计标准 (No.13)《土石坝静力稳定分析》和 1988 年美国联邦能源管理委员会 (FERC) 编制的《水电工程评价导则》，采用总应力法时，也同样建议应采用  $\phi_u$ 、 $C_u$  强度指标。

- 2) 水库水位降落期。在库水位骤降前，建筑物已经经历了一个高的库水位，并在此期间在坝体内形成了稳定渗流场。在浸润线以下的土体，处于充分饱和状态，并在上覆土体的重力作用下充分固结。如果以后库水位降落的速度超过了孔隙水压力消散的速度，则会产生超孔隙水压力。因而在库水位骤降期，安全系数的降低主要是因为残留有较高的剩余孔隙水压力造成的，此孔隙水压力作用在上游边坡内。其抗剪强度是由骤降以前在浮重作用下处于固结状态时的应力状态决定的。因此在上述荷重情况下需用  $R$  剪的抗剪强度指标(或三轴仪 CU 试验的总强度指标)，此方法即为总应力法。如果用有效应力法分析，则采用有效抗剪强度指标，即在固结不排水情况下进行 CU 试验的有效强度指标，此类方法的精度决定于孔隙水压力测量的精度。由于在低应力状态下总强度指标大于有效强度指标，因此用总应力法计算时，应采

用本规范图 E.1 (b) 中 CD 和 CU 的下包线。美国陆军工程师团和垦务局也均用上述抗剪强度包线。

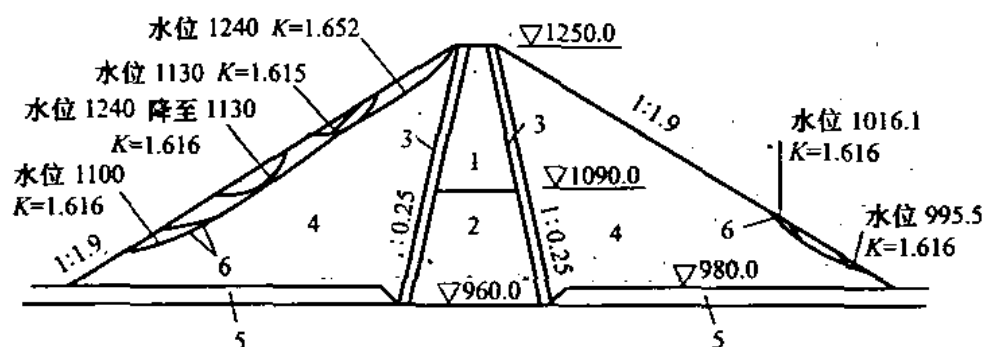
10.3.4 为新增条文，该条规定了粗粒料非线性抗剪强度指标计算公式。室内试验和工程实践表明，对粗粒料，抗剪强度的摩尔包线是一条曲线，内摩擦角随法向应力增加而减小，呈现明显的非线性现象，即抗剪强度是小主应力的函数。在靠近坝坡面的小应力部位，抗剪强度或内摩擦角较高；在靠近坝底的高应力部位，抗剪强度或内摩擦角较低，已为大家所公认。在原规范中，是使用强度包线确定抗剪强度的。表述非线性强度包线有幂函数方程式和对数函数方程式两种，对于粗粒料，本次修订采用对数函数非线性抗剪强度表达式，即式 (10.3.4)。

10.3.5 为新增条文。该条主要是强调粗粒料可采用非线性抗剪强度指标进行稳定计算。这是因为粗粒料采用非线性抗剪强度计算是比较合理的。在原规范中就已明确指出，实测的强度包线不一定是直线，而非线性的强度包线意味着强度指标值随法向压力而变，宜根据可能出现的滑动面上法向应力的范围，确定强度指标。在 DL/T 5016—1999《混凝土面板堆石坝设计规范》第 11.1.2 条中也指出，粗粒料的抗剪强度与法向应力成非线性关系，计算取值时应计及这一特性。

事实上，以往多个工程实践经验表明，采用线性强度指标（粗粒料一般不计  $C$  值）分析，所求出的危险滑动面为浅层滑动面，与坝坡实际可能产生的破坏面不尽相符，安全系数也相对偏小；而采用非线性强度指标（实际上包含了粗粒料的咬合力等作用）分析，得出的危险滑动面较深，接近坝坡产生的真实破坏面，能较好地反映非凝聚性料的实际情况，求得的安全系数也比较接近实际。如我国澜沧江上某心墙堆石坝（比较方案）无地震边坡稳定分析比较成果（见图 5～图 8）。该计算采用的是同一程序，圆弧滑动面采用简化毕肖普法，折线滑动面采用摩根斯顿—普赖斯法。

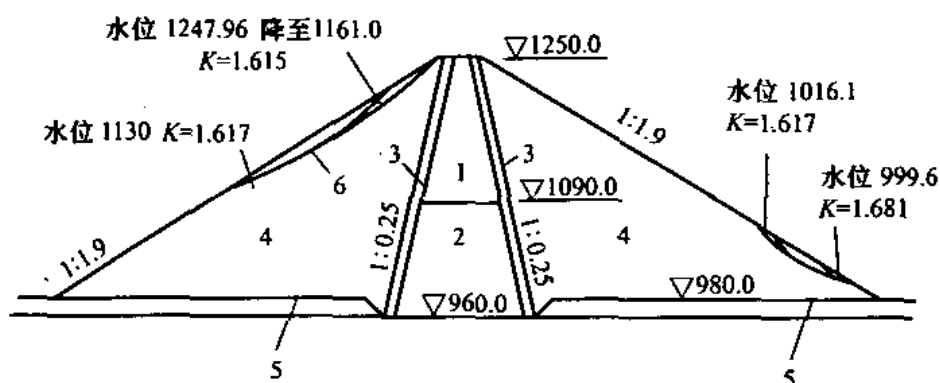
考虑到目前土质防渗体坝、沥青混凝土面板或心墙坝及土工膜斜墙或心墙坝采用非线性计算的工程还比较少,对中小型工程,还可能不具备非线性抗剪强度试验的条件,较难获取准确的非线性强度指标参数。故在规范中规定对上述坝型,经过充分论证,粗粒料可采用表达式(10.3.4)确定的抗剪强度指标进行稳定计算。混凝土面板堆石坝的粗粒料应采用表达式(10.3.4)确定的抗剪强度指标进行稳定计算。

另外参考日本 1978 年版《坝工设计规范》,对于堆石、砂砾石等非黏性土,黏着力虽可由试验求出,但通常是略而不计,在本条中做出了明确的说明。



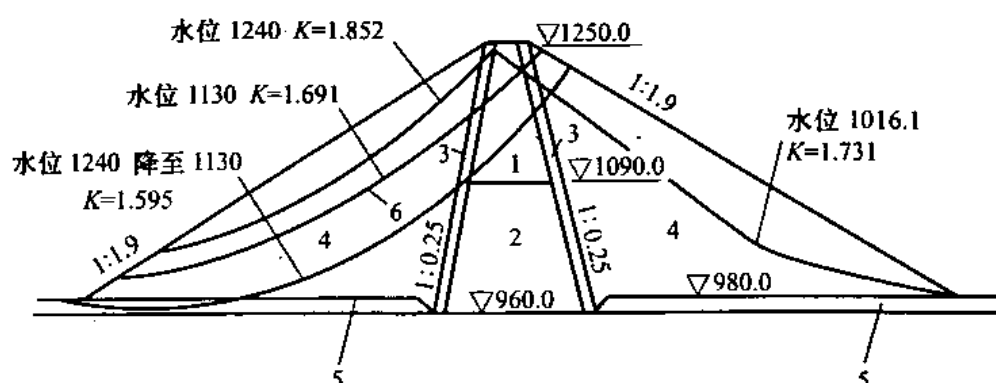
1—土料 A; 2—土料 B; 3—反滤层; 4—堆石; 5—冲积层; 6—滑裂面

图 5 线性强度、圆弧法分析成果



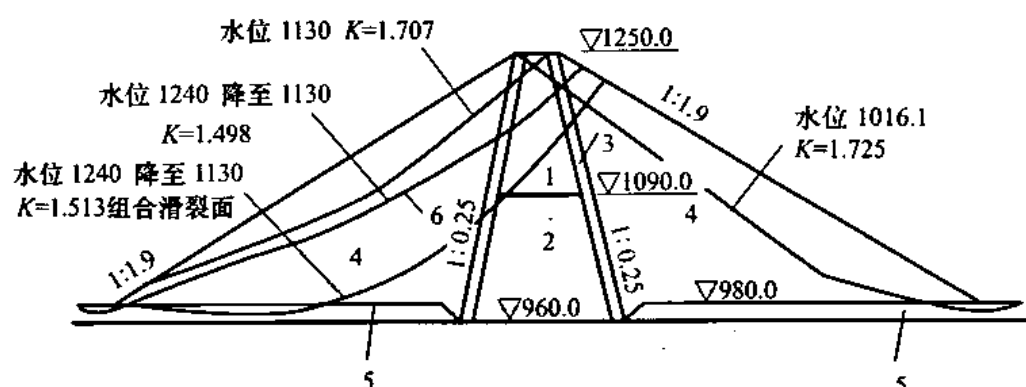
1—土料 A; 2—土料 B; 3—反滤层; 4—堆石; 5—冲积层; 6—滑裂面

图 6 线性强度、折线法分析成果



1—土料 A; 2—土料 B; 3—反滤层; 4—堆石; 5—冲积层; 6—滑裂面

图 7 非线性强度、圆弧法分析成果



1—土料 A; 2—土料 B; 3—反滤层; 4—堆石; 5—冲积层; 6—滑裂面

图 8 非线性强度、折线法分析成果

10.3.6及附录 E 10.3.6 为原规范第 7.3.4 条及修改和补充规定第 1.0.15 条。是对土的抗剪强度指标测定方法所作的规定。

附录 E.1 抗剪强度的确定。为原规范附录三第二节内容，共 2 条。

E.1.1 是原文第二、三款合并而成，规定了土料抗剪强度指标的测定方法。

E.1.2 为原文第四款，规定了试验成果整理的原则，但作了增减和修改。① 删除了原条文中的强度包线的整理及对库水位降落抗剪强度  $R$  的说明。② 明确规定了坝料抗剪强度指标宜采用小

值平均值及试验组数的下限值和每组试验的试样数。直接剪切试验或三轴剪切试验的法向压力或受压室压力，对于高坝采用 0.1MPa、0.2MPa、0.3MPa 和 0.4MPa 四个试样偏少，还应根据坝高，增加 1~2 个更高的法向压力或受压室的压力的试样，所以本次修改为，每组试验不少于 4~6 个试样，分别采用不同的法向压力或围压，其最高法向压力或围压应根据坝高确定。关于试验组数，GB 50007—2002《建筑地基基础设计规范》规定，土的抗剪强度指标，可采用原状土室内剪切试验、无侧限抗压强度试验、现场剪切试验、十字板剪切试验等方法确定。当采用室内剪切试验确定时，应选择三轴压缩试验中的不固结不排水试验。经过预压固结的地基可采用固结不排水试验。每层土的试验数量不得少于 6 组；JTJ 250—98《港口工程地基规范》规定，应根据土质和工程实际情况，选用固结快剪、十字板剪和无侧限试验测定抗剪强度指标，有条件时采用三轴不排水剪和有效剪试验测定抗剪强度指标。试验测定各土层抗剪强度指标时，每层土不应少于 6 件。对稳定起控制作用的土层，宜取 10 件。填土及表层土不宜少于 6 件；原规范规定每种土料抗剪强度指标试验组数不少于 11 组。考虑到采用室内剪切试验确定抗剪强度指标时，参考概率统计对子样数的要求，并结合土工试验实际情况，为保证精度，应有足够的试验组数，所以本条规定“对高坝防渗土料试验组数不少于 11 组，粗粒料不少于 6 组，中低坝可适当减少试验组数，但应结合工程经验，类比同类工程，按小值平均值的原则确定抗剪强度指标”。③ 修改了三轴剪切试验强度指标小值平均值的取值方法。原规范规定：对于三轴剪切试验成果，从不少于 11 组剪切试验成果中取得相当于受压室的压力为 0.1MPa、0.2MPa、0.3MPa 和 0.4MPa 的应力圆的直径和圆心位置共四组，取前者的小值平均值和后者的平均值，绘出四个相应的应力圆，定出强度包线和强度指标。这种三轴剪切试验取值方法的规定，其目的是降低抗剪强度指标，但在实际应用中，当  $c$  值较小时，有可能产生负值。

为此,本次修改为:采用三轴试验作应力圆,不论直径和圆心均用小值平均值。④在用总应力法确定填土强度包线时,将原规范:“施工期可采用不排水剪切总强度包线 UU 或采用不排水剪切总强度包线 UU 和有效强度包线 CD 组合包络线的最小值;库水位降落期可采用固结不排水剪切总强度包线 CU 或采用由有效强度包线 CD 和固结不排水剪切总强度包线 CU 组合包络线的最小值”的规定修改为:“施工期采用不排水剪切总强度包线 UU;库水位降落期,采用由有效强度包线 CD 和固结不排水剪切总强度包线 CU 组合包络线的最小值”。这是参照“美国土木工程学会编《水电工程规划设计土木工程导则》第一卷 大坝的规划设计与有关课题 环境”一书作出的修改。

10.3.7~10.3.9及附录 D 10.3.7~10.3.9 条分别为原规范第 7.3.5 条~7.3.7 条。仅 7.3.5 条将原条文中“对于填筑密度低、饱和度大于 80%和渗透系数介于  $10^{-7}\text{cm/s}$ ~ $10^{-2}\text{cm/s}$  的大体积填土,可酌情计算施工期填土中孔隙压力的消散和强度的相应增长”一句,修改为:“对于饱和度大于 80%和渗透系数介于  $10^{-7}\text{cm/s}$ ~ $10^{-5}\text{cm/s}$  的大体积填土,可计算施工期填土中孔隙压力的消散和强度的相应增长”。这是因为渗透系数介于  $10^{-5}\text{cm/s}$ ~ $10^{-2}\text{cm/s}$  的大体积填土大致属于相当消散和完全消散的土,没有必要进行孔隙压力消散和强度增长的计算。据:苏 H.H 罗扎诺夫主编的《土石坝》一书介绍,当土料饱和度  $G \geq 0.85$ ,渗透系数  $k < (5 \sim 10) \times 10^{-6}\text{cm/s}$  时,才需要进行孔隙压力计算;日本电力土木技术协会编《最新土石坝工程学》一书介绍,当渗透系数  $k < 5 \times 10^{-7}$  时孔隙压力不消散;介于  $5 \times 10^{-7}\text{cm/s}$ ~ $5 \times 10^{-6}\text{cm/s}$  时有点消散、介于  $5 \times 10^{-6}\text{cm/s}$ ~ $5 \times 10^{-5}\text{cm/s}$  时相当消散、 $k > 5 \times 10^{-5}\text{cm/s}$  时完全消散。

附录 D 为原规范附录三第三节,即为稳定计算中的一部分。为了醒目,本次修订将之专列为附录 D。本次修订删除了太沙基固结微分方程差分求解式,增列了比奥公式。这是由于比奥固结理论考虑了孔隙压力随土体变形和时间的变化,而太沙基理论仅



考虑随时间的变化。对坝体内孔隙压力的估算说明如下：

1 对施工期无黏性填土，由于压缩性小而渗透系数大，不存在孔隙压力问题，所以 10.3.7 条只规定了黏性土孔隙压力计算。对施工期黏性填土，对渗透系数在  $10^{-5}\text{cm/s} \sim 10^{-7}\text{cm/s}$  之间，饱和度大于 80% 的黏性填土，可计算施工期填土孔隙压力的消散及强度增长。因渗透系数小于  $10^{-7}\text{cm/s}$  的土，意味着施工期几乎完全不消散；而渗透系数介于  $10^{-5}\text{cm/s} \sim 10^{-2}\text{cm/s}$  的大体积填土大致属于相当消散和完全消散的土，孔隙压力较小，没有必要进行孔隙压力消散和强度增长的计算。

附录 D 中还列出了以太沙基固结理论和比奥固结理论为基础的孔隙压力消散计算方法。太沙基固结理论与比奥固结理论的假定条件基本上是一致的。其区别在于：比奥固结理论还采用了总应力和随时间变化的假定，而太沙基固结理论却采用了法向总应力和不随时间而变的假定，如太沙基固结理论也增加此假定，两者就完全一致，故太沙基固结理论实际上是比奥固结理论的一种简化。由于比奥固结理论考虑了总应力和随时间的变化，就能充分反映孔隙压力消散与土体变形的关系。这对有些工程实际问题是很重要的，例如黏土心墙的固结，应用太沙基固结理论只能认为心墙的固结与透水坝壳无关，只能单独考虑心墙中孔隙压力的消散；而应用比奥固结理论就能考虑整个坝体的固结情况，反映心墙与坝壳之间相对变形引起的荷载传递以及心墙向坝壳传递荷载所产生的拱效应，反映心墙坝壳影响、随时间而发展的应变与固结的实际状况。而太沙基固结理论就不能反映侧向变形与应力的变化。由于比奥固结理论比太沙基固结理论有一定的优越性，故在新规范中增加了比奥固结理论的应用。

上述固结理论是根据饱和土推导出来的，应用于非饱和填土时，固结系数  $C_v$  值并非常数，且在消散过程中变化很大，其取值对计算成果影响很大。需在消散试验中测出各级荷重下  $C_v$  值随固结度变化的情况，并选用荷重和固结度与坝体内实际情况尽量一

致的数值。由于在三轴仪中准确测定非饱和土的孔隙压力需要专门设备和熟练技术,  $C'_v$  取值对成果的影响超过计算方法的影响, 所以本规范规定一般用太沙基方法, 如有条件时采用更精确而更复杂的比奥固结理论。由于孔隙压力消散计算成果影响因素太多, 因此对 1 级、2 级坝及高坝, 要求进行孔隙压力观测, 以校核消散计算成果。

2 稳定渗流期坝体和坝基中的孔隙压力可根据流网计算, 与施工期的孔隙压力估算相比, 相对地要可靠得多, 特别是目前数值计算的发展, 可以准确地计算出各种情况下的孔隙压力和流网图。但对重要工程还需通过孔隙压力的原型观测进行校核。

3 水库水位降落时孔隙压力的计算方法, 可分为两大类: 一类适用于不可压缩的填土, 如压实得很好的无黏性土或砂壤土; 另一类适用于可压缩性填土, 如压实黏性土、水中填土等。

- 1) 对不可压缩的无黏性土, 由于骨架不可压缩, 水位降落所引起的总应力改变并不引起孔隙压力的变化, 而孔隙压力的变化取决于孔隙水随水库水位降落而排出的速度和方向。可用不稳定渗流计算方法或模拟试验确定水位降落期上游坝体内浸润线位置, 绘出瞬时流网图, 并据以计算孔隙压力值。瞬时浸润线的位置与无量纲参数  $k/n_e v$  有关, 其中  $k$  为渗透系数,  $n_e$  为有效孔隙率,  $v$  为库水位降落速度。在上游坝体渗透系数大于  $10^{-3} \text{cm/s}$  时, 一般可认为是自由排水的, 上游坝体内浸润线将随库水位降落而相应地降落, 也不会产生过大的渗透压力而使上游坝坡失稳。
- 2) 对于可压缩的饱和黏性土, 在稳定渗流期上游坝体内各点的孔隙压力由流网绘制, 某点的有效应力就等于总应力减去该点的孔隙水压力。在水库水位降落后, 黏性填土仍属饱和, 但是滑动面上某点  $A$  (见图 D.2) 上的总应力发生了变化, 因此可采用式 (D.4) ~ 式 (D.6) 进行估算。

水库水位降落时黏性土的孔隙压力计算是一种近似方法，而且不一定偏于安全，所以宜通过实际孔隙压力观测进行校核。

**10.3.10及附录 E.2** 10.3.10 为原规范第 7.3.8 条第一段和原规范修改和补充规定第 1.0.17 条前半段的修改条文。是对不同坝型采用不同坝坡抗滑稳方法计算作的规定。本次修订将第 7.3.8 条条文中“对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝，可采用不计条块间作用力的瑞典圆弧法；对于有薄软土夹层的情况以及薄斜墙、薄心墙坝，可采用滑楔法，计算坝坡抗滑稳定安全系数”一段，修改为“对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝，可采用计及条块间作用力的简化毕肖普法；对于有软弱夹层、薄斜墙、薄心墙坝的坝坡稳定分析及任何坝型，可采用满足力和力矩平衡的摩根斯顿—普赖斯等方法”；将“在不同滑动面上重复进行计算，直到求得最小安全系数”一句，修改为“非均质坝体和坝基的抗滑稳定计算应考虑稳定安全系数分布的多极值特性”；删除了修改和补充规定第 1.0.17 条条文中“对 I、II 级坝及高坝，以及一些比较复杂的情况，可采用简化毕肖普法或其他方法计算坝坡抗滑稳定安全系数”一段。

**E.2** 为原规范附录三第四节。删除了原条文第一款 静力计算方法、第二款 要求的安全因素，因正文已交代清楚；滑动稳定计算除保留原有公式外，非圆弧滑动稳定计算还新增列了摩根斯顿—普赖斯法公式。

对有关问题说明如下：

1 土石坝坝坡及坝基的刚体极限平衡稳定分析，常用的方法为条分法，有不计条块间作用力和计及条块间作用力两类，按滑动面形状分圆弧法和折线（滑楔）法两种。最早的瑞典圆弧法是不计条块间作用力的方法；而简化毕肖普法、罗厄（Lowe-Karafiath）法、美国陆军工程师团法（Corps of Engineers）、萨玛（Sarma）法、斯宾塞（Spencer）法、摩根斯顿—普赖斯（Morgenstem-Price）法、滑动稳定通用法和简布（Janbu）法等均属于计及条块间作用

力的方法。瑞典圆弧法计算简单，已积累了丰富的经验，可用手算，但理论上存在缺陷，且当孔隙压力较大和地基软弱时误差较大。简化毕肖普圆弧法及其他计及条块间作用力的方法，由于“计及条块间作用力”能反映土体滑动土条之间的客观状况，虽然计算比瑞典圆弧法复杂，但由于计算机的广泛应用，使得计及条块间作用力方法的计算变得比较简单，容易实现，近二十多年来已积累了很多经验。

1992年，美国土木工程师学会在“堤坝稳定分析25年回顾”中，邀请邓肯（Duncan）作当代水平报告。报告对传统的各种边坡稳定分析方法的计算精度和适用范围作了论述：“传统的瑞典法在平缓边坡高孔隙水压力情况下进行有效应力法分析时，是非常不准确的。该法的安全系数在‘ $\phi=0$ ’分析中是完全精确的，对于圆弧滑动面的总应力法，可得出基本正确的结果。此法的数值分析不存在问题”。“简化毕肖普法在所有情况下都是精确的（除了遇到数值分析困难情况外），其局限性表现在仅适用于圆弧滑动面，以及有时会遇到数值分析问题，如果使用简化毕肖普法计算获得的安全系数反而比瑞典法小，那么可以认为毕肖普法中存在着数值分析问题。在这种情况下，瑞典圆弧法的结果比毕肖普法好。基于这个原因，同时计算瑞典圆弧法和毕肖普法，比较其结果，也许是一个好主意。”在斯里兰卡金河土堤的计算实例中，地基为泥炭质淤泥，采用饱和重和实际孔隙压力，瑞典圆弧法的安全系数竟是负的，与简化毕肖普法相比差别较大；采用超孔隙水压力和浮容重，瑞典圆弧法的安全系数为0.583，与简化毕肖普法的计算结果1.021相比仍偏小，事实说明邓肯的结论是正确的。目前国外许多土石坝的稳定计算也大多采用计及条块间作用力的方法。基于以上原因，本规范选择规定了简化毕肖普法或其他计及条块间作用力并满足力和力矩平衡的方法为基本方法。

## 2 关于 E.2.1 中圆弧滑动稳定计算方法。

原规范中瑞典圆弧法和简化毕肖普法分别按施工期、稳定渗

流期和水库水位降落期列出了 8 个计算公式。但由于土石坝稳定计算的复杂性,这 8 个公式也不能完全包括土石坝的各种实际工作状况,如为心墙坝或斜墙坝,堆石部位没有黏土,施工期无孔隙压力,上述公式就包括不了,故规范修订后只列了两个基本公式,即式 (E.1) 和式 (E.2)。按照本规范 E.2.3 规定的转换原则,根据土石坝的实际工作状况,运用上述这两个基本公式,合理地确定公式中的各个物理力学量,即可计算出相应的稳定安全系数。

关于施工期有外水问题, E.2.3 给出的是坝基有地下水的情况。这是因为施工期有外水的情况可能有以下三种:一是坝基有地下水,坝体和坝基饱和而形成上下游基本为水平的浸润线;二是在施工中有短期蓄水,但坝体未饱和,未形成浸润线,此时,坝坡上加一水重,对稳定有利,不需计算;三是坝施工期较长,可能形成浸润线,此时可按稳定渗流期计算,因此将施工期有外水界定为坝基有地下水。

### 3 关于 E.2.2 中非圆弧滑动稳定计算方法。

在土石坝工程稳定计算中,斯宾塞 (Spencer)、扬布 (Janbu) 等方法也是常采用的,为简化起见,条文中仅列出了摩根斯顿—普赖斯法。在经典摩根斯顿—普赖斯方法中,没有地震惯性力,此处加入了地震惯性力。仍可采用 E.2.3 的转换原则,将其转换成施工期、稳定渗流期、水库水位降落期等工况的稳定计算公式。

摩根斯顿—普赖斯法公式的求解较复杂,式 (E.3) 和式 (E.4) 中包含一个未知量  $K$  (隐含于  $c'$ 、 $\phi'$  中) 和一个未知函数  $f(x)$ 。求解时引入一个假定:

$$\tan\beta = \lambda f(x)$$

其中  $f(x)$  为假定函数,反映  $\tan\beta$  在区间  $[a, b]$  的分布形状,一般情况下可取  $f(x) = 1$  (与斯宾塞法相当)。为了找到满足平衡方程的  $\lambda$  和  $K$  值,可以先假定一个  $\lambda$  和  $K$ , 然后逐条积分,使满足式 (E.3) 和式 (E.4), 如不满足,重新设  $\lambda$  和  $K$ , 直到满足为止。

关于滑楔法问题,在解题时,应先假定  $K$ , 再从第一条逐条

向下推，直至求出最后一条的推力  $P_n$  为零，否则重新假定  $K$ ，进行试算。

滑楔法是一种仅满足静力平衡的方法，所以，当条间作用力假定得不合理时，计算出的稳定安全系数与正确的值相比，将会相差较多。某坝，条块之间推力采用不同的角度，从  $0^\circ \rightarrow 15^\circ$ ，安全系数从  $1.802 \rightarrow 2.706$ ，而摩根斯顿—普赖斯法为 1.957。同样，1992 年，美国土木工程师学会在“堤坝稳定分析 25 年回顾”中，邀请邓肯作当代水平报告中也指出：“仅使用静力平衡方法的结果，对所假定的条间力方向极为敏感，条间力假定不合适将导致安全系数严重偏离正确值。”考虑到滑楔法计算比较简单，可以迅速计算出结果，而且使用此法已经有一定经验，因此仍保留了此种方法，并将计算公式列出。目前使用中一般都假定滑楔之间作用力为平行于坡面和滑底斜面的平均坡度或为水平方向。但由于这两种不同的滑楔之间作用力的假定，计算所得到的安全系数也是不同的，所以在 10.3.14 条中针对滑楔之间作用力假定不同分别规定允许的最小安全系数。该公式仍可用 E.2.3 的转换原则，将其转换成施工期、稳定渗流期、水位降落期等工况的抗滑稳定计算。

#### 4 关于 10.3.10 条的多极值问题。

在原规范中，仅提出“在不同的滑动面上重复进行计算，直到求得最小安全系数。”未明确提出非均质坝体和坝基，不同土层存在着不同的极值范围。为此，在新规范中，增加了非均质土石坝寻找最小抗滑稳定安全系数时应考虑多极值问题。

我国从 20 世纪 70、80 年代就开始研究土石坝抗滑稳定的多极值问题，至今已有不少研究和应用成果。潘家铮曾在《建筑物的抗滑稳定和滑坡分析》一书中这样论述非均质土石坝圆弧滑动的多极值特性：“对于比较均质的简单边坡，安全系数等值线的轨迹常为简单的封闭曲线形，而且只有一个极点。但对于复杂的边坡，土壤是成层的，则安全系数等值线的轨迹会出现若干区域，每个区域都有一个低值，此时需要经过细致的分析比较，最终才

能求得真正的  $K_{\min}$  值”。

有资料认为,用最优化方法在不同滑动面上计算,即可寻找到最小抗滑稳定安全系数。对非均质坝体和坝基抗滑稳定安全系数存在多极值时,可采用确定整体极值的随机搜索方法,即把随机搜索方法和确定性方法结合起来的方法来寻找最小稳定安全系数。

总之,对于非均质土石坝,由于滑动稳定安全系数存在多极值。所以在进行非均质土石坝抗滑稳定计算时,要首先根据坝体的不均质情况,将多极值化成单极值,再进行最优化计算。如在进行圆弧滑动计算时,要先固定滑出点,再按土层逐层进行分析,寻找每一土层的极值,其中最小者,即为这一滑出点的最小极值。变换滑出点,直到寻找到各可能滑出点的所有极值,其中最小者,即为该土石坝圆弧滑动的抗滑最小稳定安全系数。

10.3.11 为新增条文。对土工膜做成的斜墙土石坝,规定了还应沿土工膜和土的接触带进行稳定分析。

10.3.12~10.3.14 关于抗滑稳定安全系数标准。

10.3.12 为原规范第 7.3.8 条第二段的修改条文。本次修改将基本安全系数值作了调整,规定了对应于第 10.3.10 条相应计算方法(即计及条块间作用力的方法)的坝坡抗滑稳定最小安全系数值为基本安全系数。这里的基本安全系数值就是原规范修改和补充规定第 1.0.17 条采用计及条块间作用力的简化毕肖普法或其他方法时的规定值。

10.3.13 为原规范修改和补充规定第 1.0.16 条,规定了采用不计条块间作用力的瑞典圆弧法计算坝坡抗滑稳定时的安全系数,该值调整为 DL 5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》第 9.0.2 条规定值。

10.3.14 为新增条文,是原规范附录三第四节第四款中关于滑楔法的安全系数的规定。

对有关问题说明如下:

1 10.3.12 规定了采用计及条块间作用力的方法计算坝坡抗

滑稳定时的安全系数标准（即表 10.3.12）。本次修订规定大坝抗滑稳定计算以计及条块间作用力的方法为基本方法。而计及条块间作用力和不计条块间作用力是不相同的，众所周知，在同一种坝型同一种工况下，前者计算的稳定安全系数比后者大。因此，在确定采用计及条块间作用力的计算方法的安全系数标准时，为使采用计及条块间作用力的方法和不计条块间作用力的方法计算的坝坡具有相同的抗滑稳定安全度，就需要在 10.3.13 规定的采用不计条块间作用力的瑞典圆弧法计算坝坡抗滑稳定时的安全系数标准基础上，适当提高计及条块间作用力的计算方法的安全系数标准。原规范 1993 年修改和补充规定中已指出：“简化毕肖普法比瑞典圆弧法坝坡稳定最小安全系数可提高 5%~10%”。根据计及条块间作用力和不计条块间作用力对抗滑稳定安全系数的影响问题的进一步分析，本次修订将计及条块间作用力方法的安全系数标准比不计条块间作用力的瑞典圆弧法的安全系数标准提高 7%。即将本规范表 10.3.13 的安全系数值提高 7% 而得表 26。将表 26 中的尾数改为 0、5，这样就得到本规范表 10.3.12 计及条块间作用力方法的安全系数标准。实际上计及条块间作用力方法较不计条块间作用力的瑞典圆弧法的安全系数标准增加幅度为 8.0%~10.0%。表内 1 级坝安全系数 1.50，为原规范规定，是根据国外经验采用的。

表 26 坝坡抗滑稳定最小安全系数

运用条件	工 程 等 级			
	1	2	3	4、5
正常运用条件	1.50	1.34	1.28	1.23
非常运用条件 I	1.28	1.23	1.18	1.12
非常运用条件 II	1.18	1.12	1.12	1.07

（1）计及条块间作用力对稳定安全系数的影响问题。

1) 水利部在碾压式土石坝设计规范修订过程中，曾统计计



算了 11 座土石坝施工期上、下游坝坡、稳定渗流期正常运用和其遇Ⅶ度、Ⅷ度地震时，瑞典圆弧法、简化毕肖普法、美国陆军工程师团法、罗厄法、扬布法、摩根斯顿—普赖斯法、斯宾塞法等 217 组滑动面的稳定安全系数资料。其中包括瀑布沟（坝高 180m）、石头河（坝高 114m）、鲁布革（坝高 103.8m）、小浪底（坝高 154m）等心墙坝 4 座，计 62 组滑动面资料；株树桥（坝高 67m）、天生桥（坝高 178m）、梅溪（坝高 40m）、西线（坝高 200m）等混凝土面板堆石坝 4 座，计 95 组滑动面资料；其他坝型有白河主坝（斜墙坝，坝高 66m）、冯家山（均质坝，坝高 76m）、7 号（均质土坡，坡高 20m）等 3 座，计 60 组滑动面资料。三种坝型采用简化毕肖普法、美国陆军工程师团法、罗厄法、扬布法、摩根斯顿—普赖斯法、斯宾塞法等计及条块间作用力的方法比采用不计及条块间作用力的瑞典圆弧法的稳定安全系数增大的百分数统计平均值见表 27。

表 27 三种坝型平均安全系数升高值汇总 %

坝型	简化毕肖普法	美国陆军工程师团法	罗厄法	扬布法	摩根斯顿—普赖斯法	斯宾塞法	不同方法平均值
心墙坝	5.82	5.58	5.75	—	4.9	—	5.67
混凝土面板堆石坝	8.20	7.70	8.00	—	12.00	—	8.99
其他坝	5.88	4.52	4.33	8.35	9.18	7.78	5.16
平均值	6.63	5.93	6.03	8.35	8.69	7.78	7.24

从表 27 可以看出：

- a) 混凝土面板堆石坝平均安全系数增大值最大，心墙坝和其他坝型相差约 0.5%。

- b) 摩根斯顿—普赖斯法平均安全系数增大值，除心墙坝以外，比其他方法大。
- c) 总平均安全系数增大值，混凝土面板堆石坝达 8.99%，心墙坝和其他坝型分别为 5.67% 和 5.16%。

对上述 11 座土石坝施工期上、下游坝坡、稳定渗流期正常运行及其遇Ⅶ度或Ⅷ度地震时进行计算，6 种方法比瑞典圆弧法稳定安全系数升高总平均值为 6.98%。

- 2) 根据王柏乐主编的《中国当代土石坝工程》一书所列出的 11 座土石坝施工期、稳定渗流期、水库降落期和正常运行遇地震时上、下游坝坡，瑞典圆弧法和简化毕肖普法 93 组滑动面抗滑稳定安全系数资料，其中包括瀑布沟、狮子坪、满拉心墙堆石坝 3 座，计 37 组滑动面资料；水布垭、紫坪铺、珊溪、白溪、桐柏混凝土面板堆石坝 5 座，计 37 组滑动面资料；天荒坪沥青混凝土面板堆石坝 1 座，计 10 组滑动面资料；三峡茅坪溪、冶勒沥青混凝土心墙堆石坝 2 座，计 9 组滑动面资料。采用计及条块间作用力的毕肖普法比不计及条块间作用力的瑞典圆弧法的抗滑稳定安全系数增大的百分数统计平均值见表 28。

表 28 11 座坝简化毕肖普法平均安全系数升高值汇总 %

工 程 名 称	滑动面组数	$(K_2-K_1)/K$ (%) 平均值
瀑布沟水电站砾石土心墙堆石坝	21	8.35
狮子坪水电站碎石土心墙堆石坝	9	20.96
满拉水利枢纽心墙堆石坝	7	1.59
水布垭水电站混凝土面板堆石坝	5	6.69
紫坪铺水利枢纽混凝土面板堆石坝	12	3.5
珊溪水库混凝土面板堆石坝	7	12.47
白溪水库混凝土面板堆石坝	5	13.5

表 28 (续)

工 程 名 称	滑动面组数	$(K_2-K_1)/K$ (%) 平均值
桐柏抽水蓄能电站下水库混凝土面板堆石坝	8	5.78
天荒坪抽水蓄能电站上水库沥青混凝土面板堆石坝	10	5.15
三峡茅坪溪沥青混凝土心墙堆石坝	1	7.16
冶勒水电站沥青混凝土心墙堆石坝	8	15.41
各工程平均值		9.14
各工程计算组数加权平均值	93	8.96

由表 28 可以看出, 上述 11 座土石坝中又包括了沥青混凝土心墙堆石坝和沥青混凝土面板堆石坝, 采用计及条块间作用力的简化毕肖普法比不计及条块间作用力的瑞典圆弧法的抗滑稳定安全系数增大值的范围为 1.59%~20.96%, 总平均值约为 9.0%。

- 3) 碧口大坝下游坝坡稳定渗流期有效应力法的计算结果见表 29。从表中可以看到, 在此处又增加了水平推力法、滑动稳定通用法两种方法, 其安全系数比瑞典法增加值也在 6.5%左右。

综上所述, 以上统计包括了各种类型的土石坝类型, 采用的计算方法包括了目前所应用的各种计及条块间作用力的方法, 统计结果表明, 计及条块间作用力的方法比瑞典圆弧法的抗滑稳定安全系数可增大 7%~9%。

表 29 碧口大坝抗滑稳定计算结果比较

计算方法	抗滑稳定安全系数	比瑞典法增大 %	说 明
瑞典圆弧法	1.46	—	
简化毕肖普法	1.55	6.16	
水平推力法	1.46	0.0	迭代解结果
	1.46	0.0	试算解结果

表 29 (续)

计算方法	抗滑稳定安全系数	比瑞典法增大 %	说 明
美国陆军 工程师团法	1.56	6.85	迭代解结果
	1.55	6.16	试算解结果
罗厄法	1.55	6.16	迭代解结果
斯宾塞法	1.56	6.58	条块之间作用力倾角 $\alpha=20^\circ$
滑动稳定 通用法	1.55	6.16	迭代解结果
	1.56	6.85	试算解结果
扬布法	1.54	5.48	

(2) 与国外的安全系数标准比较。

国外一些部门土石坝抗滑稳定安全系数规定见表 30。

表 30 国外有关规范抗滑稳定安全系数规定汇总表

国家或地区	年代	安 全 系 数				计算方法
		施工期	稳定渗流期	水库骤降	遭遇地震	
美国垦务局	1987 年	1.3~1.4	1.5	1.3	—	斯宾塞法
美国加州 水资源局	—	1.3	1.5	1.2	1.0~1.1	—
美国陆军 工程兵团	1988 年	1.3	1.5	1.3	1.0	改良圆弧法 滑楔法 瑞典圆弧法
加拿大拉格 朗德工程	1973 年	1.3	1.6	1.3	1.1	简化毕肖普法 摩根斯顿法 手算滑楔法 (检验)
澳大利亚 急流口坝	20 世纪 70 年代	1.3	1.6	1.3	1.0~1.2	瑞典圆弧法 简化毕肖普法
前苏联	20 世纪 70 年代	—	—	—	与坝的级别有 关 1.05~1.10	
印度	20 世纪 70 年代	1.25	1.50	1.25	1.00~1.25	
日本	1977 年	—	—	—	1.2	均考虑地震

从国外规定的安全系数标准可看到，地震时安全系数较低。上述安全系数标准与本规范的安全系数标准比较接近。

## 2 关于采用非线性抗剪强度指标抗滑稳定安全系数标准问题。

在以往的计算中人们发现，采用非线性强度指标，坝坡稳定安全系数往往较大。如：① 小浪底大坝按线性和非线性指标计算的坝坡稳定情况见表 31，由表 31 可见，摩根斯顿—普赖斯法计算上、下游坡共 9 种情况，采用非线性强度参数较采用线性强度

表 31 小浪底大坝线性和非线性强度指标稳定计算比较

部位	计算工况	线性强度指标 安全系数 $F$	非线性强度指 标安全系数 $F_n$	$(F_n - F) / F$	方法
上游坡 (D0+217.5)	水位: 230m 地震: 0 度	1.54	1.730	12.3%	摩根斯顿— 普赖斯法
	水位: 230m 地震: 8 度	1.141	1.252	9.7%	
	水位: 230m 地震: 0 度	1.715	2.103	22.6%	
	水位: 230m 地震: 8 度	1.213	1.427	17.6%	
	水位骤降: 275m→230m	1.540	1.855	20.5%	
下游坡 (D0+387.5)	水位: 275m 地震: 0 度	1.582	1.867	18.0%	
	水位: 275m 地震: 8 度	1.333	1.603	20.3%	
	水位: 275m 地震: 0 度	1.582	1.867	18.0%	
	水位: 275m 地震: 8 度	1.333	1.603	20.3%	
平均				17.7%	

表 31 (续)

部位	计算工况	线性强度指标 安全系数 $F$	非线性强度指 标安全系数 $F_n$	$(F_n - F) / F$	方法
下游坡 (D0+387.5)	水位: 275m 地震: 0 度	1.564	1.794	14.7%	简化毕肖 普法
	水位: 275m 地震: 8 度	1.317	1.547	17.5%	
	水位: 275m 地震: 0 度	1.564	1.783	14.0%	
	水位: 275m 地震: 8 度	1.317	1.526	15.9%	
平均				15.5%	
下游坡 (D0+387.5)	水位: 275m 地震: 0 度	1.494	1.719	15.1%	瑞典圆弧法
	水位: 275m 地震: 8 度	1.252	1.473	17.7%	
	水位: 275m 地震: 0 度	1.494	1.691	13.2%	
	水位: 275m 地震: 8 度	1.252	1.448	15.7%	
平均				15.4%	

参数安全系数计算的结果大 9.7%~22.6%，平均增大 17.7%。简化毕肖普法计算下游坝坡 4 种情况，采用非线性强度参数较采用线性强度参数的安全系数计算结果大 14%~15.9%，平均增大 15.5%。瑞典圆弧法计算下游坝坡 4 种情况，采用非线性强度参数较采用线性强度参数安全系数计算的结果大 13.2%~17.7%，平均增大 15.4%。

② 黄河水利委员会勘测规划设计研究院在编制水利口规范时，为了分析采用非线性抗剪强度对稳定安全系数的影响，曾统计计算了 6 座土石坝（心墙坝 3 座，混凝土面板堆石坝 3 座）施工期上、下游坝坡，稳定渗流期正常运用及其遇Ⅶ度或Ⅷ度地震时，分别采用线性和非线性强度参数时，33 组滑动面的抗滑稳定安全系数资

料。在这些资料中，采用非线性强度指标较采用线性强度指标的安全系数计算结果大 4.70%~40.70%，平均增大 17.81%。为此提出了既然采用非线性强度指标计算的坝坡抗滑稳定安全系数较大，那么对规范规定的各级大坝的允许安全系数的标准是否也应作相应调整的问题。

对上述问题，陈祖煜院士等人在“非线性强度指标边坡稳定安全系数取值标准的研究”一文中给出的答案是：采用非线性强度指标进行坝坡抗滑稳定计算是可行的，规范规定的各级大坝的允许安全系数标准不必作相应调整。该文指出：“在以往的计算中人们发现，采用非线性强度指标，坝坡稳定安全系数往往较大。对一级坝，在很多情况下，安全系数的计算值在 1.70~1.79 之间，而规范规定的安全系数是 1.5。这样，就有很多人质疑，在进行非线性稳定分析时，对规范关于各级大坝的允许安全系数的标准是否也要作相应的调整？如果要调整，其依据又何在？应该说，这一问题一直影响着非线性强度指标在坝坡稳定分析中的应用。”同时该文还指出：“这个问题可以通过以下两个方面的深入论证予以解决。① 强度指标的取值原则。土石坝设计规范规定，在进行稳定分析时，应采用抗剪强度指标试验值的小值平均。由于非线性强度试验的数据通常较少，难以恰当地了解相应参数的小值平均，在实际工程设计中，经常出现没有或不当地使用小值平均值的现象，这很可能是安全系数计算值偏高的一个原因。② 边坡稳定的风险分析。边坡失稳概率是衡量其稳定性的一个客观标准，边坡的允许风险标准不会因为采用何种指标而改变。因此，通过对传统所带来的风险的比较，有可能最终解决非线性分析的安全系数标准问题。”该文通过对上述问题的研究得出了以下 3 点结论：“① 在进行非线性边坡稳定分析时，应注意使用  $\phi_0$  和  $\Delta\phi$  的小值平均值而不是均值。通常可以用均值（期望值）减 1.0 倍的标准差来确定小值平均指标（小值平均应为均值减 0.675 倍的标准差，这里取的是近似值——编者注）。② 对以往工程硬岩堆石料的非

线性强度试验数据进行统计分析, 得知硬岩堆石料的 $\phi_0$ 的标准差大致为 $1.5^\circ \sim 3.0^\circ$ ,  $\Delta\phi$ 的标准差大致为 $0.5^\circ \sim 1.5^\circ$ 。在试验数据较少无法进行严格意义的数理统计时, 可按此经验值确定 $\phi_0$ 和 $\Delta\phi$ 的小值平均值, 用实际试验所获得的均值作为该参数的期望值。③ 本文对具有代表意义的一级面板坝按上述硬岩非线性参数进行边坡稳定的确定性和可靠度分析发现, 如果按要求使用 $\phi_0$ 和 $\Delta\phi$ 的小值平均指标, 安全系数在 $1.5 \sim 1.6$ 之间, 可靠度指标在 $4.7 \sim 5.0$ 之间。由此可见, 使用非线性参数的安全系数和可靠度指标, 与传统的线性参数的相应值(即安全系数和可靠度指标的允许值分别为 $1.5$ 和 $4.2$ )处于同一个量级。因此, 在进行非线性分析时, 同样可以使用现有规范中对坝坡允许安全系数所规定的标准。”

事实上, 在原规范中所规定的抗滑稳定允许安全系数标准, 对稳定计算采用的抗剪强度指标并没有限制, 既可采用线性指标, 也可采用非线性指标。原规范附录三第二节第四款中明确指出: “实测的强度包线不一定是直线, 而非线性的强度包线意味着强度指标值随法向压力而变, 宜根据可能出现的滑动面上法向应力的范围, 确定强度指标”。所以, 并不存在采用非线性强度指标进行坝坡稳定计算, 允许安全系数标准应作相应调整的问题。实际上, 粗粒料的线性指标习惯上只计 $\phi$ 值而忽略 $C$ 值, 而非线性指标中却包含了粗粒间的咬合力等, 实际使用的 $\sigma-\tau$ 曲线高于线性指标的 $\sigma-\tau$ 曲线。

在 DL/T 5016—1999《混凝土面板堆石坝设计规范》中 11.1.2 条规定: “粗粒料的抗剪强度与法向应力呈非线性关系, 计算取值时应计及这一特性”。11.1.3 条规定: “堆石坝体稳定分析, 应按照 SDJ 218—84 及其补充规定执行”。即该规范也明确规定, 采用非线性强度指标进行坝坡稳定计算, 允许安全系数标准也不必作相应调整, 最小安全系数仍以满足 SDJ 218—84 及其补充规定的要求为准。



在国外也不乏有土石坝采用非线性抗剪强度指标进行坝坡稳定计算, 允许安全系数标准也不作任何调整的工程实例。如:

(1) 巴西设计的混凝土面板堆石坝和心墙堆石坝, 堆石的抗剪强度采用非线性指标, 并且认为硬岩的内摩擦角可用下式表示:

$$\phi = 52^\circ - 7^\circ \lg (\sigma_n / P_a)$$

式中:

$\sigma_n$ ——作用在滑面上的法向应力。

边坡稳定计算方法采用简化毕肖普法, 正常运用条件的安全系数为 1.50。

(2) 美国 1989 年建成的坝高 79.3m 的 New Spicer Meadow 混凝土面板堆石坝, 其上下游坡率均采用 1:1.4, 坝坡稳定分析采用非线性强度指标。安全系数规定: 正常运用条件为 1.50, 施工期为 1.25; 遇地震时 1.10。安全系数计算结果正常运用条件为 1.68, 地震时为 1.24 (拟静力法, 地震加速度为  $0.15g$ )。

综上所述, 粗粒料采用非线性抗剪强度指标是合理的, 采用非线性抗剪强度指标进行坝坡稳定计算, 规范规定的各级大坝的允许安全系数标准也不需要作任何相应的调整。

3 对于滑楔法的计算, 安全系数的采用标准说明如下:

由于滑楔法是一种仅满足静力平衡的方法, 滑楔间力的方向不同, 对计算结果的合理性影响比较大。在滑楔间作用力假定平行于坡面和滑底斜面的平均坡度时, 其计算结果接近于计及条块间作用力的情况, 故条文中规定安全系数标准采用表 10.3.12 中的规定; 在滑楔间作用力假定为水平时, 其计算结果接近于不计条块间作用力的情况, 故条文中规定安全系数标准采用表 10.3.13 的规定。

10.3.15 为原规范第 7.3.1 条第二段的内容, 是对地震区土石坝稳定分析所作的规定。因为 DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》是按可靠度来分析地震区土石坝稳定性的, 因此, 对地震区土石坝稳定性不按可靠度分析法, 而采用拟静力法计算时,

其稳定安全系数又作了规定。

**附录 F.1.1** 是说明附录 F 是采用以概率理论为基础的极限状态设计法进行坝坡抗滑稳定计算，作为坝坡抗滑稳定计算的另一可供选择的方法。它是根据 GB 50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》规定的概率极限状态设计原则进行编制。

**附录 F.1.3** 按水工建筑物级别，将坝坡划分为三个结构安全级别，是根据 GB 50199—94 的规定。相应的结构重要性系数，是以本标准 10.3.13 及 DL 5180—2003《水电枢纽工程等级划分及设计安全标准》规定的不同工程等级坝坡抗滑稳定的最小安全系数为基础（参见表 10.3.13），根据 GB 50199—94 的有关规定，同时参考 GB 50068—2001《建筑结构可靠度设计统一标准》的有关规定确定的。若以按瑞典圆弧法给出的 2 级坝坡抗滑稳定的最小安全系数为基准，不同工程等级坝坡抗滑稳定最小安全系数的比值（相当于结构重要性系数 $\gamma_0$ ），见表 32。

GB 50199—94 规定，对应于结构安全级别为 I、II、III 级的结构或结构构件，结构重要性系数 $\gamma_0$ 可分别取为 1.1、1.0、0.9。GB 50068—2001 关于结构重要性系数 $\gamma_0$ 的规定如下：对于安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，不应小于 1.1；对于安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件，不应小于 1.0；对于安全等级为三级或设计使用年限为 5 年的结构构件，不应小于 0.9。由此可见，GB 50068—2001 关于结构重要性系数 $\gamma_0$ 的取值，不仅考虑了结构安全级别的影响，还考虑了设计使用年限及不同投资主体对结构可靠度的不同要求。本附录以不同工程等级坝坡抗滑稳定最小安全系数的比值为基础（参见表 32），同时参考 GB 50199—94 及 GB 50068—2001 关于结构重要性系数的取值规定，对于结构安全级别为 I、II、III 级坝坡的抗滑稳定计算，相应的结构重要性系数 $\gamma_0$ 分别取为 1.1、1.0 及 0.9。

表 32 坝坡抗滑稳定最小安全系数的比值

运 用 条 件	工 程 等 级			
	1	2	3	4、5
正常运用条件	1.040	1.000	0.960	0.920
非常运用条件 I	1.043	1.000	0.957	0.913
非常运用条件 II	1.048	1.000	1.000	0.952
不同运用条件下的平均值	1.044	1.000	0.972	0.928

由表 32 的计算结果可以看出,对于结构安全级别为 I 级的 1 级坝坡和结构安全级别为 III 级的 4、5 级坝坡,当  $\gamma_0$  分别取为 1.1 及 0.9 时,1 级坝坡抗滑稳定的安全度水平将有所提高,而 4、5 级坝坡抗滑稳定的安全度水平将有所降低,为使采用可靠度方法后的安全度水平不致波动过大,本附录在确定结构系数  $\gamma_0$  时予以适当调整。对于结构安全级别为 II 级的 3 级坝坡,其抗滑稳定的安全度水平将提高 4% 左右,考虑到土石坝坝坡抗滑稳定的重要性,适当提高 3 级坝坡抗滑稳定的安全度水平也是合理的。

附录 F.1.4 本条所给出的三种设计状况是根据 GB 50199—94 的有关规定,按本标准 4.0.5 及 10.3.2 规定的稳定计算工况划分的。

本附录给出的不同设计状况下的设计状况系数  $\psi$ ,是以本标准不同运用条件下坝坡抗滑稳定的最小安全系数的比值(相当于不同设计状况下的设计状况系数  $\psi$ )为基础,同时参考国内外有关规范的规定确定的。若以正常运用条件下坝坡抗滑稳定的最小安全系数为基准,不同运用条件下的坝坡抗滑稳定最小安全系数的比值见表 33。

表 33 不同运用条件下坝坡抗滑稳定最小安全系数的  
比值(瑞典圆弧法)

运用条件	工 程 等 级				不同工程等级下的平均值
	1	2	3	4、5	
正常运用条件	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
非常运用条件 I	0.92	0.92	0.92	0.91	0.92
非常运用条件 II	0.85	0.84	0.88	0.87	0.86

由表 33 所列计算结果可以看出,对应于持久状况(正常运用条件)、短暂状况(非常运用条件 I)、偶然状况(特殊运用条件,即非常运用条件 II),设计状况系数 $\psi$ 宜分别取为 1.0、0.9 及 0.85。

**附录 F.1.5** 根据 GB 50199—94 的规定,对于承载能力极限状态,土石坝抗滑稳定计算时,一般应考虑三种设计状况(持久、短暂、偶然状况)和两种作用效应组合情况(持久或短暂状况下的基本组合及偶然状况下的偶然组合)。

**附录 F.1.6** 根据 GB 50199—94 的规定,对于承载能力极限状态下的土石坝抗滑稳定计算,采用 GB 50199—94 推荐的 5 系数(即结构重要性系数 $\gamma_0$ ,设计状况系数 $\psi$ ,作用分项系数 $\gamma_L$ 、 $\gamma_Q$ ,材料性能分项系数 $\gamma_c$ 、 $\gamma_s$ 和结构系数 $\gamma_R$ )及各设计变量的标准值表示。

设计表达式中各分项系数的取值,是以本规范规定的坝坡抗滑稳定的最小安全系数为基础,根据各基本变量的统计特征及目标可靠指标,经过可靠度分析,同时参考国内外有关规范的规定,并结合工程经验优选确定的。现将分项系数取值的有关问题作一简要说明。

1 结构重要性系数 $\gamma_0$ :用来考虑不同安全级别的坝坡抗滑稳定应有不同的安全度水平。详见附录 F.1.3 的说明。

2 设计状况系数 $\psi$ :用来考虑土石坝坝坡的抗滑稳定在不同的设计状况下应有不同的安全度水平。详见附录 F.1.4 的说明。

3 作用分项系数 $\gamma_L$ 、 $\gamma_Q$ :用来考虑作用对其标准值的不利变异。土石坝坝坡抗滑稳定计算时,应考虑的作用主要有土体自重和孔隙压力及地震作用。作用的标准值或代表值及其分项系数,除本标准已有规定者外,应按 DL 5077—1997《水工建筑物荷载设计规范》和 DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定取用。

1) 关于土体自重的分项系数 $\gamma_L$ :根据 DL 5077—1997 规定,土石坝抗滑稳定计算时,土体自重的分项系数 $\gamma_L$ 应采用 1.0。

- 2) 关于孔隙压力的分项系数 $\gamma_Q$ : 孔隙压力的标准值可按本规范的有关规定计算。考虑到孔隙压力的影响因素较多, 目前统计资料还很少, DL 5077—1997 未及列入孔隙压力的有关规定。因此, 本附录暂不考虑孔隙压力的变异性, 直接取孔隙压力的分项系数 $\gamma_Q=1.0$ , 待今后逐步积累这方面的统计资料, 条件成熟后再根据相应的统计参数, 给出比较合适的孔隙压力分项系数。

4 关于材料性能分项系数 $\gamma_c$ 、 $\gamma_f$ : 用来考虑材料性能对其标准值的不利变异。土石坝抗滑稳定计算时, 材料性能设计指标即土体抗剪强度(黏聚力 $c$ 与内摩擦角 $\varphi$ 或摩擦系数 $f=\tan\varphi$ )的设计指标。现将土体抗剪强度设计指标的取值规定简介如下。

1) 土体抗剪强度指标标准值的取值原则。

GB 50199—94 规定, 岩、土材料强度的标准值可采用其概率分布的 0.1 分位值, 但本标准和我国现行《土工试验规程》(SD 128—84、SD 128—86、SD 128—87) 及我国土石坝抗滑稳定设计的实践中, 土体抗剪强度指标多采用小值平均值, 也有采用标准差平均值或保证率平均值的。为了照顾工程设计人员的习惯用法, 本附录建议, 土体抗剪强度指标的标准值宜按小值平均值确定, 亦即按其概率分布的 0.25 分位值确定土体抗剪强度指标的标准值, 即取强度标准值为 $\mu-0.675\sigma$  ( $\mu$ 、 $\sigma$ 为其均值及标准差), 保证率为 75%; 也可采用保证率平均值, 即取强度标准值为

$$\mu - t_\alpha \sigma / \sqrt{n} = \gamma_s \mu, \text{ 当取 } \alpha=0.05 \text{ 时, } \gamma_s = 1 - \left( \frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta, \text{ } n$$

一般不宜小于 6。

2) 土体抗剪强度指标设计值及相应的材料性能分项系数的确定。

土体抗剪强度指标设计值取为土体抗剪强度标准值除以相应的材料性能分项系数 $\gamma_c$ 、 $\gamma_f$ 。按照 GB 50199—94 的有关规定, 推求土体抗剪强度指标的材料性能分项系数时, 本附录建议土体抗

剪强度指标设计值可采用其概率分布的 0.15 分位值, 即取为  $\mu - 1.036\sigma$ , 保证率为 85%。由此, 利用国内外土石坝工程土体抗剪强度的试验数据和统计资料, 经过大量的统计分析计算, 发现土体抗剪强度指标  $c$ 、 $f$  无论是按有效应力法还是按总应力法确定,  $c$ 、 $f$  均可分别取用相同的分项系数。经研究, 土体抗剪强度指标的材料性能分项系数可分别取为  $\gamma_c = 1.2$ ,  $\gamma_f = 1.05$ , 与国内外采用分项系数设计表达式的有关规范的  $\gamma_c$ 、 $\gamma_f$  取值相比较 (见表 34), 该取值与国内外规范的取值是比较接近的。另外,  $c$ 、 $f$  的概率分布类型宜用对数正态分布来模拟。

表 34 国内外有关规范  $\gamma_c$ 、 $\gamma_f$  取值的比较

序号	国别	规范名称或代号	$\gamma_c$	$\gamma_f$	$\gamma_c/\gamma_f$
1	欧洲	Eurocode 7 (ENV 1997—1) 《岩土工程设计》	1.6 ( $c'$ ) 1.4 ( $c_u$ )	1.25	1.28~1.12
2	加拿大	National Building Code of Canada (1985)	1.54	1.25	1.23
3	中国	本附录	1.2	1.05	1.14

对于堆石、砂砾石等粗粒料非线性抗剪强度指标 (土体滑动面的摩擦角) 的材料性能分项系数, 根据抗滑稳定相当安全系数的计算分析, 可暂取  $\gamma_f = 1.1$ 。

5 关于结构系数  $\gamma_d$ :  $\gamma_d$  是采用概率极限状态设计法时, 为达到承载能力极限状态所规定的目标可靠指标而设置的分项系数。 $\gamma_d$  主要用来涵盖以下不定性因素: 作用效应计算模式的不定性; 结构构件抗力计算模式的不定性;  $\gamma_0$ 、 $\psi$  及作用分项系数、材料性能分项系数等未能反映的其他各种变异性。本附录所给出的结构系数, 是采用按工程经验校准法与按可靠度分析法相结合的方法, 以采用可靠度方法后的安全度水平及材料用量不致波动过大为原则, 兼顾实用方便的要求, 经综合分析比较后确定的。详见附录 F.1.9~F.1.11 的条文说明。

附录 F.1.9~F.1.11 关于土石坝坝坡抗滑稳定的安全度设置水平及结构系数 $\gamma_d$ 的确定。

### 1 关于坝坡抗滑稳定的安全度设置水平。

根据 GB 50199—94 的有关规定, 利用可靠度分析中的一次二阶矩法 (亦称 JC 法), 对本规范正常运用条件下坝坡抗滑稳定计算所采用的瑞典圆弧法、简化毕肖普法、摩根斯顿—普赖斯法和滑楔法进行了可靠度校准分析, 可靠度分析时考虑了不同的工程等级、不同的作用效应组合及不同的作用效应比值和不同的抗力比值及抗剪强度指标  $c'$ 、 $\tan \varphi'$  之间的相关性的影响, 不同工程等级、不同作用效应组合及不同作用效应比值和不同抗力比值下的可靠指标的平均值见表 35, 据此提出了本附录作为坝坡抗滑稳定设计依据的目标可靠指标的取值建议, 也一并列于表 35 中。

表 35 坝坡抗滑稳定可靠度校准分析的结果及  
目标可靠指标的取值建议

水工建筑物级别			I	2、3	4、5
结构安全级别			I	II	III
单一安全系数	瑞典圆弧法		1.30	1.25 (1.20)	1.15
	简化毕肖普法		1.50	1.35 (1.30)	1.25
总体可靠指标 $\beta$ 的平均值	瑞典圆弧法		3.93	3.60 (3.26)	2.90
	简化毕肖普法		4.62	3.71 (3.39)	3.05
	摩根斯顿—普赖斯法		4.65	3.74 (3.41)	3.07
	滑楔法	$\beta_i=0$	3.90	3.57 (3.22)	2.86
		$\beta_i \neq 0$	4.65	3.70 (3.37)	3.02
GB 50199—94 推荐的目标可靠指标 $\beta_i$			4.2	3.7	3.2
本附录目标可靠指标 $\beta_i$ 的取值建议			4.2	3.7	3.2
注: 表中括号内数值为 3 级坝坡抗滑稳定的安全系数或可靠指标。					

由表 35 所列计算结果可以看出:

(1) 除 1 级坝坡, 由于两种方法安全系数的取值差别较大,

使得简化毕肖普法的可靠指标高出瑞典圆弧法的可靠指标较多以外,对于2、3级和4、5级坝坡,两种方法求得的可靠指标是非常接近的,两者偏差幅度小于5%。

(2) 采用瑞典圆弧法时,本标准不同工程等级的坝坡在不同设计条件下抗滑稳定可靠指标的平均值,略低于 GB 50199—94 推荐的不同结构安全级别二类破坏的目标可靠指标。抗滑稳定安全度设置水平宜作适当提高。

采用简化毕肖普法时,本标准1级坝坡的可靠指标略高于 GB 50199—94 推荐的Ⅰ级结构二类破坏的目标可靠指标4.2;2级坝坡抗滑稳定的可靠指标与 GB 50199—94 推荐的Ⅱ级结构二类破坏的目标可靠指标3.7基本相当;3级坝坡抗滑稳定的可靠指标低于 GB 50199—94 推荐的Ⅱ级结构二类破坏的目标可靠指标3.7;4、5级坝坡抗滑稳定的可靠指标低于 GB 50199—94 推荐的Ⅲ级结构二类破坏的目标可靠指标3.2。由此可见,采用简化毕肖普法进行坝坡抗滑稳定分析时,本标准坝坡抗滑稳定的安全度设置水平是基本合适的。坝坡抗滑稳定的安全度设置水平宜基本维持在本标准的历史经验水平上,仅需对个别抗滑稳定安全度设置水平偏高或偏低的情况作适当调整即可,如1级坝坡的可靠指标略微偏高,而3级坝坡及4、5级坝坡抗滑稳定的可靠指标略微偏低一些,宜作适当调整。

采用摩根斯顿—普赖斯法进行坝坡抗滑稳定分析,抗滑稳定安全系数按本标准取用时,可靠度校准分析的结果与简化毕肖普法可靠度校准分析结果基本相当。坝坡抗滑稳定安全度设置水平的调整与简化毕肖普法的相同。

当假定滑楔之间的作用力为水平,即 $\beta_i=0$ 时,坝坡抗滑稳定的安全系数可按瑞典圆弧法的规定取值,可靠度校准结果与瑞典圆弧法的可靠度校准结果基本相当。坝坡抗滑稳定安全度设置水平的调整与瑞典圆弧法的相同。

当假定滑楔之间的作用力平行于坡面或平行于坡面与楔底斜



面的平均坡度, 即 $\beta \neq 0$ 时, 坝坡抗滑稳定的安全系数可按简化毕肖普法的规定取值, 可靠度校准分析的结果与简化毕肖普法的可靠度校准结果基本相当。坝坡抗滑稳定安全度设置水平的调整与简化毕肖普法的相同。

与国内外同类规范和类似工程的可靠度水平相比, 我国港工规范岸坡抗滑稳定的可靠度校准分析结果为: 当抗滑稳定安全系数 $K=1.1\sim 1.3$ , 土体抗剪强度采用固结快剪指标时, 基于简化毕肖普法的可靠指标的计算结果为 $2.52\sim 4.06$ , 据此建议固结快剪抗滑稳定的目标可靠指标可取为 $\beta_r=2.5\sim 4.0$ ; 欧洲规范《岩土工程设计》(ENV 1999—1) 规定承载能力极限状态下的目标可靠指标为 3.8; 美国陆军工程师团 ETL 1110—2—547 (1997) 推荐的岩土工程边坡抗滑稳定的目标可靠指标的平均值在 $2.5\sim 3.0$ 之间; 陈祖煜等学者对糯扎渡心墙坝 (2004 年)、十三陵抽水蓄能电站上池面板坝 (2003 年) 进行可靠度分析, 因实际坝坡的安全系数远大于规定的安全系数, 因而求得的可靠指标均较大, 如糯扎渡达 4.791 以上 (安全系数 1.70 以上), 十三陵为 3.76 (安全系数为 1.547) 及 4.10 (安全系数为 1.986); 金塔拉大坝 (King Tala Dam) 稳定渗流期可靠度分析的结果为 $\beta_N$  (正态)  $\approx 3.185$  及 $\beta_{LN}$  (对数正态)  $\approx 4.090$  ( $K=1.732$ ); 国内外有关学者关于边坡和土石坝坝坡的抗滑稳定的安全度设置水平的建议, 归纳起来, 可接受的失效概率为 $10^{-3}\sim 10^{-5}$ , 相应的可靠指标为 $3.10\sim 4.26$ 。

根据本标准可靠度校准分析的结果, 同时参考国内外同类规范关于目标可靠指标的取值规定和类似工程的可靠度分析结果, 本附录建议, 采用瑞典圆弧法、简化毕肖普法、摩根斯顿—普赖斯法和滑楔法进行坝坡抗滑稳定分析时, 坝坡抗滑稳定的安全度设置水平总体上宜基本维持在现行规范的历史经验水平上, 仅需对个别抗滑稳定安全度设置水平偏高或偏低的不合理情况作适当调整即可, 相应于结构安全级别为 I、II、III 级的坝坡, 抗滑稳定的目标可靠指标可分别取与 GB 50199—94 推荐的不同结构安

全级别二类破坏的目标可靠指标相同，即目标可靠指标可分别取为 4.2、3.7 和 3.2，见表 35。

2 关于结构系数 $\gamma_d$ 的确定。

本附录所给出的结构系数是采用按工程经验校准与按可靠度分析相结合的方法，以与单一安全系数法的抗滑稳定安全度水平及材料用量不致波动过大为原则，兼顾实用方便的要求，经综合分析比较后确定的。

- 1) 按工程经验校准法确定结构系数。其要点是：以本附录已确定的各个分项系数及待定的结构系数所组成的相当安全系数，与计及条块间作用力的坝坡抗滑稳定最小安全系数（见表 35）相等的原则，推求土石坝坝坡抗滑稳定的结构系数。
- 2) 按可靠度分析法确定结构系数。其要点是：根据可靠度校准分析已确定的目标可靠指标 $\beta_t$ 和各基本变量的统计参数与概率分布类型以及预先选定的有关分项系数（如作用分项系数、土体抗剪强度的材料性能分项系数、结构重要性系数等），采用 GB 50199—94 推荐的一次二阶矩法（即 JC 法），以持久状况（正常运用条件）下的基本组合为基础，按土石坝坝坡在不同设计条件下的抗滑稳定可靠指标都是最佳地逼近目标可靠指标 $\beta_t$ ，利用最小二乘法的优化原理，求得坝坡抗滑稳定的最优结构系数 $\gamma_d$ 。优化的目标是：按选定的 $\gamma_d$ 与其他分项系数设计的土石坝坝坡所具有的抗滑稳定可靠指标 $\beta$ 与目标可靠指标 $\beta_t$ 之间，在总体上误差最小。

在综合分析两种方法确定的结构系数取值的基础上，按照与单一安全系数法的安全度水平及材料用量不致波动过大的原则，经适当的归并与取整后，即得本附录推荐的抗滑稳定结构系数的取值。分项系数设计表达式的相当安全系数和可靠度分析的结果表明，按本附录推荐的分项系数取值方案进行坝坡抗滑稳定设计，

可使坝坡抗滑稳定的安全度水平基本维持在本规范单一安全系数法的水平上。

为了检验分项系数取值方案的合理与否,在专题研究过程中,分别从分项系数设计表达式的相当安全系数的比较和可靠度校准分析的角度进行了论证。

检验分项系数取值是否基本合适的标志之一,是对所选定的分项系数取值,按分项系数设计表达式进行可靠度分析,看其能否使土石坝坝坡抗滑稳定在不同的设计条件下,均具有较佳的可靠度一致性,与规定的目标可靠指标之间的差值能否基本控制在 $\pm 0.25$ 之内。

根据土石坝坝坡抗滑稳定分析的分项系数设计表达式及相应的分项系数取值方案,采用 GB 50199—94 推荐的一次二阶矩法(即 JC 法),对 II 级坝坡持久状况基本组合下的可靠度进行了校准分析,当 $\gamma_d=1.10$ 时,基于不计条块间作用力的瑞典圆弧法的分项系数设计表达式求得的可靠指标见表 36;当 $\gamma_d=1.20$ 时,基于计及条块间作用力的简化毕肖普法的分项系数设计表达式求得的可靠指标见表 37。

表 36 基于瑞典圆弧法的分项系数设计表达式 $\gamma_d=1.10$ 的可靠指标 $\beta$

土类	$\rho_k$	$\rho_k \backslash \rho_k$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	不同 $\rho_k$ 下 $\beta$ 的平均值
无黏性土	0.0		2.79	2.74	2.67	2.58	2.47	2.65
黏性土	0.3		3.93	4.04	4.15	4.23	4.25	4.12
	0.5		4.29	4.25	4.16	4.02	3.82	4.11
	0.8		3.86	3.71	3.55	3.37	3.18	3.53
	1.0		3.54	3.40	3.25	3.09	2.93	3.24
	1.2		3.29	3.16	3.03	2.89	2.76	3.03
	1.5		3.02	2.91	2.80	2.69	2.58	2.80
不同 $\rho_k$ 下 $\beta$ 的平均值			3.53	3.46	3.37	3.27	3.14	3.35

表 37 基于简化毕肖普法的分项系数设计表达式

 $\gamma_d=1.20$  的可靠指标 $\beta$ 

土类	$\rho_c \backslash \rho_u$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	不同 $\rho_u$ 下 $\beta$ 的平均值
无黏性土	0.0	2.77	2.72	2.66	2.59	2.49	2.65
黏性土	0.3	3.23	3.38	3.55	3.73	3.93	3.56
	0.5	3.99	4.10	4.18	4.21	4.17	4.13
	0.8	4.20	4.14	4.03	3.89	3.71	3.99
	1.0	4.03	3.92	3.78	3.62	3.44	3.76
	1.2	3.83	3.70	3.56	3.41	3.24	3.55
	1.5	3.55	3.43	3.30	3.17	3.04	3.30
不同 $\rho_c$ 下 $\beta$ 的平均值		3.66	3.63	3.58	3.52	3.43	3.56

由表 36 和表 37 的计算结果可以看出：

(1) 采用基于不计条块间作用力的瑞典圆弧法分项系数设计表达式进行坝坡抗滑稳定计算，当取 $\gamma_d=1.10$ 时，Ⅱ级坝坡在持久状况基本组合下，可靠指标的总体平均值为 3.35，比本附录建议的Ⅱ级坝坡抗滑稳定的目标可靠指标 3.70 偏低一些。

(2) 采用基于计及条块间作用力的简化毕肖普法的分项系数设计表达式进行坝坡抗滑稳定计算，当取 $\gamma_d=1.20$ 时，Ⅱ级坝坡在持久状况基本组合下，可靠指标的总体平均值为 3.56，比本附录建议的Ⅱ级坝坡抗滑稳定的目标可靠指标 3.70 略低。

检验分项系数取值是否合理的另一标志，是与本规范规定的单一安全系数法的安全度设置水平波动不宜过大，根据本附录建议的分项系数取值方案，反算出分项系数设计表达式的相当安全系数，并与本规范规定的单一安全系数法进行了对比分析。为简明起见，这里以基于不计条块间作用力的瑞典圆弧法和基于

计及条块间作用力的简化毕肖普法为例, 对分项系数取值方案的安全度设置水平进行比较。

基于瑞典圆弧法和基于简化毕肖普法的分项系数设计表达式, 其相当安全系数  $K_2$  可分别按下列公式计算:

$$K_2 = \gamma_0 \psi \gamma_G \gamma_d \frac{1 - \rho_u + \rho_c}{\frac{\gamma_G}{\gamma_f} - \frac{\gamma_Q}{\gamma_f} \rho_u + \frac{1}{\gamma_c} \rho_c} \quad (\text{基于瑞典圆弧法}) \quad (1)$$

$$K_2 = \frac{\gamma_0 \psi \gamma_d (1 + \rho_c)}{\frac{1}{\gamma_f} + \frac{1}{\gamma_c} \rho_c} \quad (\text{基于简化毕肖普法}) \quad (2)$$

$$\rho_c = \frac{c' b \sec \alpha}{(W \sec \alpha - u b \sec \alpha) \tan \varphi'} \quad (3)$$

式中:

$\gamma_0$ ——结构重要性系数, 对于结构安全级别分别为 I、II、III 级的坝坡,  $\gamma_0$  可分别取为 1.1、1.0、0.9;

$\psi$ ——设计状况系数, 对于持久、短暂、偶然状况,  $\psi$  可分别取为 1.0、0.9、0.85;

$\gamma_d$ ——结构系数, 采用计及条块间作用力的简化毕肖普法时,  $\gamma_d$  不应小于 1.2, 采用不计及条块间作用力的瑞典圆弧法时,  $\gamma_d$  不应小于 1.1;

$c'$ 、 $\varphi'$ ——土条底面的有效应力抗剪强度指标;

$\gamma_c$ 、 $\gamma_f$ ——土体抗剪强度指标的材料性能分项系数,  $\gamma_c=1.2$ ,  $\gamma_f=1.05$ , 对于堆石、砂砾石等粗粒料非线性抗剪强度指标 (土体滑动面的摩擦角) 的材料性能分项系数,  $\gamma_f=1.1$ ;

$\rho_c$ ——土条的凝聚力与摩擦力的比值, 计算相当安全系数时分别取  $\rho_c=0.0$ 、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0;

$W$ ——土条重力;

$u$ ——作用于土条底面的孔隙压力；

$\alpha$ ——条块重力线与通过此条底面中点的半径之间的夹角；

$b$ ——土条宽度。

分项系数设计表达式的相当安全系数  $K_2$  与本规范单一安全系数  $K_1$  的差值可按下列公式计算：

$$D = \frac{K_2 - K_1}{K_1} (\%) \quad (4)$$

由式 (1) 和 (2) 即可求得不同工程结构安全级别、不同设计状况下的相当安全系数  $K_2$ ，见表 38～表 39。表中还同时给出了由式 (4) 计算的  $K_2$  与  $K_1$  的差值百分比。

表 38 分项系数设计表达式的相当安全系数与单一安全系数的比较

(基于瑞典圆弧法,  $\gamma_0=1.10$ )

结构安全级别 设计状况		I 级 ( $\gamma_0=1.1$ )		II 级 ( $\gamma_0=1.0$ )		III 级 ( $\gamma_0=0.9$ )	
		$\frac{K_1}{K_2}$	$D$ %	$\frac{K_1}{K_2}$	$D$ %	$\frac{K_1}{K_2}$	$D$ %
持久状况	$\psi=1.0$	$\frac{1.30}{1.343}$	3.31	$\frac{1.25(1.20)}{1.221}$	-2.32 (1.75)	$\frac{1.15}{1.099}$	-4.43
短暂状况	$\psi=0.9$	$\frac{1.20}{1.209}$	0.75	$\frac{1.15(1.10)}{1.099}$	-4.43 (-0.09)	$\frac{1.05}{0.989}$	-5.81
偶然状况	$\psi=0.85$	$\frac{1.10}{1.142}$	3.82	$\frac{1.05(1.05)}{1.038}$	-1.14 (-1.14)	$\frac{1.0}{0.934}$	-6.60
注：表中括号内数值为分项系数设计表达式的相当安全系数与本规范 3 级坝坡的最小安全系数的比较 (下同)。							

表 39 分项系数设计表达式的相当安全系数与单一安全系数的比较  
(基于简化毕肖普法,  $\gamma_d=1.20$ )

设计状况 \ 结构安全级别		I 级 ( $\gamma_0=1.1$ )		II 级 ( $\gamma_0=1.0$ )		III 级 ( $\gamma_0=0.9$ )	
		$\frac{K_1}{K_2}$	D %	$\frac{K_1}{K_2}$	D %	$\frac{K_1}{K_2}$	D %
持久状况	$\psi=1.0$	$\frac{1.50}{1.499}$	-0.07	$\frac{1.35(1.30)}{1.363}$	0.96 (4.85)	$\frac{1.25}{1.226}$	-1.92
短暂状况	$\psi=0.9$	$\frac{1.30}{1.349}$	3.77	$\frac{1.25(1.20)}{1.226}$	-1.92 (2.17)	$\frac{1.15}{1.104}$	-4.00
偶然状况	$\psi=0.85$	$\frac{1.20}{1.274}$	6.17	$\frac{1.15(1.15)}{1.158}$	0.70 (0.70)	$\frac{1.10}{1.042}$	-5.27
注: 表中括号内数值为分项系数设计表达式的相当安全系数与本规范 3 级坝坡的最小安全系数的比较 (下同)。							

由表 38 和表 39 的计算结果可以看出:

(1) 根据本附录提出的分项系数取值方案, 基于不计条块间作用力的瑞典圆弧法和计及条块间作用力的简化毕肖普法进行坝坡抗滑稳定计算时, 分项系数设计表达式在不同结构安全级别及不同设计状况下的安全度设置水平与本规范单一安全系数法的安全度设置水平大体相当。

(2) 采用基于瑞典圆弧法分项系数设计表达式进行坝坡抗滑稳定计算, 当取结构系数  $\gamma_d=1.10$  时, II、III 级坝坡的相当安全系数比本规范单一安全系数法的安全度设置水平有所降低, 但降低的幅度可基本控制在 5% 以内。

(3) 按基于计及条块间作用力的简化毕肖普法进行坝坡抗滑稳定计算, 当取结构系数  $\gamma_d=1.20$  时, I、III 级坝坡的相当安全系

数比本规范单一安全系数法的安全度设置水平略有降低，但降低的幅度可基本控制在5%以内。

综上，按本附录推荐的分项系数设计表达式和相应的分项系数取值方案进行坝坡抗滑稳定计算，可使坝坡抗滑稳定的安全度设置水平基本维持在本规范单一安全系数法的水平上，因而可以认为，本附录建议的分项系数取值方案是基本合适的。

**附录 F.2.1~F.2.2** 根据分项系数设计表达式的要求，圆弧滑动法给出了条块间侧向作用力为水平方向的条分法和不计条块间作用力的条分法；非圆弧滑动法给出了条块间作用力为任意方向的条分法和滑楔法。

需要特别说明的是，这里因分项系数设计表达式的要求，将5系数引入公式中。新公式没有用原名，而以其原理命名，说明其来源。

另外还应特别说明的是，碾压式土石坝坝坡采用可靠度方法的抗震稳定计算，既可按 DL 5073—2000《水工建筑物抗震设计规范》的规定进行计算，也可按本标准附录 F 的有关公式进行计算，但有两点值得注意：

(1) 附录 F 中给出的抗滑稳定的有关计算公式，只列入了静力作用效应，需要进行抗震稳定验算时，应在附录 F 给出的抗滑稳定的有关计算公式中增加地震作用效应一项，地震作用效应应按 DL 5073—2000 的有关规定进行计算。

(2) 附录 F 中给出的结构系数，与 DL 5073—2000 中给出的结构系数是不同的，二者不可混用。由 DL 5073—2000 关于土石坝抗震稳定计算的条文说明可知，DL 5073—2000 关于土石坝抗震稳定的结构系数  $\gamma_d$ ，是假定作用分项系数  $\gamma_G$ 、 $\gamma_Q$ 、 $\gamma_E$  均取为 1.0，且假定土体抗剪强度指标的材料性能分项系数  $\gamma_c$ 、 $\gamma_f$  均取为 1.0 而导出的；而附录 F 中给出的结构系数  $\gamma_d$ ，是假定作用分项系数  $\gamma_G$ 、 $\gamma_Q$ 、 $\gamma_E$  均取为 1.0，但土体抗剪强度指标的材料性能分项系数分别取为  $\gamma_c=1.2$ 、 $\gamma_f=1.05$  而导出的。



下面以简化毕肖普法为例，说明附录 F 抗震稳定的安全度设置水平与 DL 5073—2000 关于土石坝抗震稳定的安全度设置水平是基本一致的。因此，碾压式土石坝坝坡的抗震稳定计算，既可按 DL 5073—2000 的有关规定进行计算，也可按本规范附录 F 的有关规定进行计算，但应注意二者不可混用。

DL 5073—2000 关于土石坝采用简化毕肖普法进行抗震稳定验算的相当安全系数  $K_1$  可按式 (5) 计算：

$$K_1 = \gamma_0 \psi \gamma_d \quad (5)$$

式中：

$\gamma_0$  ——结构重要性系数，对于结构安全级别为 I、II、III 级的土石坝坝坡， $\gamma_0$  分别取为 1.1、1.0、0.9；

$\psi$  ——设计状况系数，可取 0.85；

$\gamma_d$  ——结构系数，按 DL 5073—2000 的规定， $\gamma_d = (1.05 \sim 1.10) \times 1.20 = 1.26 \sim 1.32$ 。

本附录 F 源自简化毕肖普法的抗震稳定验算的相当安全系数  $K_2$  按式 (2) 和式 (3) 的偶然状况偶然组合计算。限于统计资料很少，计算坝坡抗震稳定的相当安全系数时，土条的凝聚力与摩擦力的比值  $\rho_c$  近似取与静力计算时的相同，即取  $\rho_c = 0.0、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0$ 。

本附录 F 源自简化毕肖普法的坝坡抗震稳定验算的相当安全系数  $K_2$ ，与 DL 5073—2000 关于土石坝采用简化毕肖普法进行坝坡抗震稳定验算的相当安全系数  $K_1$  的差值百分比，仍可按式 (4) 计算。

由式 (2) ~ 式 (5) 求得的 DL 5073—2000 及本标准 F 抗震稳定的相当安全系数的比较见表 40。由表 40 可以看出，本附录 F 建议的分项系数取值方案在偶然状况偶然组合下的坝坡抗震稳定安全度设置水平，与 DL 5073—2000 的坝坡抗震稳定安全度设置水平基本相当，且略有提高。

表 40 碾压式土石坝抗震稳定相当安全系数的比较

规范类别	结构安全级别			备 注
	I	II	III	
DL 5073— 2000 $K_1$	1.227~1.286	1.116~1.169	1.004~1.052	$\gamma_0=1.1、1.0、0.9$ ; $\psi=0.85$ ; $\gamma_d=1.26\sim1.32$
本标准附录 F $K_2$	1.274	1.158	1.042	$\gamma_0=1.1、1.0、0.9$ ; $\psi=0.85$ ; $\rho=0.0、1.0、2.0、3.0、4.0、5.0$ ; $\gamma_d=1.20$
$D$ %	3.83~0.93	3.76~0.94	3.78~0.95	

## 10.4 应力和变形计算

10.4.1 及附录 G 关于沉降计算。10.4.1 为原规范第 7.4.1 条。附录 G 为原规范附录四。原规范第一、二、三节本次修订分别列为 G1、G2、G3。G1、G2 保留原第一、二节内容不变。对原第三节进行了修改，删除原文第三、四、五、六、九、十款，第三、四、五、六款内容包括由饱和土或由多种不同性质黏性土层组成坝基的沉降计算，以及沉降量与时间的关系、沉降过程计算等，因为这些计算较为复杂，同时工程上也很少使用。第九、十款已编写在正文中。增加了当坝基覆盖层很深时，如何确定受压层的计算深度以及有关混凝土面板堆石坝的沉陷量、黄土和软弱黏土坝基的沉陷量、考虑坝基侧向变形影响时坝基的沉陷量方面的条文。

根据计算的坝体各部位的不均匀沉降量和不均匀沉降梯度，初步判断发生裂缝的可能性，并没有成熟的判别标准。实际工程中，除采用经验公式判别外，还需要参考类似工程的原型观测成果进行对比分析。根据坝体不均匀沉降量和不均匀沉降梯度，初步判断发生裂缝的方法有：① 经验法，Justo 考察了 180 座土石坝，提出了达到开裂的沉陷量。② 倾度法，即用不均匀沉降梯度来估算裂缝产生的可能性，这种方法是以沉降观测资料为基础的，

故能较好地反映土坝原体的复杂因素。③ 等值梁法,按不均匀沉降沿坝轴线引起的挠曲来估计坝顶水平应变 $\epsilon_1$ ,从而来判断横向裂缝。④ 李君纯的水平裂缝估算公式等。

10.4.2 为原规范第 7.4.2 条及修改和补充规定第 1.0.18 条。近 25 年来,我国在土石坝应力和变形的有限元计算方面做了大量工作,积累了较丰富的资料和经验。尽管如此,有限元的计算结果仍仅能作为土石坝定性的设计参考,达不到定量控制设计的程度。同时由于有限元计算具有复杂和工作量大的特点,因此条文中仅规定 1 级、2 级高坝及建于复杂和软弱地基上的大坝应进行这项工作。

根据有限元计算结果,分析坝体是否发生塑流区、拉应力区、裂缝、防渗体的水力劈裂、混凝土面板堆石坝周边缝及垂直缝的可能变形等工作,也是必要的。因此条文中明确提出了要求。对于不同的坝,要根据实际情况、设计阶段选择分析的项目和深度。由于计算结果只能定性地反映坝的情况,因此当计算结果表明可能需要采取工程措施时,还需要参照类似工程经验,确定是否需要和如何采取相应的工程措施。

10.4.3 为新增条文。规定如何确定坝顶竣工后的预留沉降超高。根据以往工程经验,土质防渗体分区坝的坝顶预留沉降超高一般为坝高的 1%。

10.4.4 为新增条文。规定当计算的竣工后坝顶沉降量与坝高的比值大于 1% 时,应论证选择的坝料填筑标准的合理性和采取工程措施的必要性。详见 8.1.1 说明。

10.4.5 为原规范第 7.4.3 条。但增加了“弹塑性应力应变关系分析模型”,并提出推荐采用“ $E-B(E-\mu)$ 、 $K-G$ 、双屈服面弹塑性模型”。同时规定了“对于黏性土的坝体和坝基,宜考虑固结对坝体应力和变形的影响”。

土石坝应力和变形的有限元计算采用较多的数学模型有非线性弹性和弹塑性两大类,黏弹塑性模型也有采用,线弹性模型一般已不采用。我国最常用的是邓肯—张等人提出的非线性弹性模

型（包括  $E-\mu$  和  $E-B$  模型）和沈珠江提出的南京水利科学研究院的双屈服面弹塑性模型，其次是“八五”攻关期间提出的非线性解耦  $K-G$  模型。

邓肯  $E-\mu$  模型体现了土体的非线性特征，考虑了历史对变形的影响，但也存在明显缺点，即采用竖向应变  $\epsilon_a$  与侧向应变  $(-\epsilon_r)$  双曲线关系计算出的切线泊松比  $\mu$  值常偏大，与试验资料拟合不理想，况且，卸荷泊松比和加载泊松比取值又一样。 $E-\mu$  模型也不能反映中主应力的影响，不能反映土体的各向异性，从根本上说不能反映剪胀、剪缩性等。因此，该模型应用到面板坝应力变形分析上是不合适的。1980 年邓肯等人对  $E-\mu$  模型进行了修正，采用切线体积模量  $B_t$  代替切线泊松比  $\mu$  进行计算，即为  $E-B$  模型。邓肯  $E-B$  模型能反映土体变形的主要特征即非线性，可以体现应力历史对变形的影响，用于增量计算，能一定程度上反映应力路径对变形的影响。从根本上讲，不能反映剪胀（缩）性，也不能反映体积应力会引起剪切变形，但当加荷路径接近试验条件时，可认为模型能反映这种交叉影响。虽然，该模型存在不能反映各向异性，不能反映中主应力的影响等缺点，但该模型参数确定简单，且在参数确定方面积累了比较成熟的经验，使用简便，因此该模型应用较为广泛。

弹塑性模型以双屈服面弹塑性模型为代表，是由沈珠江等人提出，又称“南水”模型，它不仅考虑了土体的非线性、剪胀（缩）性、压硬性及应力引起的各向异性等，而且，其参数确定类似于邓肯模型，因此应用较为简便。

非线性解耦  $K-G$  模型是“八五”攻关期间提出的，“九五”攻关又作了改进，使模型基本定型。该模型在建立加载条件时分别考虑体应变和广义剪应变的加载性状，因此可以对土石坝施工期、蓄水期出现的典型的复杂应力路径的加、卸荷性状，作出合乎实际的判断；同时，在建立增量的应力应变关系时，考虑体积应力，剪应力以及剪应力增长方向等因素对应变的耦合作用，因

此,在有限元非线性计算中,虽然运用了形式上与广义虎克矩阵相似的切线模量矩阵,却能较好地反映土体的特殊变形性质,如剪缩性、次生各向异性等。这样,从对土体宏观应变的模拟来看,这种耦合切线模量矩阵实际上等价于一个增量弹塑性矩阵,从而大大拓宽了切线模量矩阵功能。

对于黏性土,不考虑排水固结不足以反映其实际的应力情况和变形过程。因此,条文中规定“宜”考虑黏性土固结问题。

**10.4.6** 为新增条文。规定了有限元计算参数的选取方法。目前,计算参数的获取主要是由试验测定和工程类比两种途径。其中工程类比又有直接从其他土石坝的试验结果类比和已建土石坝原型观测资料反推两种方式。一般情况下,材料试验组数不会太多,因此通常进行一定数量的试验,同时结合工程类比,综合确定计算参数。

参数的试验测定有材料模拟和试验条件模拟两方面的问题。关于试验材料,对于一般细颗粒土料,可直接用筑坝土料进行试验。由于砂砾石和堆石料的最大粒径较大,往往需要用缩小粒径的材料进行试验,一般试验采用的最大粒径不大于三轴仪直径的 1/5。

**10.4.7** 为原规范第 7.4.4 条,本次修订作了进一步完善。

**10.4.8** 为新增条文。是关于考虑“堆石材料湿化、流变等特性对坝体应力和变形的影响”的条文。流变是堆石体的一项基本变形特性,对高土石坝而言,堆石体的流变变形对坝体的应力变形有重大影响,直接关系到坝体的工作性状。因为堆石料的岩性、颗粒级配、颗粒性状及填筑密度等对堆石体的流变特性都有较大影响,即使岩性相同的堆石料,在不同工程中也会表现出不同的变形特性。因此,开展堆石料流变试验,研究流变特性,提出流变模型参数进行坝体流变预测是必要的。

公伯峡大坝为混凝土面板堆石坝,最大坝高 132.2m,坝顶宽 10m,上游坡 1:1.4,下游平均坡 1:1.81。主堆石 3B I 区为 70%微、弱风化花岗岩+30%弱风化片岩,3B II 区为砂砾石;下游堆石区为

70%强风化花岗岩+30%弱风化片岩。南京水利科学研究院，采用“南水”双屈服面弹塑性模型，通过施工填筑和蓄水进程的全仿真三维有限元分析，分别对考虑坝料流变和不考虑坝料流变对坝体应力和变形的影响进行了计算，结论如下：

1 不考虑流变时，蓄水期坝体的最大沉降为 103.6cm，考虑流变时，坝体在蓄水期的最大沉降为 117.9cm，运行期随着流变的进一步发展，坝体的最终沉降为 126.9cm。

2 由于堆石体的流变作用，坝体在运行期将继续变形，计算所得坝顶最大沉降为 15.3cm。

3 与不考虑流变相比，考虑流变的情况下，坝内大、小主应力均有所增加，但是，相对而言，大主应力增加量要比小主应力增加量多一些。

4 考虑堆石流变时，计算所得的面板的挠度和轴向位移都比不考虑流变时大，特别是面板挠度，增加较为明显，不计流变时，蓄水期面板最大挠度为 20.5cm，考虑流变时，蓄水期面板挠度最大计算结果为 22.35cm，随着运行期坝体变形的进一步发展，面板挠度最终可达 25.68cm。

5 与不考虑流变的情况相比，考虑流变时面板的轴向应力和顺坡向应力拉应力区域和拉应力值都较大一些，坝轴向最大拉应力为 1.68MPa，顺坡向最大拉应力为 0.56MPa，最大拉应力基本上都发生在右岸岸坡附近。

6 考虑流变后，面板周边缝变形计算结果总体上比不考虑流变情况计算结果大，考虑流变后，蓄水期周边缝三向位移最大值分别为：张开 17.2mm；沉降 22.8mm；错动 16.5mm。随着运行期坝体变形的进一步发展，周边缝三向位移最大值可达到：张开 18.6mm；沉降 24.1mm；错动 17.7mm。而在不考虑流变的情况下，蓄水期周边缝三向位移最大值分别为：张开 14.5mm；沉降 18.2mm；错动 12.6mm。

7 计算结果显示，在考虑流变的情况下，计算所得坝体的应

力变形性状总体上较好，但是面板轴向拉应力区域较大、拉应力值较高，必须引起重视。计算所得右岸附近局部区域面板轴向拉应力超过 1.5MPa，建议在该区域采用高强度混凝土，或者增加配筋，抵抗混凝土开裂。

公伯峡流变对坝体应力变形的影响见表 41，对蓄水期面板应力变形的影响见表 42。

表 41 流变对坝体应力变形的影响 位移：cm；应力：MPa

剖    面			剖面 17	剖面 18	剖面 21
考 虑 流 变	竣 工 期	沉降	112.5	82.9	35.0
		上游向水平位移	15.6	12.8	10.5
		下游向水平位移	12.6	13.4	11.4
		大主应力	2.92	2.64	1.96
		小主应力	1.08	1.15	0.84
	蓄 水 期	沉降	117.9	87.6	37.7
		上游向水平位移	6.2	6.03	6.6
		下游向水平位移	13.6	14.4	13.9
		大主应力	3.11	2.85	2.13
		小主应力	1.19	1.19	0.85
不 考 虑 流 变	竣 工 期	沉降	99.69	72.3	24.8
		上游向水平位移	10.7	9.2	7.3
		下游向水平位移	11.06	9.58	6.9
		大主应力	2.22	1.96	1.65
		小主应力	0.76	0.91	0.65
	蓄 水 期	沉降	103.6	75.7	26.3
		上游向水平位移	4.9	4.5	4.1
		下游向水平位移	11.9	10.8	8.7
		大主应力	2.34	2.13	1.79
		小主应力	0.81	0.94	0.69

表 42 流变对蓄水期面板应力变形的影响

工况	挠度 cm	最大轴向位移 cm		最大顺坡向应力 MPa		最大轴向应力 MPa	
		左侧面板	右侧面板	压应力	拉应力	压应力	拉应力
计入流变	22.4	1.82	1.61	6.4	0.56	9.4	1.68
不计入流变	20.5	0.94	1.28	6.3	0.34	8.1	1.62

马来西亚巴贡水电站大坝为混凝土面板堆石坝，最大坝高 205m，坝顶宽 12m，坝顶长 813.9m，上游坝坡 1:1.4，下游坝坡平均 1:152，南京水利科学研究院用非线性邓肯  $E-B$  模型，通过施工填筑和蓄水进程的全仿真三维有限元分析，分别对考虑坝料流变和不考虑坝料流变对坝体应力和变形的影响进行了计算，结论如下：

1 堆石的流变使坝体的位移增大。考虑堆石流变的附加变形后，最大竖向位移为 245cm，达到坝高的 1.2%。

2 堆石的流变特性对面板应力影响不大。

3 堆石流变使周边缝的沉陷、错动进一步加大。

考虑流变和不考虑流变三维有限元计算初步成果对照见表 43。

表 43 巴贡水电站混凝土面板坝流变对坝体应力变形的影响

名 称			不考虑流变（竣工/蓄水期）	考虑流变（竣工/蓄水期）
坝体位移 cm	竖向位移	铅直向下	142.32/147.97	231.95/244.94
	上下游位移	向上游	14.97/11.39	32.72/17.7
		向下游	37.38/42.49	29.75/30.51
坝体应力 MPa	第一主应力		2.78/2.81	—
	第二主应力		1.33/1.37	—
面板位移 cm	坝轴向	向右岸	2.60/3.99	3.21/3.06
		向左岸	2.55/4.14	3.11/3.29
	挠度	向坝内	31.37/46.06	36.41/84.47
面板应力 MPa	顺坡向	拉应力	0.64/1.12	0/0
		压应力	12.46/12.90	11.6/14.5



表 43 (续)

名 称			不考虑流变（竣工/蓄水期）	考虑流变（竣工/蓄水期）
面板应力 MPa	坝轴向	拉应力	0.92/1.32	1.46/1.53
		压应力	10.46/12.45	11.2/12.3
周边缝位 移 mm	错动		17.88/27.81	17.3/36.4
	沉陷		21.83/34.11	3.5/40.2
	张开		16.60/24.41	10.5/19.43
注：流变计算参数根据初期监测资料反演获得。				

## 11 分期施工与扩建加高

### 11.1 分期施工

11.1.1 为原规范第 8.0.1 条。施工期拦洪标准及填筑高程等要求，SDJ 338—89《水利水电工程施工组织设计规范》和 DL/T 5129—2001《碾压式土石坝施工规范》已有具体的规定，本规范仅提出定性规定。分期施工一般有以下两种不同的类型：

1 一些大、中型工程，由于工程量大，一期完成在施工安排上有困难，为争取早日蓄水发挥部分效益，或以临时断面挡水度汛，常采取分期施工安排，或采取分期导流的分期施工方法。这是最为常见的分期施工，其特点是前后两期填筑的坝体间隔时间较短。

2 有些工程为了兼顾近期蓄水运用的需要和远景发展的要求，在前期工程完成并发挥效益后，中断一段时间，再继续完成永久断面。这种分期施工的特点，是前期工程运用时间较长。这种类型的分期施工也可称为分期完建。

11.1.3 为原规范第 8.0.3 条的修改条文。原文第二款“先填筑坝段横向坡度不陡于 1:3~1:4，以免产生横向裂缝的危险。如陡于 1:3，结合处应采取专门措施压实”，修改为“先填筑坝段的横向坝坡，土料不宜陡于 1:3，砂砾石料不宜陡于 1:1.5，堆石料不宜陡于 1:1.3”。增加了对土质防渗体的高坝，应验算分期填筑坝体的不均匀沉降和进行裂缝发生可能性的分析的条文，即第三款。

对龙口段和先期填筑坝段提出了四项基本要求，说明如下：

1 一般龙口段都较短，施工速度快，坝面上升速率较大，对均质坝和厚心墙坝，可能在坝体和坝基中出现较高的孔隙压力，施工期不易消散，对稳定不利，因此要求进行稳定分析，并采取

相应措施。

2 土质边坡的接坡坡度主要是根据不均匀变形要求规定的, 1:3 是根据一般经验提出的。砂砾石和堆石是根据临时坡稳定要求提出的, 1:1.5 和 1:1.3 的坡为常用的临时坡度。

3 分期施工的两期坝体高差, 与坝体材料性质和坝基软弱程度有关, 过大的高差, 易引起坝体沉降裂缝。因此要求最大高差应通过计算和已建工程经验确定。

4 合龙前, 龙口段缩窄了原河床, 使水流流速增加, 一般还存在施工度汛问题。为避免水流冲刷先期填筑横向坝坡, 采取防护措施是必要的。由于临时防护往往采用大块石或铅丝笼等, 为防止留下渗流通道和发生管涌而造成隐患, 因此要求彻底清除。

11.1.4~11.1.5 分别为原规范第 8.0.4 条和第 8.0.5 条。但将第 8.0.4 条中“对于薄斜墙或薄心墙, 一般不允许分期加厚”一句, 修改为“对土质心墙、斜心墙和斜墙不应采取分期加厚的形式”。强调对防渗设施、清基、削坡等工作宜一次完成, 不宜分期施工。如需分期施工的, 要注意二期施工对一期工程的影响。

坝基防渗结构在初期蓄水位以下的部位应在蓄水前全部完成, 否则将不好施工。但对预留有灌浆廊道的工程, 也允许在蓄水后继续进行灌浆工作, 但要论证动水灌浆的可能性及其效果。

11.1.6 为新增条文。强调分期完建的坝, 坝体、泄水和引水建筑物均必须按最终规模进行设计。

## 11.2 扩 建 加 高

11.2.2 为原规范第 8.0.6 条。原文“已建成土石坝进行扩建加高时, 对坝体和泄水、引水建筑物与坝体的连接部分, 均应加以核算”一句, 修改为“进行扩建加高时, 应对原坝坝基处理、坝坡稳定、填筑质量以及坝体与岸坡和其他建筑物的连接进行安全复核”。增加“对已建的泄水、引水建筑物的泄水能力和安全应进行核算”。

11.2.3~11.2.5 11.2.3 为原规范第 8.0.7 条,将原条文“如在水库的淤积物上加高时应进行专门论证”一句,修改为“如在水库的淤积物上加高,应根据淤积物固结情况,进行变形和稳定分析,研究采取排水固结措施和控制加高速率必要性等问题”。11.2.4 为原规范第 8.0.8 条。11.2.5 为新增条文。它们都是对土石坝加高方法所作的规定,现作如下说明:

1 从下游面加高培厚的方法对各种坝型都适用,又不影响水库的正常运用,施工方便,新老坝体结合最为可靠,工程实践中采用最为广泛。但这种加高方式工程量较大。

对土质心墙以垂直加高为好,但实际上做不到,一般只能用斜墙与原心墙相连接,而从下游面培厚加高。经验表明,适当加厚斜墙,做好新老土的结合处理,严格控制新填坝壳的填筑质量,裂缝是可以避免的。辽宁柴河水库、河南薄山水库、北京官厅水库等都是这样加高的,运行情况良好。

从下游面加高时,若上游坝坡不满足稳定要求,一般是将坝轴线向下游移动,将上游坡削成较缓的坝坡,或在原坝顶高程处留一宽马道,来增加上游坡的稳定性。

下游培厚部分采用透水性相对较大的材料填筑,可起排水作用,对提高均质坝的渗透稳定和抗滑稳定有很好的作用。如岳城水库、青狮潭水库等都是采用砂砾石料在下游坝坡进行培厚加高的。

2 从上游面加高需要放空水库,有导流和拆除重修上游护坡要求,因此只有在其他加高方式很困难时,或上游泥沙淤积面较高时才采用。如我国西北地区,许多水库的上游泥沙淤积几乎与库水位齐平,从上游面加高可大大减少工程量,常从上游面在淤土上加高,有的还加高几次,如甘肃巴家嘴水库土坝。在坝前淤积土上加高时,特别要注意淤积土的排水固结处理,并采用合适的填筑速率,以防止加高坝体失稳和产生大量裂缝。

3 坝顶戴帽加高方式将降低坝坡的抗滑稳定安全度,只有在原设计断面便于加高,且加高高度不大时才采用。当原坝顶较宽,

坝坡稳定安全裕度较大时,可采用顶部局部改陡坝坡的加高方式;若坝体较密实,变形小,坝坡稳定安全裕度较大时,也可采用坝顶设刚性挡墙,或刚性框架中间填土的加高方式。这种加高方式工程量小,施工方便,对原有护坡、坝面排水设施影响也小。根据国内几个戴帽加高工程的经验,对整体稳定影响不大,对局部坝坡的安全系数有一定的影响,但不是控制条件。但是,戴帽加高对抗震不利,坝体填筑质量不好或地基软弱时易产生裂缝,要根据具体情况慎重对待。国内的碧口、陆浑等大坝采用了这种加高方式。碧口大坝加高 5.3m;陆浑大坝加高 3m。

4 在土质防渗体坝上加混凝土面板堆石坝是近年来出现的新的加高方式。横山水库,原为黏土心墙砂砾石坝,坝高 48.6m,采用混凝土面板在下游加高至 70.2m。此种加高方式的关键问题是混凝土面板(趾板)与原坝防渗体的连接,如果不能妥善处理,将形成薄弱环节。

5 从上下游面同时加高培厚,施工最为困难,也不经济,除特殊情况外一般不用。

## 12 安全监测设计

12.1.1 为原规范第 9.0.1 条。删除了原条文土石坝监测的目的中“为科学研究提供资料”一款。

12.1.2 本条提出了监测设计应遵守的原则。为原规范第 9.0.2 条，但增加了“对于 1、2 级土石坝和有条件的 3 级土石坝，宜设置自动化监测系统。设置自动化监测系统的同时应具备人工监测条件”。这是因为实现大坝安全监测自动化，可以快速、准确取得监测数据，能及时掌握大坝工作状态，避免意外事故发生。将原条文“应能较全面地反映大坝与基础的工作状况”，修改为：“应能较全面地反映大坝与基础的工作状况，目的明确、重点突出”；并增加“监测项目和监测仪器的布置应结合工程的特点有针对性的设置，监测断面和部位选择应有代表性”。这样修改的目的是强调监测项目的设置和监测仪器的布设，不要搞多而全，要结合工程的特点和存在的主要安全问题，有针对性、代表性地设置，努力做到合理、有效和实用。

12.1.3 新增条文，主要强调了：

1 鉴于以往监测设备在施工阶段破坏的事例较多，所以强调设计应很好规划布置临时性和永久性观测站，避免施工破坏和干扰，尽量缩短管路和电缆长度，必要时可设置专门的观测站和观测廊道。

2 在以往工程中，由于监测设备安装埋设不够及时，或开始监测读数不及时而造成监测数据不完全，影响监测质量的事例屡见不鲜。所以强调应重视施工期的安全监测，应对监测仪器设备的安装、埋设、测次及资料整编提出技术要求。

3 水库初次蓄水是检验土石坝能否安全运行的重要而敏感的阶段，所以强调初期蓄水前应制订详细的监测工作计划；对 1、

2 级土石坝宜进行初期蓄水期的监测反馈分析。

12.2.1 为原规范第 9.0.6 条、9.0.7 条，规定了土石坝需要设置的监测项目。本次修订用列表的形式给出，监测项目基本同原规范，仅增加巡视检查，并在 12.2.5 简略地列出了巡视检查的主要项目及内容。一些统计资料表明，大坝出现异常现象，多数是专业人员通过巡视检查发现的，因此在监测项目中增设了巡视检查。

渗流量监测虽列为必设项目，但监测设施的设置不应抬高坝体浸润，以免减小坝坡稳定安全性。可监测部分渗流量。

12.3 本节提出了对监测资料整编分析要求，基本上为原规范第 9.0.4 条、9.0.5 条内容。但强调了在整个观测过程中，均应及时对各种观测数据进行检验和处理。指出了资料整编的重点是查证原始观测数据的正确性与准确性。

---