

UDC

SL

中华人民共和国行业标准

P

SL274—2001

碾压式土石坝设计规范

Design code for rolled earth-rock fill dams

2002-01-28 发布

2002-03-01 实施

中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国行业标准

碾压式土石坝设计规范

Design code for rolled earth-rock fill dams

SL274—2001

主编单位：黄河水利委员会勘测规划设计研究院

批准部门：中华人民共和国水利部

施行日期：2002年3月1日

中华人民共和国水利部

关于批准发布《碾压式土石坝设计规范》
SL274—2001 的通知

水国科[2002]38号

部直属各单位，各省、自治区、直辖市水利（水务）厅（局），计划单列市水利（水务）局，新疆生产建设兵团水利局：

经审查，批准《碾压式土石坝设计规范》为水利行业标准，并予发布。标准编号为 **SL274—2001**，代替原 **SDJ218—84** 和 **SDJ218—84** 修改和补充规定。

本标准自 2002 年 3 月 1 日起实施。

标准文本由中国水利水电出版社出版发行。

二〇〇二年一月二十八日

前 言

修订 **SDJ218—84**《碾压式土石坝设计规范》(含电力工业部和水利部以电办[1993]187号文对该规范的修改和补充规定)的依据为水利水电规划设计总院水规设字(1996)0013号文和 **SL01—97**《水利水电技术标准编写规定》。

SDJ218—84颁布以来,对我国土石坝的建设起到了巨大的推动作用,这期间修建了鲁布革、天生桥、小浪底等高土石坝工程,并进行了“六五”、“七五”和“八五”等国家科技攻关项目的研究,国外土石坝也有了新的发展,为反映这些新的建设经验,对原规范进行了修订。

本规范的内容包括:坝型选择和泄、引水建筑物布置;筑坝材料选择和填筑要求;坝体结构和坝基处理;坝体与坝基及其他建筑物的连接;坝的计算和分析;分期施工和扩建加高;安全监测设计等基本规定和要求。

对 **SDJ218—84**的修订主要有以下几个方面:

1. 本规范的适用范围有所变动;
2. 坝高的计算方法增加了在坝轴线处建基面算至坝顶高度情况;
3. 增加了主要术语一章;
4. 规定了粘性土料新的压实度标准;
5. 风浪计算增加了陡于 **1:1.5**的坝坡波浪爬高计算;
6. 基岩灌浆取消了按允许渗透比降计算帷幕厚度的设计方法;
7. 反滤层设计增加了保护粘性土的方法;
8. 规定了抗剪强度指标均采用小值平均值的取值方法;
9. 混凝土面板堆石坝稳定计算中规定了粗粒料抗剪强度应用非线性指标;

10. 稳定计算规定以计及条块间作用力的方法为主；

11. 稳定计算的安全系数标准改为按正常、非常和正常加地震三种运用条件。

本规范 4.1.5 条第 1~第 3 款, 4.1.10 条, 4.1.15 条第 1~第 4 款, 4.2.3 条第 1 款, 4.2.5 条第 1 款、第 2 款, 4.2.6 条第 1 款和第 2 款, 5.3.6 条, 5.6.3 条, 5.7.2 条第 1~第 2 款, 5.8.1 条, 5.9.1 条, 5.9.2 条, 6.1.1 条, 6.1.2 条第 1~第 9 款, 7.1.2 条第 1~第 4 款, 7.1.3 条第 1 款、第 2 款, 7.1.4 条第 1~第 4 款, 7.2.1 条, 8.3.10 条, 8.3.11 条及 8.3.12 条为强制性条文, 规范文本中用黑体字表示, 其余为推荐性条文。

本规程解释单位:水利部水利水电规划设计总院

本规程主编单位:黄河水利委员会勘测规划设计研究院

本规程主要起草人:甘宪章 孙胜利 钱忠柔 阎中华
宗志坚 李治明 王新奇 梁承喜
李现社 高广淳 洪广文 潘少华
韩秋茸 姜苏阳 曹国利 代巧枝
田华祥 赵洪岭 段世超 杨永叶

目 次

1	总则	(8)
2	主要术语	(10)
3	枢纽布置和坝型选择	(13)
3.1	坝轴线	(13)
3.2	泄水和引水建筑物	(13)
3.3	坝型选择	(14)
4	筑坝材料选择与填筑要求	(15)
4.1	筑坝材料选择	(15)
4.2	填筑要求	(17)
5	坝体结构	(21)
5.1	坝体分区	(21)
5.2	坝坡	(21)
5.3	坝顶超高	(22)
5.4	坝顶构造	(23)
5.5	防渗体	(24)
5.6	反滤层和过渡层	(25)
5.7	坝体排水	(26)
5.8	护坡	(28)
5.9	坝面排水	(30)
6	坝基处理	(31)
6.1	一般要求	(31)
6.2	砂砾石坝基的渗流控制	(31)
6.3	岩石坝基处理	(36)
6.4	易液化土、软粘土和湿陷性黄土坝基的处理	(39)
7	坝体与坝基、岸坡及其他建筑物的连接	(40)
7.1	坝体与坝基及岸坡的连接	(40)

7.2 坝体与其他建筑物的连接	(41)
8 坝的计算和分析	(43)
8.1 渗流计算	(43)
8.2 渗透稳定计算	(44)
8.3 稳定计算	(45)
8.4 应力和变形计算	(48)
9 分期施工与扩建加高	(50)
9.1 分期施工	(50)
9.2 扩建加高	(50)
10 安全监测设计	(52)
附录 A 波浪和护坡计算	(55)
附录 B 反滤层设计	(65)
附录 C 坝体内孔隙压力的估算	(68)
附录 D 稳定分析	(71)
附录 E 沉降计算	(78)
本规范用词说明	(85)

1 总 则

1.0.1 为规范水利水电工程碾压式土石坝的设计,达到工程安全、经济合理和技术先进的要求,特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于 1 级、2 级、3 级和 3 级以下坝高大于 30m 的碾压式土石坝的设计。对于特殊重要的碾压式土石坝,应进行专门研究。

碾压式土石坝的级别,应根据 GB50201—94《防洪标准》及 SL252—2000《水利水电工程等级划分及洪水标准》中的有关规定确定。

1.0.3 土石坝按其高度可分为低坝、中坝和高坝。高度在 30m 以下为低坝,高度在 30~70m 为中坝,高度在 70m 以上为高坝。

土石坝的坝高应从坝体防渗体(不含混凝土防渗墙、灌浆帷幕、截水槽等坝基防渗设施)底部或坝轴线部位的建基面算至坝顶(不含防浪墙),取其大者。

1.0.4 土石坝在正常和非常运用条件的荷载组合情况下,必须满足稳定、渗流、变形以及规定的超高等要求,保证它能长期安全运用并充分发挥其经济效益和社会效益。

1.0.5 土石坝设计条件应根据所处的工作状况和作用力的性质分为:

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。

1.0.6 碾压式土石坝设计除应符合本规范外,尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 主要术语

2.0.1 均质坝 homogeneous earth dam

坝体断面不分防渗体和坝壳,绝大部分由一种土料组成的坝。

2.0.2 土质防渗体分区坝 soil impervious zoned earth dam

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。

2.0.3 非土质材料防渗体坝 non-soil impervious zoned earth dam

防渗体由混凝土、沥青混凝土或土工膜组成,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。

2.0.4 无粘性土 cohesionless soil

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

2.0.5 砾石土 gravelly soil

含有碎石、砾、砂、粉粒、粘粒等组成的宽级配土。有冰碛的、风化的和开挖的风化岩石或软岩经碾压后形成的及人工掺合的各种砾石土。

2.0.6 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粘土。

2.0.7 分散性粘土 dispersive clay

遇水尤其是遇纯水容易分散,钠离子含量较高,大多为中、低塑性的粘土。

2.0.8 软粘土 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,灵敏度高的粘土。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。

2.0.9 有机质土 organic soil

含一定量有机质呈浅灰至深灰色, 有臭味, 压缩性高的粘土或粉土。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 ($Q \geq 60\%$)。

2.0.10 湿陷性黄土 collapsible loess

主要由粉粒组成, 呈棕黄或黄褐色。具有大孔隙或垂直节理特征, 遇水产生自重湿陷的土, 称自重湿陷性黄土。不产生自重湿陷性的黄土称为非自重湿陷性黄土。

2.0.11 红粘土 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粘土。

2.0.12 喀斯特(岩溶) karst

可溶性岩层被水长期溶蚀而形成的各种地质现象和形态。

2.0.13 硬岩 hard rock

饱和无侧限抗压强度大于等于 30MPa 的岩石。

2.0.14 软岩 weak rock

饱和无侧限抗压强度小于 30MPa 的岩石。

2.0.15 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。

2.0.16 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。

2.0.17 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。

2.0.18 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。

2.0.19 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出现台阶的土。

2.0.20 压实度 degree of compaction

填土压实的干密度相应于试验室标准击实试验所得最大干密度的百分率。

3 枢纽布置和坝型选择

3.1 坝 轴 线

3.1.1 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，经多方案的技术经济比较确定。

3.1.2 坝轴线应因地制宜地选定。宜采用直线。当采用折线时，在转折处应布置曲线段。

设计地震烈度为 8 度、9 度的地区不宜采用折线。

3.1.3 当坝址处存在有喀斯特、大断层或软粘土等不良地质条件时，应研究避开的可能性。

3.2 泄水和引水建筑物

3.2.1 枢纽中的泄水建筑物应能满足设计规定的运用条件和要求。建筑物应运用灵活可靠，其泄洪能力必须满足宣泄设计洪水、校核洪水要求，并应满足排沙、排污和排冰的要求。

3.2.2 泄水建筑物的布置和形式，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，宜布设开敞式溢洪道。

3.2.3 设计地震烈度为 8 度、9 度地区或 1 级、2 级土石坝，应论证是否设泄水底孔。

3.2.4 多泥沙河流应设排沙建筑物，并在进水口设防淤和防护措施。

3.2.5 泄水和引水建筑物进、出口附近的坝坡和岸坡，应有可靠的防护措施。出口应采取妥善的消能措施，并使消能后的水流离开坝脚一定距离。

3.2.6 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，必须进行

技术论证。地震区的坝采用坝下埋管应按 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定执行。

3.3 坝 型 选 择

3.3.1 碾压式土石坝的形式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 非土质材料防渗体坝。

3.3.2 坝型选择应综合考虑下列因素，经技术经济比较确定：

- 1 坝址区河势地形、坝址基岩、覆盖层特征及地震烈度等地形地质条件；
- 2 筑坝材料的种类、性质、数量、位置和运输条件；
- 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：高坝多采用土质防渗体分区坝，低坝多采用均质坝，条件合适时宜采用混凝土面板堆石坝；
- 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：如对渗漏量要求高低，上、下游水位变动情况，分期建设等；
- 7 坝及枢纽的总工程量、总工期和总造价。

3.3.3 3级低坝经过论证可采用土工膜防渗体坝。

3.3.4 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，但在坝型变化处应设置渐变段。

4 筑坝材料选择与填筑要求

4.1 筑坝材料选择

4.1.1 筑坝土石料调查和土工试验应分别按照 SL251—2000《水利水电工程天然建筑材料勘察规程》和 SL237—1999《土工试验规程》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。

4.1.2 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。

4.1.3 枢纽建筑物开挖料的利用应与天然土石料场开采料一样，从材料性质、数量、弃料对环境的影响、施工进度安排及工程费用等进行论证。料场应统一规划。

4.1.4 料场开采或枢纽建筑物的开挖料原则上均可直接作为筑坝材料，或经处理后用于坝的不同部位，但沼泽土、膨润土和地表土不宜采用。

4.1.5 防渗土料应满足下列要求：

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%，超过此规定需进行论证；

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。

4.1.6 以下几种粘性土不宜作为坝的防渗体填筑料,必须采用时,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%的冲积粘土;
- 2 膨胀土;
- 3 开挖、压实困难的干硬粘土;
- 4 冻土;
- 5 分散性粘土。

4.1.7 红粘土可用于填筑坝的防渗体。用于高坝时,应对其压缩性进行论证。

4.1.8 经处理改性的分散性粘土仅可用于填筑 3 级低坝的防渗体,其所选用的反滤料应经过试验验证。防渗体与坝基、岸坡接触处等易产生集中渗流的部位,以及易受雨水冲刷的坝表面不得采用分散性粘土填筑。

4.1.9 湿陷性黄土或黄土状土可用于填筑防渗体,但压实后应不再具有湿陷性。采用的反滤料级配应经过试验验证。

4.1.10 用于填筑防渗体的砾石土,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%。填筑时不得发生粗料集中架空现象。

4.1.11 人工掺合砾石土中各种材料的掺合比例应经试验论证。

4.1.12 当采用含有可压碎的风化岩石或软岩的砾石土作防渗料时,其级配和物理力学指标应按碾压后的级配设计。

4.1.13 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量的湿侧,并在顶部设盖重层。盖重层产生的约束应力应足以制约其膨胀性。盖重层应采用非膨胀土。

4.1.14 采用土工膜作为防渗体材料时,应按照 GB50290—98《土工合成材料应用技术规范》的规定执行。

4.1.15 反滤料、过渡层料和排水体料应符合下列要求:

- 1 质地致密,抗水性和抗风化性能满足工程运用条件的要求;

- 2 具有要求的级配；
- 3 具有要求的透水性；
- 4 反滤料和排水体料中粒径小于0.075mm的颗粒含量应不超过5%。

4.1.16 反滤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。

4.1.17 3级低坝经过论证可采用土工织物作为反滤层。

4.1.18 料场开采和建筑物开挖的无粘性土（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。

4.1.19 均匀中、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。

4.1.20 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的降低、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。

4.1.21 下游坝壳水下部位和上游坝壳水位变动区应采用透水料填筑。

4.1.22 开采坝壳堆石料，应遵守下列规定：

- 1 开采前应彻底清除覆盖层；
- 2 不同程度的风化料与新鲜石料应分区开采；
- 3 易风化的软岩（如泥岩、页岩）宜边开采、边填筑；
- 4 宜进行爆破设计，必要时进行爆破试验。

4.1.23 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。

4.2 填 筑 要 求

4.2.1 填筑标准应根据以下因素综合研究确定：

- 1 坝的级别、高度、坝型和坝的不同部位；
- 2 土石料的压实特性和采用的压实机具；

3 填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 设计地震烈度及其他动荷载作用;

7 坝基土的强度和压缩性;

8 不同填筑标准对造价和施工难易程度的影响。

4.2.2 含砾和不含砾的粘性土的填筑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最大干密度乘以压实度求得。

4.2.3 粘性土的压实度应符合下列要求:

1 1级、2级坝和高坝的压实度应为98%~100%,3级中、低坝及3级以下的中坝压实度应为96%~98%;

2 设计地震烈度为8度、9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的压实度宜另行确定。

4.2.4 粘性土的最大干密度和最优含水率应按照SL237—1999《土工试验规程》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。

4.2.5 砂砾石和砂的填筑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。

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)的相对密度也符合上述要求。

3 地震区的相对密度设计标准应符合SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》的规定。

4.2.6 堆石的填筑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的堆石料,孔隙率

宜为 20%~28%；

2 沥青混凝土面板坝堆石料的孔隙率宜在混凝土面板堆石坝和土质防渗体分区坝的孔隙率之间选择；

3 采用软岩、风化岩石筑坝时，孔隙率宜根据坝体变形、应力及抗剪强度等要求确定；

4 设计地震烈度为 8 度、9 度的地区，可取上述孔隙率的小值。

4.2.7 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、碾压遍数等)及干密度同时控制。

4.2.8 堆石碾压时宜加水，加水量宜通过碾压试验确定。对于软化系数较高的硬岩堆石，应通过碾压试验确定是否加水。

4.2.9 设计填筑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，论证其填筑标准。

4.2.10 粘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%~+3%偏差范围以内。有特殊用途和性质特殊的粘性土的填筑含水率应另行确定。

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) 施工期间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大量的附加沉降使坝顶高程不满足设计要求、坝体发生裂缝以及在水压力作用下不产生水力劈裂等；
- 2) 不致产生松土层而难以压实。

4.2.11 在冬季负气温下填筑时,应使土料在填筑过程中不冻结,粘性土的填筑含水率宜略低于塑限;砂和砂砾料中的细料部分的含水率宜小于4%,并适当提高填筑密度。

5 坝体结构

5.1 坝体分区

- 5.1.1** 坝体分区设计应根据就地取材和挖填平衡原则,经技术经济比较确定。
- 5.1.2** 坝体各种不同材料应有明确的分区。对各区材料的性质和施工压实要求等应有具体的可供考核、检验和进行质量评定的技术指标。
- 5.1.3** 均质坝宜分为坝体、排水体、反滤层和护坡等区。
- 5.1.4** 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。
- 5.1.5** 当采用风化料或软岩筑坝时,坝表面应设保护层,保护层的垂直厚度应不小于 1.50m。
- 5.1.6** 坝体分区设计,宜研究围堰与坝体相结合的可能性。

5.2 坝坡

- 5.2.1** 坝坡应根据坝型、坝高、坝的等级、坝体和坝基材料的性质、坝所承受的荷载以及施工和运用条件等因素,经技术经济比较确定。
- 5.2.2** 均质坝、土质防渗体分区坝、沥青混凝土面板或心墙坝及土工膜心墙或斜墙坝坝坡,可参照已建坝的经验或近似方法初步拟定,最终应经稳定计算确定。
- 沥青混凝土面板坝的上游坡不宜陡于 1:1.7。
- 5.2.3** 当坝基抗剪强度较低,坝体不满足深层抗滑稳定要求时,宜采用在坝坡脚压戗的方法提高其稳定性。
- 5.2.4** 设计地震烈度为 9 度的地区,坝顶附近的上、下游坝坡宜上

缓下陡,或采用加筋堆石、表面钢筋网或大块石堆筑等加固措施。

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

土质防渗体分区坝和均质坝上游坡宜少设马道。非土质防渗材料面板坝上游坡不宜设马道。根据施工交通需要,下游坝坡可设置斜马道,其坡度、宽度、转弯半径、弯道加宽和超高等,应满足施工车辆行驶要求。斜马道之间的实际坝坡可局部变陡,但平均坝坡应不陡于设计坝坡。

马道宽度应根据用途确定,但最小宽度不宜小于 1.50m。

5.2.6 若坝基土或筑坝土石料沿坝轴线方向不相同,应分坝段进行稳定计算,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。

5.3 坝 顶 超 高

5.3.1 坝顶在水库静水位以上的超高应按式(5.3.1)确定:

$$y = R + e + A \quad (5.3.1)$$

式中 y ——坝顶超高,m;

R ——最大波浪在坝坡上的爬高,m,可按本规范附录 A 计算;

e ——最大风壅水面高度,m,可按本规范附录 A 计算;

A ——安全加高,m,按表 5.3.1 确定。

表 5.3.1 安全加高 A 值 (m)

坝 的 级 别		1	2	3	4、5
设 计		1.50	1.00	0.70	0.50
校 核	山区、丘陵区	0.70	0.50	0.40	0.30
	平原、滨海区	1.00	0.70	0.50	0.30

5.3.2 地震区的安全加高尚应增加地震沉降和地震壅浪高度,按 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》的有关规定确定。

如库区内有可能发生大体积塌岸和滑坡而引起壅浪时,壅浪高度及对坝面的破坏能力等应进行专门研究。对特殊重要的工程,安全加高可大于本规范表 5.3.1 规定的数值。

5.3.3 坝顶高程等于水库静水位与坝顶超高之和,应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的坝顶超高;
- 2 正常蓄水位加正常运用条件的坝顶超高;
- 3 校核洪水位加非常运用条件的坝顶超高;
- 4 正常蓄水位加非常运用条件的坝顶超高,再按本规范

5.3.2规定加地震安全加高。

5.3.4 当坝顶上游侧设有防浪墙时,坝顶超高可改为对防浪墙顶的要求。但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。

5.3.5 波浪要素应按本规范附录 A 计算,设计风速的取值应遵守下列规定:

- 1 正常运用条件下的 1 级、2 级坝,采用多年平均年最大风速的 1.5~2.0 倍;
- 2 正常运用条件下的 3 级、4 级、5 级坝,采用多年平均年最大风速的 1.5 倍;
- 3 非常运用条件下,采用多年平均年最大风速。

5.3.6 坝顶应预留竣工后沉降超高。沉降超高值应按本规范 8.4.3 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。预留沉降超高不应计入坝的计算高度。

5.4 坝 顶 构 造

5.4.1 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,高坝的顶部宽度可选用 10~15m,中、低坝可选用 5~10m。

5.4.2 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。

5.4.3 坝顶面可向上、下游侧或下游侧放坡。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。

5.4.4 坝顶上游侧宜设防浪墙,墙顶应高于坝顶1.00~1.20m。防浪墙必须与防渗体紧密结合。

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。

5.4.5 位于地震区的土石坝应核算防浪墙的动力稳定性。

5.4.6 工程运行要求坝顶设照明设施时,应按有关规定执行。

5.4.7 对于高坝,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。

5.4.8 坝顶结构与布置应经济实用,建筑艺术处理应美观大方,并与周围环境相协调。

5.5 防 渗 体

5.5.1 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 防渗土料的质量,如允许渗透比降、塑性、抗裂性能等;
- 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8度、9度地区适当加厚。

5.5.2 土质防渗体断面应满足渗透比降、下游浸润线和渗透流量的要求。应自上而下逐渐加厚,顶部的水平宽度不宜小于3.00m;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。

5.5.3 土质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5.5.3的规定取值。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。

当防渗体顶部设有防浪墙时,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 5.5.3 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	0.80~0.60	心墙	0.60~0.30

5.5.4 土质防渗体顶部和土质斜墙上游应设保护层。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。

5.6 反滤层和过渡层

5.6.1 坝的反滤层必须符合下列要求:

- 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。

5.6.2 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出逸处,如不满足反滤要求,均须设置反滤层。

5.6.3 土质防渗体分区坝的坝壳内各土层间,宜满足反滤要求。

5.6.4 下游坝壳与坝基透水层接触区,与岩基中发育的断层、破碎带和强风化带接触部位,如不满足反滤要求,应设反滤层。

5.6.5 防渗体下游和渗流出逸处的反滤层,除应满足本规范 5.6.1 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。

5.6.6 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。

5.6.7 反滤层的级配和层数应按本规范附录 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。

5.6.8 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,可加厚反滤层或设置过渡层。

5.6.9 在下列情况下,应论证是否要加厚防渗体上、下游侧反滤层:

- 1 设计地震烈度为 8 度、9 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。

5.6.10 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和堆石之间,沥青混凝土心墙和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。

5.6.11 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。

5.6.12 在填筑过程中反滤层宜与坝体同时上升,且不应有明显的颗粒分离和压碎现象。

5.6.13 选用土工织物作反滤层,宜用在易修补的部位,并按按 GB50290—98《土工合成材料应用技术规范》设计。

5.7 坝 体 排 水

5.7.1 土石坝应设置坝体排水,降低浸润线和孔隙压力,改变渗流方向,防止渗流出逸处产生渗透变形,保护坝坡土不产生冻胀破坏。

5.7.2 坝体排水必须满足以下要求:

- 1 能自由地向坝外排出全部渗透水;
- 2 应按反滤要求设计;

3 便于观测和检修。

5.7.3 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。

5.7.4 排水型式的选择,必须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 施工情况及排水设备的材料；

4 筑坝地区的气候条件。

5.7.5 均质坝和下游坝壳用弱透水材料填筑的土石坝,宜优先选用竖式排水,其底部可用褥垫排水将渗水引出。

5.7.6 均质坝和坝壳用弱透水料填筑的坝,若需要降低坝体内的孔隙压力,可在上、下游坡不同高度设置坝体水平排水层。其设置位置、层数和厚度应根据计算确定,但最小厚度不宜小于0.30m。

5.7.7 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级坝应不小于1.0m,3级、4级、5级坝应不小于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观测需要确定,但不宜小于 1.0m;

4 应避免在棱体上游坡脚处出现锐角。

5.7.8 贴坡排水设计应遵守下列规定:

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

2 底脚应设置排水沟或排水体;

3 材料应满足防浪护坡的要求。

5.7.9 坝内水平排水设计应遵守下列规定:

1 由砂、卵砾石组成的水平排水层的厚度和伸入坝体内的长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 网状排水带中纵向排水带(平行于坝轴线)的厚度和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宽度应不小于 0.5 m, 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。

4 坝内水平排水伸进坝体的极限尺寸,对于粘性土均质坝为坝底宽的 1/2,砂性土均质坝为坝底宽的 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。

5.8 护 坡

5.8.1 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径石做护坡。

5.8.2 护坡可在以下几种形式中选择:

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) 其他形式（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) 其他形式（如土工合成材料）。

5.8.3 护坡的形式、厚度及材料粒径应根据坝的等级、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。

5.8.4 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形式。下游护坡的水上、水下可采用不同的护坡厚度和形式。

5.8.5 护坡的覆盖范围应按以下要求确定：

1 上游面 上部自坝顶起，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，4 级、5 级坝可减至 1.50m，最低水位不确定时应护至坝脚。

2 下游面 应由坝顶护至排水棱体，无排水棱体时应护至坝脚。

5.8.6 堆石、干砌石护坡与被保护料之间不满足反滤要求时，护坡下应按反滤要求设置垫层。

5.8.7 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。

5.8.8 在寒冷地区的粘性土坝坡,当有可能因冻胀引起护坡变形时,应设防冻垫层,其厚度不小于当地冻结深度。

5.8.9 除堆石坝护坡外,应在马道、坝脚和护坡末端设置基座。

5.8.10 护坡厚度和粒径应按本规范附录 A 的方法计算,其中设计风速应符合本规范 5.3.5 的规定。

5.9 坝 面 排 水

5.9.1 除干砌石或堆石护坡外,均必须设坝面排水。应包括坝顶、坝坡、坝头及坝下游等部位的集水、截水和排水措施。

5.9.2 除堆石坝与基岩交坡处外,坝坡与岸坡连接处均必须设排水沟,其集水面积应包括岸坡集水面积在内。

5.9.3 坝面排水系统的布置、排水沟的尺寸和底坡应由计算确定。有马道时,纵向排水沟宜与马道一致,并设于马道内侧。

竖向排水沟可每 50~100m 设置一条。

5.9.4 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。

6 坝基处理

6.1 一般要求

6.1.1 坝基（包括坝头，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量等方面要求，保证坝的安全运行。处理的标准与要求应根据具体情况在设计中确定。竣工后的坝顶沉降量不宜大于坝高的1%。对于特殊土的坝基，允许总沉降量应视具体情况确定。

6.1.2 坝基中遇到下列情况时，必须慎重研究和处理。

- 1 深厚砂砾石层；
- 2 软粘土；
- 3 湿陷性黄土；
- 4 疏松砂土及少粘性土；
- 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。

6.2 砂砾石坝基的渗流控制

6.2.1 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、允许渗透比降等物理力学指标。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 GB50287—99《水利水电工程地质勘察规范》、SL237—1999《土工试验规程》进行。

6.2.2 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 下游排水设备及盖重

- 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

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

6.2.4 能可靠而有效地截断坝基渗透水流的垂直防渗措施,在技术条件可能而又经济合理时应优先采用。

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。

6.2.5 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连成一整体。

6.2.6 垂直防渗措施的选择应符合下列原则：

- 1 砂砾石层深度在 15m 以内,宜采用明挖回填粘土截水槽；
- 2 砂砾石层深度在 80m 以内,可采用混凝土防渗墙；
- 3 砂砾石层很深时,可采用灌浆帷幕,或在深层采用灌浆帷

幕,上层采用明挖回填粘土截水槽或混凝土防渗墙;

4 根据砂砾石层性质和厚度,也可沿坝轴线分段采用不同措施。

6.2.7 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比降、及土料与基岩接触面抗渗流冲刷的允许渗透比降和施工条件确定。

6.2.8 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 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;低坝应不低于 2m 。在墙顶可设填筑含水率大于最优含水率的高塑性土区。

3 墙底宜嵌入基岩 $0.5\sim 1.0\text{m}$ 。对风化较深和断层破碎带可根据坝高和断层破碎情况加深。

4 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,为确定混凝土的强度提供依据。

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。在混凝土内可掺粘土、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、物探等方法做强度和渗透性的质量检查。

6.2.9 在砂砾石坝基内建造灌浆帷幕前,宜先按可灌比 (M) 判别其可灌性: $M > 15$ 可灌注水泥浆; $M > 10$ 可灌注水泥粘土浆。

可灌性应通过室内及现场试验最终确定。

可灌比 M 可按式(6.2.9)计算:

$$M = D_{15} / d_{85} \quad (6.2.9)$$

式中 D_{15} ——受灌地层中小于该粒径的土重占总土重的 15% ,
mm;

d_{85} ——灌注材料中小于该粒径的土重占总土重的 85% ,
mm。

6.2.10 砂砾石坝基灌浆材料宜用粒状材料(水泥、粘土和膨润

土等),也可在粒状材料灌浆后,再灌化学灌浆材料。

6.2.11 应通过现场帷幕灌浆试验论证灌浆帷幕的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。

6.2.12 灌浆帷幕设计应遵守下列原则:

1 帷幕厚度 T 可按式(6.2.12)计算:

$$T = H/J \quad (6.2.12)$$

式中 H ——最大设计水头,m;

J ——帷幕的允许比降,对一般水泥粘土浆,可采用3~4。

对深度较大的多排帷幕,根据渗流计算和已有的工程实例可沿深度逐渐减薄;

2 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;

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2~3m,排数可根据帷幕厚度确定;

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

5 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;

6 灌浆方法宜用套阀花管法。

6.2.13 铺盖应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。

铺盖设计应遵守下列原则:

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,前端最小厚度可取0.5~1.0m,末端与坝身防渗体连接处厚度应由渗流计算确定,且应满

足构造和施工要求。

3 铺盖与坝基土接触面应平整、压实。当铺盖和基土之间不满足反滤原则时，应设反滤层。

4 铺盖应采用相对不透水土料填筑，其渗透系数应小于坝基砂砾石层的 $1/100$ ，并应小于 $i \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ ，应在等于或略高于最优含水率下压实。也可采用土工膜作铺盖。

5 当利用天然土层作铺盖时，应查明天然土层及下卧砂砾石层的分布、厚度、级配、渗透系数和允许渗透比降等情况，论证天然铺盖的渗透性，并核算层间关系是否满足反滤要求。必要时可辅以人工压实、局部补充填土、利用水库淤积等措施。对抗渗性差的天然土层宜避免采用。

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。

6.2.14 坝基中的渗透水流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，宜设置坝基排水设施。

6.2.15 坝基排水设施应根据坝基地质情况，并结合坝体排水按下述情况选用：

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。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。

6.2.16 坝基反滤排水暗沟的位置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。

坝外反滤排水沟宜采用明式，并与排地面水排水沟分开，避免冲刷和泥沙淤塞。

坝基反滤排水暗沟、水平排水垫层及反滤排水沟断面均应由计算或试验确定,并作好反滤层。

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

- 1 出口高程应尽量低,但不得低于排水沟底面。
- 2 井径宜大于 150mm。
- 3 进水花管贯入强透水层的深度,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,进水花管外填反滤料粒径 D_{85} 与条孔宽度之比应大于等于 1.2,与圆孔直径之比应大于等于 1.0。
- 6 减压井周围的反滤层应按本规范附录 B 的规定进行设计。采用砂砾料或土工织物作反滤均可。采用砂砾料作反滤料时,反滤料的粒径应不大于层厚的 1/5。

7 蓄水后应加强观测,对效果达不到设计要求的地段可加密井系。

6.2.18 下游坝脚渗流出逸处,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由计算或试验确定。计算方法可按本规范 8.2 的规定执行。

6.3 岩石坝基处理

6.3.1 当岩石坝基有较大透水性、软弱夹层、风化破碎或有化学溶蚀以致通过地层的渗漏量影响水库效益,影响坝体和坝基的稳定或渗透稳定时,应对坝基进行处理。

6.3.2 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 采用以上数项措施综合处理。

6.3.3 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。除应按本规范 7.1 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应设置排水反滤设施。

6.3.4 土质防渗体坝,当其基岩透水性较大时,应做帷幕灌浆,高坝还宜同时进行固结灌浆处理。

6.3.5 基岩裂隙宽度大于 $0.15\sim 0.25\text{mm}$,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。

受灌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。

6.3.6 灌浆帷幕设在坝的防渗体底部的位置应符合本规范 6.2.5 的规定。

6.3.7 灌浆帷幕的钻孔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,其倾斜方向应与主导裂隙的倾斜方向相反,并结合施工条件确定。

6.3.8 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。

6.3.9 灌浆帷幕的设计标准应按灌后基岩的透水率控制。1 级、2 级坝及高坝透水率宜为 3~5Lu，3 级及其以下的坝透水率宜为 5~10Lu。蓄水和抽水蓄能水库的上库可取低值，滞洪水库等可用高值。

基岩相对不透水层透水率的标准同上。

6.3.10 灌浆帷幕宜采用一排灌浆孔。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。多排帷幕灌浆孔宜按梅花型布置，排距、孔距宜为 1.5~3.0m。灌浆压力应根据地质条件、坝高及灌浆试验等确定。

6.3.11 灌浆帷幕伸入两岸的长度可依据下述原则之一确定：

- 1 至水库正常蓄水位与水库蓄水前两岸的地下水位相交处；
- 2 至水库正常蓄水位与相对不透水层在两岸的相交处；
- 3 根据防渗要求，按渗流计算成果确定。

6.3.12 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%，检查标准按本规范 6.3.9 规定的透水率执行。

6.3.13 固结灌浆可沿土质防渗体与基础接触面整个范围布置。根据地质情况，孔、排距可取 3.0~4.0m，深度宜取 5~10m。

6.3.14 固结灌浆的灌浆压力，当没有混凝土盖板时，初步可选用 0.1~0.3MPa；当有混凝土盖板时，初步可选用 0.2~0.5MPa；最终应通过灌浆试验确定。

6.3.15 固结灌浆的设计标准宜与帷幕灌浆相同。灌浆后应进行质量检查，检查孔的数量不宜少于固结灌浆孔总数的 5%。

6.3.16 帷幕灌浆和固结灌浆对浆液的要求、灌浆方法、灌浆结束标准等应按照 **SL62—94**《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》执行。

6.3.17 当两岸坝肩岩体有承压水或山体较单薄存在岩体稳定问题时,宜做灌浆帷幕和排水幕设施。

6.4 易液化土、软粘土和湿陷性黄土坝基的处理

6.4.1 对地震区的坝基中可能发生液化的无粘性土和少粘性土,应按 **GB50287—99**《水利水电工程地质勘察规范》进行地震液化可能性的评价。

6.4.2 对判别可能液化的土层,应挖除、换土。在挖除比较困难或很不经济时,可采取加密措施。对浅层可能液化的土层宜用表面振动压密,对深层可能液化的土层宜用振冲、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。

6.4.3 软粘土不宜作为坝基。经过技术经济论证,采取处理措施后,可修建低均质坝和心墙坝。

6.4.4 软粘土坝基的处理措施,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。

在软粘土坝基上筑坝应加强现场孔隙水压力和变形监测。

6.4.5 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,经过论证并采取有效处理措施,可不予清除。

6.4.6 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,并做好处理工作。

6.4.7 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。

对黄土中的陷穴、动物巢穴、窑洞、墓坑等地下空洞,必须查明处理。

7 坝体与坝基、岸坡及其他建筑物的连接

7.1 坝体与坝基及岸坡的连接

7.1.1 坝体与坝基及岸坡的连接必须妥善设计和处理。连接面不应发生水力劈裂和邻近接触面岩石大量漏水,不得形成影响坝体稳定的软弱层面,不应由于岸坡形状或坡度不当引起不均匀沉降而导致坝体裂缝。

7.1.2 坝体与土质坝基及岸坡的连接必须遵守下列规定:

1 坝断面范围内必须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。

7.1.3 坝体与岩石坝基和岸坡的连接应遵守下列原则:

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,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 对失水很快风化的软岩(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,或开挖后用喷水泥

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 0.5~1.0m 范围内，防渗体应为粘土，如防渗料为砾石土，应改为粘土，粘土应控制在略高于最优含水率情况下填筑，在填土前应用粘土浆抹面。

7.1.4 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，岸坡上缓下陡时，变坡角应小于 20°；

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

3 土质岸坡不宜陡于 1:1.5；

4 岸坡应保持施工期稳定。

7.1.5 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。

7.1.6 土质防渗体与混凝土防渗墙的连接，应按本规范 6.2.8 规定执行。

7.2 坝体与其他建筑物的连接

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

7.2.2 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。土质防渗体与混凝土建筑物的连接面应有足够的渗径长度。

7.2.3 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面结合的坡度不宜陡于 1:0.25，下游侧接触面与土石坝轴线的水平夹角宜在 85°~90°之间。连接段的防渗体宜适当加大断面，或选用高塑性粘土填筑并充分压实，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。

7.2.4 坝下埋设涵管应符合下列要求：

- 1 土质防渗体坝下涵管连接处,应扩大防渗体断面;
- 2 涵管本身设置永久伸缩缝和沉降缝时,必须做好止水,并在接缝处设反滤层;
- 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。

7.2.5 为灌浆、观测、检修和排水等方面的需要设置的廊道,可布置在坝底基岩上,并宜将廊道全部或部分埋入基岩内。

7.2.6 地震区的土石坝与岸坡和混凝土建筑物的连接还应遵照SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》有关规定执行。

8 坝的计算和分析

8.1 渗流计算

8.1.1 渗流计算应包括以下内容：

- 1 确定坝体浸润线及其下游出逸点的位置,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 确定坝坡出逸段与下游坝基表面的出逸比降,以及不同土层之间的渗透比降;
- 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、渗流量和渗透比降。

8.1.2 渗流计算应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 库水位降落时上游坝坡稳定最不利的情况。

8.1.3 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。

8.1.4 对1级、2级坝和高坝应采用数值法计算确定渗流场的各种渗流因素。对其他情况可采用公式进行计算。

对地质复杂的情况,可采用反算方法校核和修正各项水文地质参数。

8.1.5 岸边的绕坝渗流和高山峡谷的高土石坝应按三维渗流用数值法计算。地质条件复杂时可用模拟试验作相互印证。

8.1.6 土质防渗体分区坝和均质坝库水位降落时,计算上游坝体内的自由水面位置,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。

8.1.7 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,可将下卧土层视为相对不透水层。

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。

8.2 渗透稳定计算

8.2.1 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 判明坝和坝基土体的渗透稳定;

3 判明坝下游渗流出逸段的渗透稳定。

8.2.2 渗透变形形式的判别方法应按 GB50287—99《水利水电工程地质勘察规范》的规定执行。

8.2.3 在没有反滤层保护时,坝体、坝基渗流出逸比降应小于材料的允许渗透比降。

8.2.4 坝基表层土的渗透系数小于下层土的渗透系数,而下游渗流出逸比降又符合式(8.2.4-1)时,应设置排水盖重层或排水减压井。

$$J_{a-x} > (G_s - 1)(1 - n_1)/K \quad (8.2.4-1)$$

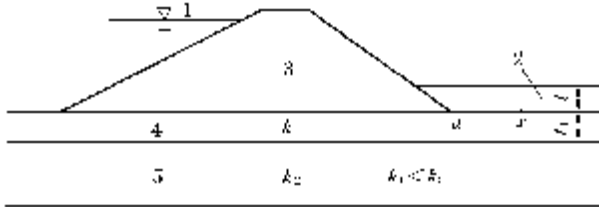
排水盖重层的厚度 t 可按式(8.2.4-2)计算:

$$t = \frac{KJ_{a-x}t_1\gamma_w - (G_s - 1)(1 - n_1)t_1\gamma_w}{\gamma} \quad (8.2.4-2)$$

式中 J_{a-x} ——表层土在坝下游坡脚点 a 至 a 以下范围 x 点的渗透比降,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 8.2.4);

G_s ——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；
- γ ——排水盖重层的容重,水上用湿容重,水下用浮容重；
- γ_w ——水的容重。



图B.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；5—坝基下层

8.3 稳定计算

8.3.1 土石坝施工、建成、蓄水和库水位降落的各个时期不同荷载下，应分别计算其稳定性。控制稳定的有施工期（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；
- 2 稳定渗流期的上、下游坝坡；
- 3 水库水位降落期的上游坝坡；
- 4 正常运用遇地震的上、下游坝坡。

各工况正常和非常运用条件的区分应按本规范 1.0.5 的规定执行。

8.3.2 土石坝各种计算工况，土体的抗剪强度均采用有效应力法按式(8.3.2-1)计算：

$$\tau = c' + (\sigma - u)\tan\varphi' = c' + \sigma'\tan\varphi' \quad (8.3.2-1)$$

粘性土施工期同时应采用总应力法按式(8.3.2-2)计算:

$$\tau = c_u + \sigma \tan \varphi_u \quad (8.3.2-2)$$

粘性土库水位降落期同时应采用总应力法按(8.3.2-3)式计算:

$$\tau = c_{cu} + \sigma'_c \tan \varphi_{cu} \quad (8.3.2-3)$$

式中 τ ——土体的抗剪强度;

c' 、 φ' ——有效应力抗剪强度指标;

σ ——法向总应力;

σ' ——法向有效应力;

u ——孔隙压力;

c_u 、 φ_u ——不排水剪总强度指标;

c_{cu} 、 φ_{cu} ——固结不排水剪总强度指标;

σ'_c ——库水位降落前的法向有效应力。

8.3.3 粗粒料非线性抗剪强度指标可按式(8.3.3)计算:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right) \quad (8.3.3)$$

式中 φ ——土体滑动面的摩擦角;

φ_0 ——一个大气压力下的摩擦角;

$\Delta\varphi$ —— σ_3 增加一个对数周期下 φ 的减小值;

σ_3 ——土体滑动面的小主应力;

p_a ——大气压力。

8.3.4 土质防渗体坝、沥青混凝土面板坝或心墙坝及土工膜斜墙坝或心墙坝,其抗剪强度应采用本规范式(8.3.2-1)~式(8.3.2-3)确定。上述坝型中的1级高坝,有条件时,粗粒料可用本规范公式(8.3.3)确定的抗剪强度指标验算稳定。混凝土面板堆石坝的粗粒料应采用本规范公式(8.3.3)确定的抗剪强度指标进行稳定计算。

8.3.5 土的抗剪强度指标应采用三轴仪测定。对3级以下的中坝,可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 0.2MPa^{-1} 的土，也可用直接快剪试验或固结快剪测定其总强度指标。

抗剪强度试验的仪器、方法和设计取值应按本规范附录 D 规定选用。

8.3.6 粘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(8.3.6)计算：

$$u_0 = \gamma h \bar{B} \quad (8.3.6)$$

式中 γ ——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，按本规范附录 C 确定。

对于饱和度大于 80% 和渗透系数介于 $10^{-7} \sim 10^{-5}\text{cm/s}$ 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。计算方法可按本规范附录 C 规定执行。

应加强现场孔隙压力观测，校核计算的成果。

8.3.7 稳定渗流期坝体和坝基中的孔隙压力，应根据流网确定。计算方法可按本规范附录 C 规定执行。

8.3.8 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 对无粘性土，可通过渗流计算确定水库水位降落期坝体内的浸润线位置，绘制瞬时流网，定出孔隙压力。

2 对粘性土，可按本规范附录 C 规定的方法估算，并通过现场观测进行核算。

8.3.9 坝坡抗滑稳定计算应采用刚体极限平衡法。对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝，宜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、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(Morgenstern—Price)等方法。稳定计算方法按本规范附录 D 的规定执行。

非均质坝体和坝基稳定安全系数的计算应考虑安全系数的多极值特性。滑动破坏面应在不同的土层进行分析比较，直到求得

最小稳定安全系数。

8.3.10 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,应不小于表 8.3.10 规定的数值。

表 8.3.10 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	1.35	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:运用条件详见本规范 1.0.5。

混凝土面板堆石坝用非线性抗剪强度指标计算坝坡稳定的安全系数可参照表 8.3.10 规定取值。

8.3.11 采用不计条块间作用力的瑞典圆弧法计算坝坡抗滑稳定安全系数时,对 1 级坝正常运用条件最小安全系数应不小于 1.30,其他情况应比本规范表 8.3.10 规定的数值减小 8%。

8.3.12 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,安全系数应符合本规范表 8.3.10 的规定;若假定滑楔之间作用力为水平方向,安全系数应符合本规范 8.3.11 的规定。

8.3.13 由土工膜做成的斜墙土石坝,除应进行沿有关部位的坝坡和坝基稳定分析外,并应沿土工膜和土的接触带进行稳定分析。

8.3.14 抗震稳定计算应按 SL203—97《水工建筑物抗震设计规范》有关规定执行。如不按可靠度又采用拟静力法计算时,其稳定安全系数可按本规范 8.3.10、8.3.11、8.3.12 的规定确定。

8.4 应力和变形计算

8.4.1 土石坝应进行沉降分析,估算在土体自重及其他外荷作用下,坝体和坝基竣工时的沉降量和最终沉降量,计算方法应按本规范附录 E 执行。

8.4.2 1级、2级高坝及建于复杂和软弱地基上的坝应采用有限元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、变形。

地震区土石坝的动力分析应按 **SL203—97**《水工建筑物抗震设计规范》的规定进行。

8.4.3 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、施工期观测和工程类比等综合分析确定。

8.4.4 根据沉降计算结果,应推算出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。还应根据有限元应力、变形计算结果,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、防渗体的水力劈裂等。并在上述两种计算结果基础上综合研究是否会发生裂缝以及应采取抗裂措施等。

8.4.5 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。对于粘性土的坝体和坝基,宜考虑固结对坝体应力和变形的影响。

8.4.6 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。

8.4.7 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。

8.4.8 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。

8.4.9 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观测和施工质量检测资料及时进行分析,校核和修正计算参数,参考工程类比成果,判断计算成果的正确性和合理性,并论证是否需要采取工程措施或修正设计。

9 分期施工与扩建加高

9.1 分期施工

9.1.1 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、枢纽建筑物的开挖料利用等具体情况拟定。

9.1.2 分期施工时,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。

9.1.3 对龙口段和先期填筑段的施工应符合下列规定:

- 1 均质坝和厚心墙坝,应核算合龙段的施工期稳定性;
- 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,应按本规范 8.4 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防护措施。但在坝体合龙前必须将临时防护设施全部清除。

9.1.4 土质心墙、斜心墙和斜墙不应采取分期加厚的形式。

9.1.5 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。

9.1.6 对分期完建的坝,坝体、泄水和引水建筑物均必须按最终规模进行设计。

9.2 扩建加高

9.2.1 进行扩建加高设计时,应分析原坝体的原型观测资料,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。

9.2.2 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，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和扩建。

9.2.3 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。

9.2.4 若其他加高措施有困难、加高相对高度不大，对原坝体的填筑质量、坝坡安全裕度、坝地质条件以及地震烈度等情况进行论证后，坝的整体安全满足本规范要求时，也可采用戴帽加高的方法。

9.2.5 扩建加高坝体的土料与原坝体填土性质不同时，应研究增设反滤层和过渡层的必要性。

9.2.6 土质防渗体分区坝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，必须形成完整的防渗体系。

10 安全监测设计

10.0.1 土石坝应根据坝的等级、高度、结构形式以及地形、地质等条件，设置必要的监测项目及相应的设施，并及时整理分析观测资料。

安全监测设计应符合下列要求：

- 1 监视土石坝的安全运行；
- 2 根据施工期监测资料，控制施工，并及时检验和修正设计；
- 3 根据长期监测资料，检验设计的正确性；
- 4 为科学研究提供资料。

10.0.2 监测仪器、设施的选择，应在可靠、耐久、经济、适用前提下，力求先进和便于实现自动化监测。监测设施布置应符合下列规定：

- 1 应少而精，突出重点，并能反映大坝的工作状况；
- 2 外部监测表面位移点宜等距分布；
- 3 内部监测设施至少应沿坝轴线的—个纵断面和最大坝高处（或其他有代表性的断面）的—个横断面布置，必要时可增设横断面；
- 4 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 临时性监测设施宜与永久性监测设施相结合；
- 6 内部观测设施应避免施工干扰、尽量缩短管路和电缆长度；
- 7 各观测设施应能相互校核，并做到—种设施多种用途；
- 8 应保证观测作业有良好的交通及照明条件。

10.0.3 1级、2级坝及高坝应设置下列监测项目：

- 1 坝面垂直位移、水平位移（纵向和横向）和接缝位移；
- 2 坝基沉降；
- 3 坝体内部垂直位移；

- 4 坝体和坝基的孔隙压力及坝体浸润线；
- 5 渗透流量、渗透水透明度和水质；如有可能，最好分别测定坝基、坝体、绕坝等各个部分的渗透流量；
- 6 绕坝渗流、岸坡地下水位。

10.0.4 3级坝及4级、5级坝高大于30m的坝应设置下列监测项目：

- 1 坝面垂直位移和水平位移；
- 2 渗流量；
- 3 根据具体情况观测坝体和坝基的孔隙压力及坝体浸润线。

10.0.5 1级、2级高坝，可根据工程具体情况，增加下列专门性监测项目：

- 1 坝体内部水平位移；
- 2 坝体内部土体的应变；
- 3 坝体应力；
- 4 坝体与其他建筑物接触面的土压力；
- 5 混凝土防渗墙、钢筋混凝土及沥青混凝土防渗体的应力和应变；
- 6 地震；
- 7 岸坡稳定；
- 8 其他(如波浪、水库水质污染等)。

10.0.6 地震监测设置应符合下列要求：

1 设计地震烈度为8度、9度地区的1级、2级高坝，应至少选1~2个断面，沿不同高程设置测点，采用强震仪监测坝体的动力反应；

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 坝体及坝基中的抗震敏感部位，宜设置动孔隙压力等监测设备。

10.0.7 混凝土防渗墙、钢筋混凝土及沥青混凝土防渗体观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变、沉降、

渗透、温度等监测项目。

10.0.8 监测设计时,宜根据设计计算并参考类似工程监测成果,提供监测值的预计变动范围。

10.0.9 安全监测除应符合本规范要求外,还应执行 **SL60—94**《土石坝安全监测技术规范》、**SL169—96**《土石坝安全监测资料整编规程》有关规定。

10.0.10 监测设计中应对施工单位提出要求,将监测设施的安设记录及竣工图,施工期的监测记录和整理分析资料,编成正式文件,移交给管理单位。施工单位应保证各项监测设施的完好和监测资料的完整性。

附录 A 波浪和护坡计算

A.1 波浪计算

A.1.1 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.1.1)计算:

$$W_{10} = K_z W_z \quad (\text{A.1.1})$$

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.1.1 查得;

W_z ——距水面上空 Z 高度处 10min 的平均风速。

表 A.1.1 风速修正系数

高度 $Z(\text{m})$	2	5	10	15	20
修正系数 K_z	1.25	1.10	1.00	0.96	0.90

A.1.2 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.1.3 风区长度的确定应符合下列要求:

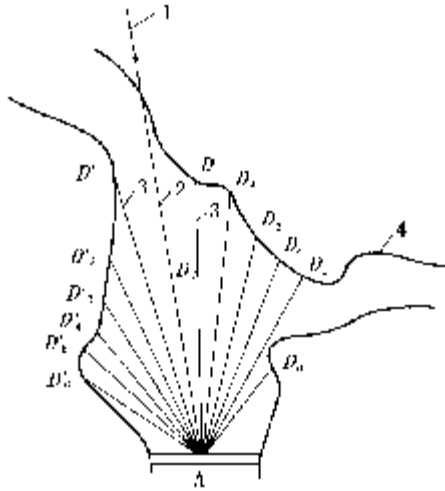
1 当沿风向两侧的水域较宽广时,可采用计算点到对岸的距离;

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 $5B$,同时不小于自计算点到缩窄处的长度;

3 如图 A.1.3 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.1.3)计算:

$$D_e = \frac{\sum_i D_i \cos^2 \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i} \quad (\text{A.1.3})$$

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、±1、±2、±3、±4、±5、±6；
 α_i ——第 i 条射线与主射线的夹角，等于 $i \times 7.5^\circ$ 。



图A.1.3 等效风区长度计算示意图

1 主风向；2 主射线；3 射线；4 水域边界

A.1.4 风区内水域平均深度 H_m 宜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.1.5 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.1.5-1)、式(A.1.5-2)计算：

$$\frac{gh_m}{W^2} = 0.13 \operatorname{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right] \operatorname{th} \left\{ \frac{0.0018 \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{0.45}}{0.13 \operatorname{th} \left[0.7 \left(\frac{gH_m}{W^2} \right)^{0.7} \right]} \right\} \quad (\text{A.1.5-1})$$

$$T_m = 4.438 h_m^{0.5} \quad (\text{A.1.5-2})$$

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 9.81m/s^2 。

平均波长可按式(A.1.5-3)计算:

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \text{th} \left(\frac{2\pi H}{L_m} \right) \quad (\text{A.1.5-3})$$

对于深水波, 即当 $H \geq 0.5L_m$ 时, 式(A.1.5-3)可简化为

$$L_m = \frac{gT_m^2}{2\pi} \quad (\text{A.1.5-4})$$

式中 L_m ——平均波长, m;

H ——坝迎水面前水深, m。

A.1.6 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.1.6-1)、式(A.1.6-2)计算:

$$\frac{gh_{2\%}}{W^2} = 0.00625 W^{1/6} \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{1/3} \quad (\text{A.1.6-1})$$

$$\frac{gL_m}{W^2} = 0.0386 \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{1/2} \quad (\text{A.1.6-2})$$

式中 $h_{2\%}$ ——累积频率为 2% 的波高, m。

A.1.7 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.1.7-1)、式(A.1.7-2)计算:

$$\frac{gh}{W^2} = 0.0076 W^{-1/12} \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{1/3} \quad (\text{A.1.7-1})$$

$$\frac{gL_m}{W^2} = 0.331 W^{-1/2.15} \left(\frac{gD}{W^2} \right)^{1/3.75} \quad (\text{A.1.7-2})$$

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

A.1.8 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.1.8中规定的系数计算求得。

表 A.1.8 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.1.9 有效波高 h_s 可取累积频率为 14% 的波高 $h_{14\%}$ 。

A.1.10 风壅水面高度可按式(A.1.10)计算：

$$e = \frac{KW^2 D}{2gH_m} \cos \beta \quad (\text{A.1.10})$$

式中 e ——计算点处的风壅水面高度, m;

D ——风区长度, m;

K ——综合摩阻系数, 取 3.6×10^{-6} ;

β ——计算风向与坝轴线法线的夹角, ($^\circ$)。

A.1.11 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% 的爬高值 $R_{1\%}$, 4级、5级坝采用累积频率为 5% 的爬高值 $R_{5\%}$ 。

A.1.12 正向来波在单坡上的平均波浪爬高可按式(A.1.12-1)、式(A.1.12-2)或有关规定计算：

1 当 $m = 1.5 \sim 5.0$ 时

$$R_m = \frac{K_\Delta K_w}{\sqrt{1+m^2}} \sqrt{h_m L_m} \quad (\text{A.1.12-1})$$

式中 R_m ——平均波浪爬高, m;

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

K_Δ ——斜坡的糙率渗透性系数, 根据护面类型由表 A.1.12-1 查得;

K_w ——经验系数, 按表 A.1.12-2 查得。

表 A.1.12—1 糙率及渗透性系数 K_A

护面类型	K_A
光滑不透水护面(沥青混凝土)	1.00
混凝土或混凝土板	0.90
草皮	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.1.12—2 经验系数 K_w

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

2 当 $m \leq 1.25$ 时

$$R_m = K_A K_w R_0 h_m \quad (\text{A.1.12-2})$$

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($K_A = 1$)的爬高值,由表 A.1.12—3 查得。

表 A.1.12—3 R_0 值

m	0	0.5	1.0	1.25
R_0	1.24	1.45	2.20	2.50

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.1.13 不同累积频率下的波浪爬高 R_p 可由平均波高与坝迎水面前水深的比值和相应的累积频率 $P(\%)$ 按表 A.1.13 规定的系数计算求得。

表 A.1.13 不同累积频率下的爬高与平均爬高比值 (R_p/R_m)

$P(\%)$ h_m/H	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.1.14 正向来波在带有马道的复坡上的平均波浪爬高按下列规定计算：

1 马道上、下坡度一致，且马道位于静水位上、下 $0.5 h_{1\%}$ 范围内，其宽度为 $(0.5 \sim 2.0) h_{1\%}$ 时，波浪爬高应为按单一坡计算值的 $(0.9 \sim 0.8)$ 倍；当马道位于静水位上、下 $0.5 h_{1\%}$ 以外，宽度小于 $(0.5 \sim 2.0) h_{1\%}$ 时，可不考虑其影响。

2 马道上、下坡度不一致，且位于静水位上、下 $0.5 h_{1\%}$ 范围内时，可先按式 (A.1.14) 确定该坝坡的折算单坡坡度系数，再根据本规范 A.1.12 按单坡计算。

$$\frac{1}{m_e} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{m_{\text{上}}} + \frac{1}{m_{\text{下}}} \right) \quad (\text{A.1.14})$$

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.1.15 当来波波向线与坝轴线的法线成 β 夹角时，波浪爬高等于按正向来波计算爬高值乘以折减系数 K_β 。 K_β 应按表 A.1.15 确定。

表 A.1.15 斜向来波折减系数 K_β

$\beta(^{\circ})$	0	10	20	30	40	50	60
K_β	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.82	0.76

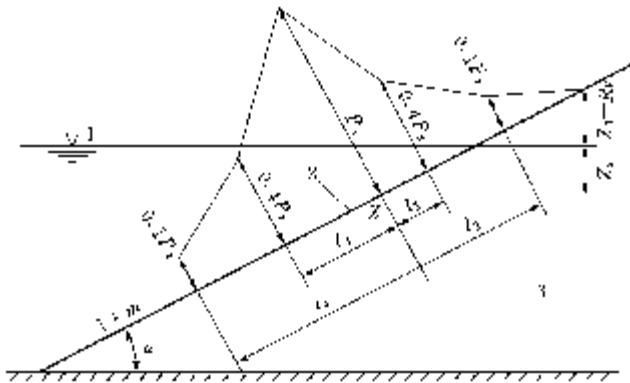
A.1.16 如图 A.1.16 所示，作用在坡度系数为 $1.5 \sim 5.0$ 的坝坡护面板上的波浪压力，可按式 (A.1.16-1)~式 (A.1.16-6) 计算：

1 最大压力强度

$$P_z = K_P K_1 K_2 K_3 \gamma_w h_s \quad (\text{A.1.16-1})$$

$$K_1 = 0.85 + 4.8 \frac{h_s}{L_m} + m \left(0.028 - 1.15 \frac{h_s}{L_m} \right) \quad (\text{A.1.16-2})$$

式中 P_z ——最大压力强度， kN/m^2 ；



图A.1.16 坝坡护面板上的波浪压力

1—上游水面；2—护面板；3—坝体

K_P ——频率换算系数，取 1.35；

K_2 ——系数，按表 A.1.16—1 确定；

K_3 ——作用在点 Z 的浪压力相对强度系数，按表 A.1.16—2 确定；

γ_w ——水的容重， kN/m^3 ；

h_s ——有效波高， m 。

表 A.1.16—1 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.1.16—2 浪压力相对强度系数 K_3

$h_s(\text{m})$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	≥ 4
K_3	3.7	2.8	2.3	2.1	1.9	1.8	1.75	1.7

2 最大压力强度作用点距水面的距离 Z_2

$$Z_2 = A + \frac{1}{m^2} \left(1 - \sqrt{2m^2 + 1} \right) (A + B) \quad (\text{A.1.16-3})$$

$$A = h_s \left[0.47 + 0.023 \frac{L_m}{h_s} \right] \frac{1+m^2}{m^2} \quad (\text{A.1.16-4})$$

$$B = h_s \left[0.95 - (0.84m - 0.25) \frac{h_s}{L_m} \right] \quad (\text{A.1.16-5})$$

当计算 $Z_z < 0$ 时, 取 $Z_z = 0$ 。

3 斜面上各计算点到点 Z 的距离

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= 0.0125 S \\ l_2 &= 0.0325 S \\ l_3 &= 0.0265 S \\ l_4 &= 0.0675 S \\ S &= \frac{mL_m}{\sqrt{m^2 - 1}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1.16-6})$$

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.2.1-1)~式 (A.2.1-4) 确定:

$$D = 0.85 D_{50} = 1.018 K_t \frac{\rho_w}{\rho_k - \rho_w} \cdot \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m(m+2)} h_p \quad (\text{A.2.1-1})$$

$$Q = 0.85 Q_{50} = 0.525 \rho_k D^3 \quad (\text{A.2.1-2})$$

当 $L_m/h_p \leq 15$ 时

$$t = \frac{1.67}{K_t} D \quad (\text{A.2.1-3})$$

当 $L_m/h_p > 15$ 时

$$t = \frac{1.82}{K_t} D \quad (\text{A.2.1-4})$$

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 ——护坡厚度, m ;
 K_t ——随坡率变化的系数, 按表 A.2.1 查得;
 ρ_k ——块石密度, t/m^3 ;
 ρ_w ——水的密度, t/m^3 ;
 h_p ——累积频率为 5% 的波高, m , 重要工程累积频率可适当提高。

表 A.2.1 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 采用经过整理的堆石(抛石)护坡的石块质量和厚度可按式(A.2.2-1)~式(A.2.2-4)计算:

$$Q_{50} = \frac{\rho_k h_s^3}{k(G-1)^3 m} \quad (\text{A.2.2-1})$$

$$Q_{\max} = (3 \sim 4) Q_{50} \quad (\text{A.2.2-2})$$

$$Q_{\min} = \left[\frac{1}{4} \sim \frac{1}{5} \right] Q_{50} \quad (\text{A.2.2-3})$$

$$t = 1.10 \left[\frac{Q_{\max}}{\rho_k} \right]^{1/3} \quad (\text{A.2.2-4})$$

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

h_s ——有效波高, m ;

k ——系数, 取 4.37;

G ——石块比重。

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, 板在浮力作用下稳定的面板厚度可按式(A.2.3)计算:

$$t = 0.07 \eta h_p \sqrt[3]{\frac{L_m}{b} \frac{\rho_w}{\rho_c - \rho_w} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}} \quad (\text{A.2.3})$$

式中 η ——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;

b ——沿坝坡向板长, m;

ρ_c ——板的密度, t/m³。

附录 B 反滤层设计

B.0.1 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,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.0.2 应绘制被保护土、坝壳料和料场砂砾料的颗粒级配曲线,并求出各自的范围线(上、下包线)。

B.0.3 根据工程实际情况,反滤层的类型可按下列规定确定:

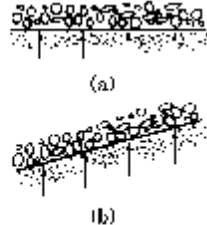
1 均质坝的水平排水体和斜墙后的反滤层等,反滤层位于被保护土下部,渗流方向由上向下(图 B.0.3—1),属 I 型反滤。

2 位于坝基渗流出逸处和排水沟下边的反滤层等,反滤层位于被保护土上部,渗流方向由下向上(图 B.0.3—2),属 II 型反滤。

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



图B.0.3-1 I型反滤



图B.0.3-2 II型反滤

B.0.4 被保护土为无粘性土,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.0.4—1)、式(B.0.4—2)确定:

$$D_{15}/d_{85} \leq 4 \sim 5 \quad (\text{B.0.4-1})$$

$$D_{15}/d_{15} \geq 5 \quad (\text{B.0.4-2})$$

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.0.4-1)和式(B.0.4-2)初步确定反滤层,然后通过试验确定级配。

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。

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.0.5 当被保护土为粘性土时,其第一层反滤层的级配应按下列方法确定:

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,应按全料确定小于 0.075 mm 颗粒含量的百分数,及按全料的 d_{85} 作为计算粒径。

1) 对于小于 0.075mm 颗粒含量大于 85% 的土,其反滤层可按式(B.0.5-1)确定:

$$D_{15} \leq 9 d_{85} \quad (\text{B.0.5-1})$$

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

2) 对于小于 0.075mm 颗粒含量为 40%~85% 的土,其反滤层可按式(B.0.5-2)确定:

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm} \quad (\text{B.0.5-2})$$

3) 对于小于 0.075mm 颗粒含量为 15%~39% 的土,其反滤层可按式(B.0.5-3)确定:

$$D_{15} \leq 0.7\text{mm} + \frac{1}{25}(40 - A)(4 d_{85} - 0.7\text{mm}) \quad (\text{B.0.5-3})$$

式中 A ——小于 0.075mm 颗粒含量, %。

若式(B.0.5-3)中 $4d_{85} < 0.7\text{mm}$, 应取 0.7mm 。

2 排水要求

本条 1 款中三类土还应同时符合式(B.0.5-4)要求:

$$D_{15} \geq 4d_{15} \quad (\text{B.0.5-4})$$

式(B.0.5-4)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 0.1mm 。

B.0.6 反滤料 D_{90} (下包线)和 D_{10} (上包线)的粒径关系宜符合表 B.0.6 的规定。

表 B.0.6 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	$D_{10}(\text{mm})$	$D_{90}(\text{mm})$
所有类别	<0.5	20
	$0.5\sim 1.0$	25
	$1.0\sim 2.0$	30
	$2.0\sim 5.0$	40
	$5.0\sim 10$	50
	>10	60

B.0.7 根据求出的第一层反滤层,用本规范式(B.0.4-1)、式(B.0.4-2)验算与坝壳料的关系,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.0.8 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,按本规范式(B.0.4-1)、式(B.0.4-2)确定。

B.0.9 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本规范 B.0.3 反滤层的类型结合实际构造情况确定。

B.0.10 采用土工织物作反滤料,应按 GB50290-98《土工合成材料应用技术规范》的规定进行设计。

附录 C 坝体内孔隙压力的估算

C.0.1 粘性填土施工期的孔隙压力系数 \bar{B} 宜根据三轴不排水试验中相应剪应力水平下的孔隙压力 u 和大主总应力 σ_1 , 按式 (C.0.1) 计算:

$$\bar{B} = u/\sigma_1 \quad (\text{C.0.1})$$

C.0.2 粘性填土中孔隙压力消散计算宜采用太沙基公式计算:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \bar{B} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} \quad (\text{C.0.2-1})$$

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 ——土体的固结系数, 通过消散试验确定。如属非饱和土体, 通常改用 C_v' 表示。

有条件时也可采用比奥公式计算:

$$\left. \begin{aligned} -G\nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G\nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \cdot \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \\ \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} &= 0 \end{aligned} \right\} (\text{C.0.2-2})$$

式中 ∇^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;

ε_v ——体应变;

k ——渗透系数, 设二向同性;

μ ——土的泊松比；

γ ——土的容重。

C.0.3 稳定渗流期孔隙压力应根据流网确定。图 C.0.3 为稳定渗流期坝体内的流网示例,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 C.0.3 稳定渗流流网示例

1—上游水位; 2—粘性土; 3—砂壳; 4—沿裂面

C.0.4 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:

1 无粘性土应按流网图用本规范 C.0.3 方法计算。

2 粘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:

1)如图 C.0.4 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(C.0.4-1)计算:

$$u = \gamma_w [h_1 + h_2(1 - n_e) - h'] \quad (\text{C.0.4-1})$$

2)当库水位降落在不同位置时,其孔隙压力可用以下通用公式(C.0.4-2)、式(C.0.4-3)计算:

$$u = u_0 - (\Delta h_w + \Delta h_s n_e) \gamma_w \quad (\text{C.0.4-2})$$

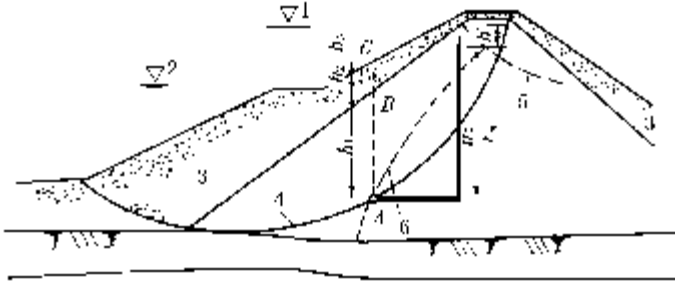
$$u_0 = \gamma_w (h_1 + h_2 + h_3 - h') \quad (\text{C.0.4-3})$$

式中 u_0 ——库水位降落前的孔隙压力;

Δh_w —— A 点土柱的坝面以上库水位降落高度;

Δh_s —— A 点土柱中砂壳无粘性土区内库水位降落高度;

h_1 —— A 点上部粘性填土的土柱高度;



图C.0.4 水库水位降落期粘性土中的孔隙压力

1 原水位;2 骤降后水位;3 砂壳;4 沿裂缝;
5 水位降落前浸润线;6 水位降落前的等势线

h_2 —— A 点上部砂壳无粘性填土的土柱高度;

h_3 ——坝面以上至水面的高度;

n_e ——砂壳无粘性填土的有效孔隙率;

h' ——在稳定渗流期库水流达 A 点的水头损失值。

C.0.5 1级、2级坝及高坝的孔隙压力宜通过实际观测来进行校核。

附录 D 稳定分析

D.1 抗剪强度的确定

D.1.1 直剪和三轴压缩试验应按照 **SL237—1999**《土工试验规程》规定进行。抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 **D.1.1** 选用。

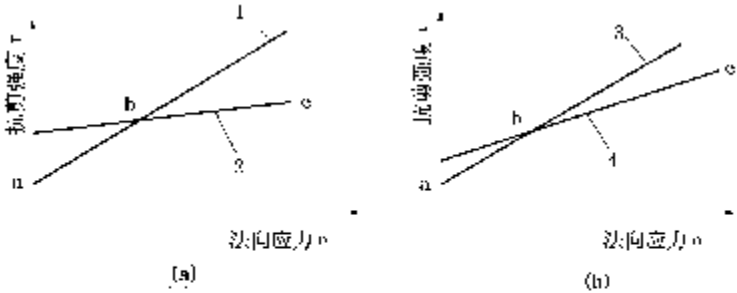
表 **D.1.1** 抗剪强度指标的测定和应用

控制稳定的时期	强度计算方法	土 类		使 用 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	无粘性土		直剪仪	慢剪(S)	c', φ'	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)					
		粘性土	饱和度小于80%		直剪仪			慢剪(S)		
					三轴仪			不排水剪测孔隙压力(UU)		
	总应力法	粘性土		渗透系数小于 10^{-7}cm/s				直剪仪	快剪(Q)	c_u, φ_u
								任何渗透系数		
稳定渗流期和水库水位降落期	有效应力法	无粘性土		直剪仪	慢剪(S)	c', φ'	同上,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)					
		粘性土		直剪仪	慢剪(S)					
				三轴仪	固结不排水剪测孔隙压力(CU),或固结排水剪(CD)					
水库水位降落期	总应力法	粘性土	渗透系数小于 10^{-7}cm/s		直剪仪	固结快剪(R)	c_{cu}, φ_{cu}			
					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}, φ_{cu} 。

D.1.2 稳定渗流期应用有效应力法,施工期和库水位降落期同时用有效应力法和总应力法,并以较小的安全系数为准。如果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,则不必用总应力法相比较。

D.1.3 抗剪强度指标的整理和采用应按下述原则进行:



图D.1.3-1 包度包线的组合

1—有效强度包线(0); 2—不排水总强度包线(0);
3—有效强度包线(0); 4—同料不排水总强度包线(0)

1 粘性土料抗剪强度指标大于 11 组宜采用小值平均值确定。

2 对坝壳堆石料、砾石土等粗粒料,以及粘性土,在试验组数较少的情况下,可根据试验成果和参考类似工程确定。

3 在应用总应力法确定填土强度包线时,施工期应采用图 D.1.3—1 (a)中的直线 2,库水位降落期应采用图 D.1.3—1(b)中的直线 3 和 4 下包线 abc。

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 和粘土的强度包线 FAD,采用 OAD 线作为接触面的抗剪强度包线,如图 D.1.3—2 所示。



图D.1.3-2 砂土粘土接触面的抗剪强度

D.2 稳定计算

D.2.1 圆弧滑动(图 D.2.1)稳定可按公式(D.2.1-1)、式(D.2.1-2)计算:

1 简化毕肖普法

$$K = \frac{\sum \{[(W \pm V) \sec \alpha - ub \sec \alpha] \tan \varphi' + c' b \sec \alpha\} [1 / (1 + \tan \alpha \tan \varphi' / K)]}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_C / R]} \quad (\text{D.2.1-1})$$

2 瑞典圆弧法

$$K = \frac{\sum \{(W \pm V) \cos \alpha - ub \sec \alpha - Q \sin \alpha\} \tan \varphi' + c' b \sec \alpha}{\sum [(W \pm V) \sin \alpha + M_C / R]} \quad (\text{D.2.1-2})$$

式中 W ——土条重量;

Q, V ——分别为水平和垂直地震惯性力(向上为负,向下为正);

u ——作用于土条底面的孔隙压力;

α ——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', φ' ——土条底面的有效应力抗剪强度指标;

M_C ——水平地震惯性力对圆心的力矩;

R ——圆弧半径。

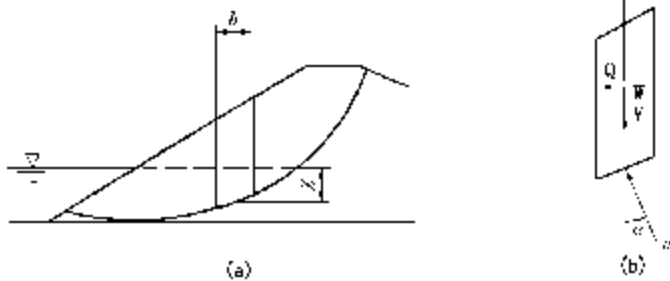
D.2.2 非圆弧滑动稳定可按式(D.2.2-1)~式(D.2.2-11)计算:

1 摩根斯顿-普赖斯法(图 D.2.2-1)

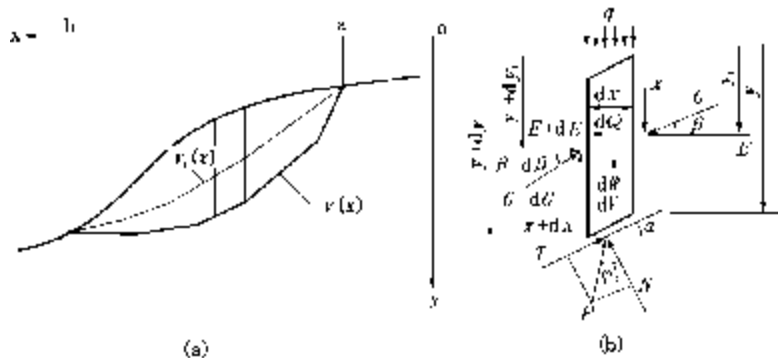
$$\int_a^b p(x) s(x) dx = 0 \quad (\text{D.2.2-1})$$

$$\int_a^b p(x) s(x) t(x) dx - M_e = 0 \quad (\text{D.2.2-2})$$

$$p(x) = \left[\frac{dW}{dx} \pm \frac{dV}{dx} + q \right] \sin(\varphi_e' - \alpha) - u \sec \alpha \sin \varphi_e' + c_e' \sec \alpha \cos \varphi_e' - \frac{dQ}{dx} \cos(\varphi_e' - \alpha) \quad (\text{D.2.2-3})$$



图D.2.1 圆弧滑动条分条法示意图



图D.2.2-1 摩根斯顿—普赖斯法计算简图

$$s(x) = \sec(\varphi_e' - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\varphi_e' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\xi} d\xi \right] \quad (D.2.2-4)$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin \beta - \cos \beta \tan \alpha) \exp \left[\int_a^\xi \tan(\varphi_e' - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\xi} d\xi \right] \quad (D.2.2-5)$$

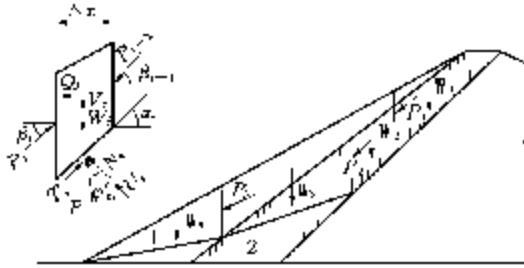
$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (D.2.2-6)$$

$$c_e = \frac{c'}{K} \quad (\text{D.2.2-7})$$

$$\tan \varphi'_e = \frac{\tan \varphi'}{K} \quad (\text{D.2.2-8})$$

- 式中 dx ——土条宽度；
 dW ——土条重量；
 q ——坡顶外部的垂直荷载；
 M_e ——水平地震惯性力对土条底部中点的力矩；
 dQ 、 dV ——分别为土条的水平和垂直地震惯性力(向上为负，向下为正)；
 α ——条块底面与水平面的夹角；
 β ——土条侧面的合力与水平方向的夹角；
 h_e ——水平地震惯性力到土条底面中点的垂直距离。

2 滑楔法(图 D.2.2-2)



图D.2.2-2 滑楔法计算示意图

1 砂土; 2 粘土

$$\begin{aligned}
 P_i = & \sec(\varphi_{ei}' - \alpha_i + \beta_i) [P_{i-1} \cos(\varphi_{ei}' - \alpha_i + \beta_{i-1}) \\
 & - (W_i \pm V_i) \sin(\varphi_{ei}' - \alpha_i) \\
 & + u_i \sec \alpha_i \sin \varphi_{ei}' \Delta x - c_{ei}' \sec \alpha_i \cos \varphi_{ei}' \Delta x \\
 & + Q_i \cos(\varphi_{ei}' - \alpha_i)] \quad (\text{D.2.2-9})
 \end{aligned}$$

$$c_{ei}' = \frac{c_i'}{K} \quad (\text{D.2.2-10})$$

$$\tan \varphi_{ei}' = \frac{\tan \varphi_1'}{K} \quad (\text{D.2.2-11})$$

- 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 ——土条的重量；
 u_i ——作用于土条底部的孔隙压力；
 Q_i 、 V_i ——分别为水平和垂直地震惯性力(向上为负，向下为正)；
 α_i ——土条底面与水平面的夹角；
 β_i ——土条一侧的 P_i 与水平面的夹角；
 β_{i-1} ——土条另一侧的 P_{i-1} 与水平面的夹角。

D.2.3 运用本规范 D.2.1、D.2.2 公式时，应遵守下列规定：

- 1 静力计算时，地震惯性力应等于零；
- 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，由本规范公式(8.3.6)求得， γ_w 为水的容重， Z 为条块底部中点至坡外水位的距离(见本规范图 D.2.1)。若采用总应力法，条块重同上，孔隙压力 $u = 0$ ， c' 、 φ' 应采用 c_u 、 φ_u 代替。

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，其他符号同第 2 款。

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，方法同第 3 款。用总应力法时， c_{cu} 、 φ_{cu} 应采用本规范图 D.1.3—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 E 沉 降 计 算

E.1 基 本 资 料

E.1.1 固结试验应按 SL237—1999《土工试验规程》规定的方法进行。坝基土试样应采用原状土，坝体土样应采用最优含水率条件下击实至设计干密度的土样。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。计算最终沉降量应采用饱和状态下的压缩曲线。

E.1.2 每一分层土的计算压缩曲线可取平均压缩曲线。平均压缩曲线应按以下方法求得：

1 平均曲线上各点的孔隙比按式(E.1.2-1)计算

$$e_p = \frac{\sum_{i=1}^n e_{ip}}{n} \quad (\text{E.1.2-1})$$

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。

2 平均曲线的起始孔隙比按式(E.1.2-2)计算

$$e_0 = \frac{\sum_{i=1}^m e_{i0}}{m} \quad (\text{E.1.2-2})$$

式中 e_0 ——某一分层中试样的平均起始孔隙比；

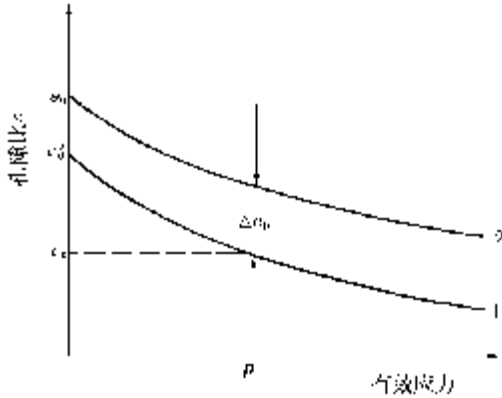
e_{i0} ——某一分层中某试样的起始孔隙比；

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。

3 将按公式(E.1.2-1)计算的一系列孔隙比绘成图 E.1.2 的曲线 1。相应的起始孔隙比为 e_0' 。令

$$\Delta e_0 = e_0 - e_0' \quad (\text{E.1.2-3})$$

将曲线 1 向上或向下平移 Δe_0 所得曲线 2 即为该分层的计算压缩曲线。



图E.1.2 计算压缩曲线

E.1.3 孔隙压力可采用本规范附录 C 的方法计算。对于重要土石坝还应采用实测孔隙压力校核。

E.2 竖向应力计算

E.2.1 坝体任一点因自重引起的竖向总应力可采用该点处单位面积以上的土柱重量计算。

E.2.2 坝基任一点的竖向总应力应由自重和坝体荷载引起的附加应力叠加组成。

E.2.3 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

$$\frac{Y}{B} < 0.1 \quad (\text{E.2.3-1})$$

对于中坝

$$\frac{Y}{B} < 0.25 \quad (\text{E.2.3-2})$$

式中 Y ——坝基可压缩层厚度, m ;

B ——坝底宽度, m 。

E.2.4 当坝基的可压缩层厚度不满足本规范公式(E.2.3-1)或公式(E.2.3-2)的要求时,可任选下列方法之一计算附加应力:

1 假定坝基内应力分布从坝基面向下作 45° 扩散,并每个水平面上按三角形分布,三角形顶点与坝体自重合力作用线吻合(见图 E.2.4-1),则计算层面上的最大竖向应力按式(E.2.4-1)计算:

$$p_{\max} = \frac{2R}{B+2y} \quad (\text{E.2.4-1})$$

式中 p_{\max} ——计算层面上的最大竖向应力, kPa ;

R ——坝自重合力, kN ;

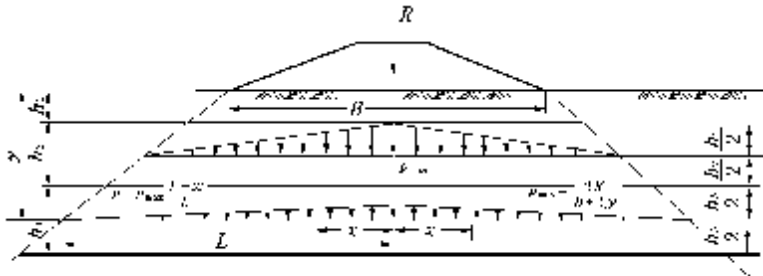
y ——计算点坝基深度, m 。

各点的竖向应力按式(E.2.4-2)计算:

$$p = p_{\max} \frac{L-x}{L} \quad (\text{E.2.4-2})$$

式中 p ——各点的竖向应力, kPa ;

L 、 x ——见图 E.2.4-1, m 。



图E.2.4-1 坝基应力分布

2 坝基任一点的附加应力由坝基表面矩形分布荷重(见图 E.2.4-2)和三角形分布荷重(见图 E.2.4-3)所引起的竖向应力叠加而得。该附加应力按式(E.2.4-3)~式(E.2.4-5)计算:

$$p_z = K_T q \quad (\text{E.2.4-3})$$

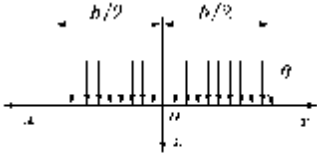
$$m = \frac{x}{b} \quad (\text{E.2.4-4})$$

$$n = \frac{z}{b} \quad (\text{E.2.4-5})$$

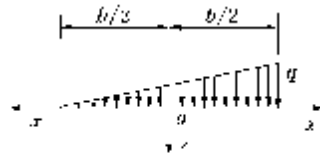
式中 p_z ——坝基任一点的附加应力；

q ——三角形或矩形分布荷重；

K_T ——应力系数,按表 E.2.4-1 和表 E.2.4-2 查取。



图E.2.4-2 矩形分布荷重



图E.2.4-3 三角形分布荷重

表 E.2.4-1 矩形分布荷重下的应力系数 K_T

$\begin{matrix} m \\ \backslash \\ n \end{matrix}$	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
0.00	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.05	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
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 E.2.4—2 三角形分布荷重下的应力系数 K_T

m \ n	-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	0.29	0.19	0.10	0.03	0.01	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

E.2.5 1级、2级高坝是土质防渗体心墙坝时，竖向应力计算应考虑拱效应对竖向应力的减小。

E.2.6 计算沉降时，坝体和坝基的竖向应力应采用有效应力。

E.3 沉 降 计 算

E.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：

- 1 坝体分层的最大厚度为坝高的 1/5~1/10；
- 2 均质坝基，分层厚度不大于坝底宽度的 1/4；
- 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。

E.3.2 坝基覆盖很深时，受压层的计算深度可按以下方法确定：

- 1 绘制坝体附加应力在坝轴线上沿坝基深度的分布曲线；
- 2 绘制坝基自重竖向应力的分布曲线；
- 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。

E.3.3 粘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(E.3.3)计算:

$$S_t = \sum_{i=1}^n \frac{e_{i0} - e_{it}}{1 + e_{i0}} h_i \quad (\text{E.3.3})$$

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。

E.3.4 非粘性土坝体和坝基的最终沉降量可用式(E.3.4)估算:

$$S_\infty = \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{E_i} h_i \quad (\text{E.3.4})$$

式中 S_∞ ——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。

E.3.5 混凝土面板堆石坝坝顶沉降量可利用材料相似的已建坝原型观测成果,可按式(E.3.5)估算:

$$S_2 = \left[\frac{H_2}{H_1} \right]^2 \left[\frac{E_1}{E_2} \right] S_1 \quad (\text{E.3.5})$$

式中 S_2 ——待建坝的坝顶预计沉降值;

S_1 ——已建坝的坝顶原型观测的沉降值;

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。

E.3.6 湿陷性黄土和黄土状土、软弱粘性土坝基的沉降量应进行专门研究。

E.3.7 当需要考虑坝基侧向变形影响时,坝基的沉降量应进行专门研究。

本规范用词说明

为便于执行本标准,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1 表示很严格非这样做不可的:

正面词采用“必须”;反面词采用“严禁”。

2 表示严格,在正常情况下均应这样做的:

正面词采用“应”;反面词采用“不应”或“不得”。

3 对表示允许稍有选择,在条件许可时首先应这样做的:

正面词采用“宜”;反面词采用“不宜”;表示有选择,在一定条件下可以这样做的,采用“可”。