

中华人民共和国水利行业标准

SL 274—2020

替代 SL 274—2001

碾压式土石坝设计规范

Design code for rolled earth-rock fill dams

2020—11—30 发布

2021—02—28 实施

中华人民共和国水利部 发布

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》
等 5 项水利行业标准的公告

2020 年第 22 号

中华人民共和国水利部批准《碾压式土石坝设计规范》
(SL 274—2020)等 5 项为水利行业标准，现予以公布。

序号	标准名称	标准编号	替代标准号	发布日期	实施日期
1	碾压式土石坝设计规范	SL 274—2020	SL 274—2001	2020. 11. 30	2021. 2. 28
2	水利水电工程进水口设计规范	SL 285—2020	SL 285—2003	2020. 11. 30	2021. 2. 28
3	绿色小水电评价标准	SL/T 752—2020	SL 752—2017	2020. 11. 30	2021. 2. 28
4	水利网络安全保护技术规范	SL/T 803—2020		2020. 11. 30	2021. 2. 28
5	淤地坝技术规范	SL/T 804—2020	SL 289—2003 SL 302—2004	2020. 11. 30	2021. 2. 28

水利部

2020 年 11 月 30 日

前 言

根据水利技术标准制修订计划安排，按照 SL 1—2014《水利技术标准编写规定》的要求，对 SL 274—2001《碾压式土石坝设计规范》进行修订。

本标准共 10 章和 6 个附录，主要技术内容有：

- 枢纽布置和坝型选择；
- 筑坝材料选择和填筑要求；
- 坝体结构；
- 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；
- 分期施工与扩建加高；
- 安全监测设计。

本次修订的主要内容有：

- 相关各章节中增加了体现风险设计理念的相关内容；
- 对料场规划和开挖料利用的有关内容进行了补充；
- 根据土石坝技术发展，对填筑要求作了相应修订；
- 补充完善了反滤层设计；
- 砂砾石地基处理强化了开挖和混凝土防渗墙应用；
- 细化了岩基不利地质条件处理；
- 增加了坝下埋管的相关规定；
- 坝体结构、坝基处理和坝与地基连接中，增加了防渗、排水形成完整体系有关内容；
- 增加土石坝应力变形计算材料模型有关内容。

本标准中的强制性条文有：3.2.5 条，4.1.6 条 1 款、2 款，4.1.16 条，4.2.3 条 1 款，4.2.5 条 1 款、2 款，5.3.1 条，5.3.5 条，5.3.7 条，5.5.3 条 5 款，5.6.2 条，8.3.15 条。以

黑体字标示，必须严格执行。

本标准所替代标准的历次版本为：

——SDJ 218—84

——SL 274—2001

本标准批准部门：中华人民共和国水利部

本标准主持机构：水利部水利水电规划设计总院

本标准解释单位：水利部水利水电规划设计总院

本标准主编单位：黄河勘测规划设计研究院有限公司

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：张金良 景来红 孙胜利 吴剑疆

李治明 王新奇 曹国利 韩秋茸

赵大洲 王 跃 代巧枝 练继建

宋志宇 邢建营 李 鑫 张幸幸

本标准技术内容审查人：温续余 关志诚

本标准体例格式审查人：陈登毅

本标准在执行过程中，请各单位注意总结经验，积累资料，随时将有关意见和建议反馈给水利部国际合作与科技司（通信地址：北京市西城区白广路二条2号，邮政编码：100053；电话：010-63204533；电子邮箱：bzh@mwr.gov.cn），以供今后修订时参考。

目 次

1	总则	1
2	术语	3
3	枢纽布置和坝型选择	6
3.1	坝轴线	6
3.2	泄水引水建筑物	6
3.3	坝型选择	7
4	筑坝材料选择和填筑要求	9
4.1	筑坝材料选择	9
4.2	填筑要求	12
5	坝体结构	15
5.1	坝体分区	15
5.2	坝坡	15
5.3	坝顶超高	16
5.4	坝顶构造	18
5.5	防渗体	19
5.6	反滤层和过渡层	19
5.7	坝体排水	21
5.8	护坡	23
5.9	坝面排水	25
6	坝基处理	26
6.1	一般规定	26
6.2	砂砾石坝基的渗流控制	26
6.3	岩石坝基处理	30
6.4	特殊性土坝基的处理	33
7	坝体与坝基及其他建筑物的连接	35
7.1	坝体与坝基的连接	35

7.2 坝体与其他建筑物的连接	36
8 坝的计算和分析	39
8.1 渗流计算分析	39
8.2 渗透稳定计算分析	40
8.3 稳定计算和分析	41
8.4 应力和变形计算分析	45
9 分期施工与扩建加高	48
9.1 分期施工	48
9.2 扩建加高	48
10 安全监测设计	50
附录 A 波浪和护坡计算	51
附录 B 反滤层设计	61
附录 C 坝体内孔隙压力的估算	65
附录 D 稳定分析	67
附录 E 沉降计算	74
附录 F 应力和变形计算模型	82
标准用词说明	87
标准历次版本编写者信息	88
条文说明	89

1 总 则

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

1.0.2 本标准适用于 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。

1.0.3 坝高 200m 及其以上的高坝或特别重要的碾压式土石坝设计，在遵照执行本标准的同时，对填筑标准、渗流、抗滑稳定和变形安全等应进行专门研究。

1.0.4 土石坝按其坝高可分为低坝、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。

1.0.5 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、变形以及规定的超高等要求，保证在合理使用年限内安全运用和充分发挥其经济效益和社会效益。

1.0.6 土石坝设计条件应根据所处的工作状况、作用力出现的几率和持续时间的长短划分为正常运用条件、非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ三种。

1 下列工况应为正常运用条件：

- 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上升和降落。

2 下列工况应为非常运用条件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，包括自校核洪水位降落、降落至死水位以下，以及大流量快速泄空等。

3 正常运用条件遇地震应为非常运用条件Ⅱ。

1.0.7 本标准主要引用下列标准：

GB/T 50290 土工合成材料应用技术规范

GB 50487 水利水电工程地质勘察规范

GB/T 50662 水工建筑物抗冰冻设计规范

GB 51247 水工建筑物抗震设计标准

SL 62 水工建筑物水泥灌浆施工技术规范

SL 237 土工试验规程

SL 251 水利水电工程天然建筑材料勘察规程

SL 252 水利水电工程等级划分及洪水标准

SL 386 水利水电工程边坡设计规范

SL 551 土石坝安全监测技术规范

SL 725 水利水电工程安全监测设计规范

1.0.8 碾压式土石坝设计除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

2.0.1 碾压式土石坝 rolled earth and rock-fill dam

用土、堆石、砂砾石等当地材料填筑，并将土石料分层碾压而成的坝。

2.0.2 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。

2.0.3 土质防渗体分区坝 earth zoned earth rock-fill 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、斜墙坝以及其他不同形式的土质防渗体分区坝。

2.0.4 非土质材料防渗体坝 non-earth earth rock-fill 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。

2.0.5 砾石土 gravelly soil

含有碎石、砾、砂、粉粒、黏粒等组成的宽级配土，包括冰碛的、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黏土。

2.0.7 分散性土 dispersive soil

钠、钾离子含量较高，遇水尤其是纯水容易分散成散粒结构的土。

2.0.8 软土 soft clay

天然孔隙比大于或等于 1.0、天然含水量大于液限、具有高压缩性、低强度，高灵敏度、低透水性和高流变性，且在较大地

震力作用下可能出现震陷的细粒土，包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土等。

2.0.9 有机质土 organic soil

有机质含量大于 5%，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 的大小可分为泥炭土 ($10\% \leq Q < 60\%$) 和泥炭 ($Q \geq 60\%$)。

2.0.10 黄土 loess

主要由粉粒组成，呈棕黄、灰黄或黄褐色，一般具有多孔性、大孔隙和垂直节理的土。

2.0.11 湿陷性黄土 collapsible loess

结构疏松、胶结相对较弱，浸水时结构迅速破坏而发生显著附加下沉的黄土。遇水产生自重湿陷的土称为自重湿陷性黄土，不产生自重湿陷的黄土称为非自重湿陷性黄土。

2.0.12 红黏土 laterite

石灰岩或其他熔岩经红土化后形成的富含铁铝氧化物的褐红色粉土或黏土。

2.0.13 特殊性土 special soil

具有特殊成分、结构、构造或特殊物理力学性质的土，如软土、黄土、红黏土、湿陷性土、分散性土、膨胀土、液化土、有机质土等。

2.0.14 硬岩 hard rock

饱和和无侧限抗压强度大于等于 30MPa 的岩石。

2.0.15 软岩 soft rock

饱和和无侧限抗压强度小于 30MPa 的岩石。

2.0.16 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”状的土。

2.0.17 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。

2.0.18 坝下埋管 conduit under embankment

埋设在土石坝坝基或嵌入坝基内的洞形或管形过水结构物。

2.0.19 贴坡排水 slope face drainage

将坝体下游坡脚附近渗水排出并保护土石坝下游边坡不受冲刷的表层排水设施。

2.0.20 棱体排水 prism drainage

在土石坝下游坡脚处设置的棱形排水体。

2.0.21 竖式排水 chimney drain

位于土石坝坝体中部或偏下游处的竖向（或倾斜）排水设施。

2.0.22 减压井 relief well

为降低土石坝下游覆盖层的渗透压力而设置的井式减压排渗设施。

2.0.23 颗粒级配曲线 grain size distribution envelope curve

反映某类土粗细范围的颗粒组成的曲线，通常将其上下范围线称为级配包线，粗颗粒范围线称为下包线，细颗粒范围线称为上包线。

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、枢纽泄水建筑物及其他主要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 坝轴线的选定应因地制宜，宜采用直线，也可采用折线，但在转折处应布置曲线段。地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度时，不宜采用折线。

3.1.3 坝址处存在岩溶、大断层、软土或滑坡等不良地质条件时，应研究避开或调整坝轴线降低其处理难度的可能性。

3.2 泄水引水建筑物

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

3.2.2 泄水建筑物的布置和形式，应根据地形地质条件、泄水规模、水头大小和防沙要求等综合比较后选定。泄水建筑物可采用开敞式溢洪道或同时采用开敞式溢洪道和隧洞，也可单独采用隧洞。在地形有利的坝址，宜布设开敞式溢洪道。

3.2.3 采用开敞式洞式溢洪道，应考虑一定的超泄能力，必要时应采取防止漂浮物影响泄洪能力的措施。

3.2.4 对地震设计烈度为Ⅷ度及其以上的土石坝，应研究尽快降低库水位的措施。

3.2.5 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的土石坝或1级、2级高坝，应论证设置放空设施。

3.2.6 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。

3.2.7 泄水和引水、输水建筑物进口、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。

3.2.8 泄水建筑物不应采用坝下埋管形式。由于坝址地形、地质条件原因，引水、输水建筑物形式不得不采用坝下埋管时，高坝、中坝的坝下埋管应布设于岩基，低坝采用非岩基上埋管时应进行专门技术论证。地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度时，不应采用非岩基坝下埋管。

3.3 坝型选择

3.3.1 碾压式土石坝的形式可在下列三种基本形式中选择：

- 1 均质坝。
- 2 土质防渗体分区坝。
- 3 非土质防渗体坝。

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、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 枢纽布置、坝高、坝基处理，以及坝体与泄水、引水建筑物等的连接。
- 4 施工导流、施工进度与分期、填筑强度、气象条件、施工场地、运输条件和施工期度汛等施工条件。
- 5 对渗漏量要求高低、上下游水位变动情况等运行条件。
- 6 环境保护、水土保持和移民安置等要求。
- 7 坝及枢纽的总工程量、总工期和总投资。

3.3.3 在坝型选择的技术经济比较中，应考虑各种因素对大坝安全风险的影响。

3.3.4 对于中坝、低坝，在河床地形宽阔、泄洪规模大且两岸地形地质条件不具备布置泄洪建筑物的条件下，经论证可选择当地材料坝与混凝土坝组合的组合坝型。

3.3.5 3级低坝可采用复合土工膜防渗体坝。2级低坝和3级及其以下中坝采用土工膜防渗体时，应经专门论证。

3.3.6 轴线较长的土质防渗体土石坝，根据地形、地质及料场的具体条件，可采用不同的防渗体形式。不同防渗体形式的坝段间应设置渐变坝段。

4 筑坝材料选择和填筑要求

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 SL 251 和 SL 237 的有关规定，查明坝址附近各种天然土石料和枢纽建筑物开挖料的性质、储量和分布。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或需要进行处理的土石料时，宜进行针对性的勘察和试验。

4.1.2 在当地有多种适于筑坝的土石料情况下，应按下列原则进行技术经济比较后选用：

1 具有或经处理、加工后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，考虑环境保护和水土保持，不占或少占耕地、林地和草地，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 筑坝材料选择应进行料场规划，枢纽建筑物溢洪道、隧洞及进出口等开挖料宜纳入料场统一规划中。

4.1.4 料场规划应从下列方面进行分析论证：

1 料场筑坝材料、枢纽建筑物开挖料的性质、储量、分布和运距，以及与坝体分区和用量的关系。

2 料场筑坝材料、枢纽建筑物开挖料的开采、运输、坝料临时堆存和处理与坝体填筑的关系，及其施工进度计划。

3 料场表层耕植土的利用和临时堆存防护。

4 弃料对环境的影响，以及弃料场地征用和堆存防护处理及其费用。

5 工程投资。

4.1.5 当在料场内同一类筑坝材料的物理力学性质和施工特性

有明显差异时，宜分别开采、分别填筑。难以分别开采时，宜根据其分布情况、材料性质差异等，进行相应的处理。

4.1.6 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 水溶盐的易溶盐和中溶盐的含量，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%，超过此规定应进行论证。

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。

4.1.7 下列几种黏性土不宜作为坝的防渗体填筑料，不得不采用时，应根据其特性对采取的相应处理措施进行论证：

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 分散性土。

4.1.8 红黏土用于高坝防渗体时，应对其压缩性进行论证。

4.1.9 经处理改性的分散性土可用于 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应采用分散性土填筑。

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

4.1.11 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 或填筑厚度的 2/3，0.075mm 以下的颗粒含量不应小于 15%，最终采用的级配宜通过试验确定。填筑时不得发生粗料集中架空现象。

4.1.12 人工掺合砾石土中各种材料的掺合比例应经试验论证。

4.1.13 采用含有可压碎的风化岩石或软岩的砾石土作防渗料

时，应按碾压后的级配确定其物理力学指标。

4.1.14 当膨胀土作为土石坝防渗料时，填筑含水率应采用最优含水率的湿侧，其含水率数值应经试验验证。在顶部采用非膨胀土铺设盖重层，盖重层产生的约束应力应足以制约其膨胀性。

4.1.15 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的1级和2级高坝，应研究筑坝材料的地震动力特性。

4.1.16 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要求的砂砾石和硬岩。

2 具有要求的级配，反滤料应为连续级配。

3 具有要求的透水性。

4 粒径小于0.075mm的颗粒含量应不超过5%。

4.1.17 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。

4.1.18 均匀中砂、细砂及粉砂可用于中坝、低坝的坝壳干燥区，但地震区不宜采用。

4.1.19 对于风化石料和软岩堆石料，应按压实后的级配确定材料的物理力学指标，并应考虑浸水软化后抗剪强度降低、压缩性增加等因素。

4.1.20 对软化系数低、不能压碎成砾石土的风化料和软岩宜填筑在干燥区。当用于填筑水下和浸润线以下的坝区时，应研究浸水软化后颗粒破碎对坝体变形和稳定的影响，并采取相应的措施。

4.1.21 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 易风化的泥岩、页岩等软岩宜边开挖、边填筑。

4 宜进行爆破设计，必要时进行爆破试验。

4.1.22 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。草皮护坡所用的培植土可利用料场

和坝址区清理的腐殖质土。

4.2 填筑要求

4.2.1 填筑标准应根据下列因素综合研究确定：

- 1 坝的级别、高度、坝型和坝的不同部位。
- 2 地震设计烈度及其他动荷载作用。
- 3 坝料的填筑密实度与物理力学性质的关系，以及对物理力学性质的要求。
- 4 坝基土的强度和压缩性。
- 5 当地气候条件对施工的影响。
- 6 土料的天然干密度、天然含水率，以及对土料进行干燥或湿润处理的程度。
- 7 土石料的压实特性和采用的压实机具。
- 8 不同压实标准对施工难易程度和造价的影响。

4.2.2 含砾和不含砾的黏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 黏性土的压实度应符合下列要求：

- 1 1级坝、2级坝和3级以下高坝的压实度不应低于98%，3级中坝、低坝及3级以下中坝压实度不应低于96%。
- 2 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的坝，应在上述规定基础上相应提高。
- 3 有特殊用途和性质特殊土料的压实度另行确定。

4.2.4 黏性土的最大干密度和最优含水率应按照SL 237规定的击实试验方法求取。砾石土应按全料试样求得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作为设计控制指标，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 砂砾料中粗粒料含量小于 50%时, 应保证粒径小于 5mm 的细料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 GB 51247 的规定。

4 1 级、2 级坝和 3 级以下高坝的相对密度标准宜采用现场大型碾压试验对有关指标进行修正。

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 19%~26%。

2 沥青混凝土面板坝堆石料的孔隙率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 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的坝, 取上述孔隙率的小值。

4.2.7 风化岩石、软岩等土石料的设计控制指标根据其物理力学性质可采用孔隙率、压实度或同时采用孔隙率和压实度。填筑标准应根据试验和同类母岩的工程类比结合坝体变形、应力及抗剪强度等要求确定。

4.2.8 设计填筑标准应在施工初期通过碾压试验验证, 防渗土料的碾压试验应在坝体以外进行。

4.2.9 当采用砾石土、风化岩石、软岩、膨胀土、湿陷性黄土、分散性土等性质特殊的土石料时, 对 1 级坝、2 级坝和 3 级以下高坝, 应进行专门的碾压试验, 论证其填筑标准。

4.2.10 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。

4.2.11 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%~+3%偏差范围以内。

4.2.12 黏性土填筑含水率上限值和下限值的确定应符合下列要求:

1 上限值应符合下列要求:

1) 不影响压实和施工机械的正常运行;

- 2) 施工期间土体内产生的孔隙压力不影响坝坡的稳定;
 - 3) 压实过程中不产生剪切破坏。
- 2 下限值应符合下列要求:
- 1) 填土浸水后不致产生较大的附加沉降使坝顶高程不足设计要求、坝体产生裂缝,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。
- 4.2.13 有特殊用途和性质特殊的黏性土的填筑含水率应另行确定。
- 4.2.14 负气温下填筑时,在填筑过程中土料应不冻结,并应符合下列要求:
- 1 黏性土的填筑含水率宜略低于塑限。
 - 2 砂以及砂砾料中的细料部分的含水率宜小于 4%,并宜适当提高填筑密度。
 - 3 堆石料填筑过程中不宜加水。

5 坝体结构

5.1 坝体分区

- 5.1.1 坝体分区设计应根据坝体各区功能和就地取材、挖填平衡的原则，经技术经济比较后确定。
- 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、护坡、压坡和盖重等区。
- 5.1.5 沥青混凝土和土工膜防渗体分区坝宜分为防渗体、垫层、过渡层、坝壳、排水体和护坡等区。
- 5.1.6 当采用风化料或软岩筑坝时，坝表面宜设保护层，保护层的垂直厚度应不小于 1.50m。
- 5.1.7 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，经技术经济比较后确定。
- 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，经稳定计算后确定。
- 5.2.3 当因坝基抗剪强度低，坝体不满足深层抗滑稳定要求时，宜采用在坝坡脚压坡的方法提高其稳定性。
- 5.2.4 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度时，坝顶附近处上游、下游局部坝坡可放缓，可采用加筋堆石、表面钢筋网或大块石堆筑等

加固措施。

5.2.5 坝坡马道设置应根据坝坡坡度变化、坝面排水、检修维护、监测巡查、增加护坡和坝基稳定等需要确定，并应符合下列规定：

1 土质防渗体分区坝和均质坝上游坝坡宜少设或不设马道，非土质防渗材料面板坝上游坡不宜设马道。

2 马道宽度应根据用途确定，最小宽度不宜小于 1.50m。

3 当马道设排水沟时，排水沟以外的宽度不宜小于 1.50m。

5.2.6 根据施工和运行管理交通要求，下游坝坡可设置斜马道，斜马道之间的实际坝坡可局部变陡，平均坝坡应不陡于设计坝坡。

5.2.7 下游坝坡宜至少设置一道坝顶至坝脚的步梯，步梯净宽度不宜小于 1.50m，步梯两侧宜设栏杆。

5.2.8 当坝基地形地质条件或筑坝土石料沿坝轴线方向不相同，坝坡确定应符合下列规定：

1 根据分坝段稳定计算成果确定相应的坝坡。

2 当各坝段采用不同坡度的断面时，每一坝段的坝坡根据该坝段中最大断面来选择。

3 坝坡不同的相邻坝段设渐变段。

5.3 坝顶超高

5.3.1 坝顶在水库静水位以上的超高应按公式 (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，可按附录 A 计算；

e ——最大风壅水面高度，m，可按附录 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

单位: m

坝 的 级 别		1 级	2 级	3 级	4 级、5 级
正常运用条件		1.50	1.00	0.70	0.50
非常运用 条件	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 安全加高除应满足表 5.3.1 的要求外, 还应符合下列要求:

1 地震区安全加高应增加地震沉降和地震壅浪高度, 应按 GB 51247 的有关规定执行。

2 当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影响等应进行专门研究。

3 对特殊重要的工程, 安全加高可大于表 5.3.1 规定的数值。

5.3.3 设计坝顶高程等于水库静水位与坝顶超高之和, 应按下列运用条件计算, 取其最大值。

1 正常蓄水位加正常运用条件的坝顶超高。

2 设计洪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 5.3.2 条的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。

5.3.5 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。

5.3.6 波浪要素应按附录 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, 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, 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。

5.3.7 坝顶应预留竣工后的沉降超高。

5.3.8 预留竣工后的沉降超高值应按 8.4.6 条的规定确定。各坝段预留竣工后的沉降超高应根据相应坝段的坝高而变化。预留竣工后的沉降超高不应计入坝高。

5.3.9 竣工时的坝顶高程应按 5.3.3 条计算的坝顶高程加预留竣工后沉降超高确定。

5.4 坝 顶 构 造

5.4.1 坝顶宽度应根据构造、施工、运行管理和抗震等因素确定,高坝的坝顶宽度可选用 10~15m,中坝、低坝可选用 5~10m,地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度时坝顶宜加宽。坝顶不应作为公共交通道路,确有必要时,应进行专门论证。

5.4.2 坝顶道路面层材料宜采用密实的砂砾石、碎石、单层砌块或沥青混凝土等柔性材料。坝体沉降基本稳定后,坝顶可采用混凝土路面。

5.4.3 坝顶面可向上游、下游侧或下游侧放坡,坡度宜根据降雨强度在 2%~3% 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,墙底应与防渗体紧密结合。

5.4.5 防浪墙应满足下列要求:

1 应具有要求的强度和耐久性,不透水。

2 应设置伸缩缝和止水,伸缩缝宽度和止水形式应满足坝体变形要求。

3 结构尺寸应根据稳定、强度计算确定。

4 地震区应核算防浪墙的动力稳定性。

5.4.6 坝顶宜按照运行管理、应急抢险等要求设置照明设施和停车场地。

5.4.7 中坝、高坝坝顶下游侧和不设防浪墙的上游侧,宜设栏杆、护栏等安全防护措施。

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 防渗土料的塑性、抗渗和抗裂性能等。
- 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 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的坝，防渗体厚度适当加厚。

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。土质防渗体应自上而下逐渐加厚，顶部的水平宽度不宜小于 3.0m；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 土质防渗体顶部高程确定应符合下列规定：

- 1 防渗体顶部在正常运用条件静水位以上的超高，斜墙坝不应低于 0.60m，心墙坝不应低于 0.30m。
- 2 防渗体顶部不应低于非常运用条件的静水位。
- 3 应核算波浪爬高高度的影响。
- 4 当土质防渗体顶部设有防浪墙时，防渗体顶部高程对于本条 1～3 款的要求可适当降低，但不应低于正常运用条件的静水位。
- 5 土质防渗体顶部应预留竣工后沉降超高。

5.5.4 土质防渗体顶部和土质斜墙上游应设保护层。保护层厚度应不小于该地区的冻结和干裂深度，还应满足施工的需要。土质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。

5.6.2 土质防渗体与坝壳、与坝基透水层之间以及下游渗流出逸处，应设置反滤层。

5.6.3 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、裂隙密集带接触部位，应设反滤层。土质防渗体分区坝的坝壳内不同性质的材料分区之间，宜满足反滤要求。防渗体下游和渗流出逸处的反滤层，在防渗体出现裂缝的情况下土颗粒不应被带出反滤层。

5.6.4 根据材料性能、库水位升降频次和幅度等，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。

5.6.5 反滤层的级配和层数应按附录 B 规定的方法设计，并根据被保护土材料特性、反滤料料场的砂砾石特性、保护部位、坝高等经工程类比确定。1 级坝、2 级坝和 3 级以下高坝的反滤应经反滤试验验证。

5.6.6 反滤层每层的厚度应根据反滤层部位、材料级配、料源、施工方法等综合确定，并应符合下列要求：

- 1 土质防渗体上游、下游侧的反滤层的最小厚度不宜小于 1.00m。

- 2 土质防渗体上游、下游侧以外的反滤层，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。

- 3 机械施工时，最小厚度应根据施工方法确定。

5.6.7 在下列情况下，宜加厚土质防渗体上游、下游侧反滤层：

- 1 地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的土石坝。
- 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。

5.6.8 土质防渗体分区坝过渡层设置，应根据防渗体与坝壳材料变形特性差异大小，以及反滤层厚度能否满足相邻两侧材料变形协调功能要求确定。当防渗体与坝壳料之间的反滤层总厚度满足过渡要求时，可不设过渡层。不满足过渡要求时，应加厚反滤层或增设过渡层。

5.6.9 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，可采用等厚度或变厚度。

5.6.10 在填筑过程中，反滤层应与相邻坝体分区同步上升，且不应有明显的颗粒分离和压碎现象。

5.6.11 当选用土工织物作反滤层时，宜用在易修补的部位，并按 GB/T 50290 设计。

5.7 坝体排水

5.7.1 土石坝排水体应能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 坝体排水应满足下列要求：

- 1 能自由地向坝外排出渗入坝体的全部渗透水。
- 2 按反滤要求设计。
- 3 便于监测和检修。

5.7.3 坝体排水可在下列形式中选择：

- 1 坝体内排水，包括下列形式：
 - 1) 竖式排水，可选择直立式排水、上倾或下倾式排水等形式；
 - 2) 水平排水，可选择坝体不同高程的水平排水层，坝底部的褥垫式排水、网状排水带、排水管等形式。
- 2 棱体排水。
- 3 贴坡排水。

4 综合型排水，可选择上述两种或多种组合。

5.7.4 坝体排水形式的选择，应结合坝基排水的需要及形式，根据下列情况，经技术经济比较后确定：

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 下游水位高低及其持续时间，以及泥沙淤积影响。

3 施工情况及排水体的材料。

4 筑坝地区的气候条件。

5.7.5 均质坝宜选用竖式排水，底部宜设水平排水将渗水引出坝外。

5.7.6 下游坝壳用弱透水材料填筑的分区坝，反滤层和过渡层可作为竖式排水，底部宜设水平排水将渗水引出坝外。当反滤层和过渡层不能满足排水要求时，可加厚过渡层或增设排水层。

5.7.7 均质坝和坝壳用弱透水料填筑的土石坝，当需要降低坝体内的孔隙压力时，可在上游、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，最小厚度不宜小于 0.30m。

5.7.8 当下游坝壳采用弱透水的软岩堆石或砂砾石填筑时，宜在坝壳与岸坡之间设置排水体。

5.7.9 棱体排水顶部高程应按下列规定确定：

1 1级坝、2级坝，超出最高下游水位的高度应不小于 1.00m。

2 3级坝和 4级、5级的中坝、高坝，超出最高下游水位的高度应不小于 0.50m。

3 应超过波浪沿坡面的爬高。

4 坝体浸润线距坝面的距离应大于该地区的冻深。

5.7.10 棱体排水顶部宽度应根据施工条件及检查观测需要确定，并不宜小于 1.00m。在棱体上游坡脚处不应出现锐角。

5.7.11 贴坡排水顶部高程高于坝体浸润线出逸点的高度应按下列规定确定：

1 1级坝、2级坝不应小于 2.00m。

- 2 3 级坝和 4 级、5 级的中坝、高坝不应小于 1.50m。
 - 3 应超过波浪沿坡面的爬高。
 - 4 应满足坝体浸润线在该地区的冻深以下。
- 5.7.12** 贴坡排水底脚应设置排水沟或排水体，材料应满足防浪护坡的要求。
- 5.7.13** 坝内水平排水设计应符合下列规定：
- 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，平行于坝轴线的排水带的厚度和宽度及伸入坝体内的深度应根据渗流计算确定。
 - 3 网状排水带中，垂直于坝轴线的排水带宽度不应小于 0.5m，其坡度不宜超过 1%，或按不产生接触冲刷的要求确定。当渗流量很大，增大排水带尺寸不合理时，可采用排水管。排水管的布置、管径应经计算确定。排水管周围应设反滤层。
 - 4 坝内水平排水伸进坝体的极限尺寸，黏性土均质坝宜为坝底宽的 1/2，砂性土均质坝宜为坝底宽的 1/3，土质防渗体分区坝宜与防渗体下游的反滤层连接或竖式排水相连接。
- 5.7.14** 1 级、2 级高坝可在左岸、河床、右岸设置相对独立的排水通道，并进行分区渗流监测。

5.8 护 坡

- 5.8.1** 坝表面为土、砂、砂砾石、软岩、风化料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等情况，考虑下列因素经技术经济比较后确定：
- 1 消减风浪。
 - 2 防止波浪淘刷。
 - 3 防止顺坝水流冲刷。

- 4 抵抗漂浮物和冰层的撞击、挤压。
 - 5 防止冻胀、干裂，以及蚁、鼠等动物破坏。
 - 6 防止雨水冲刷、大风侵蚀等。
- 5.8.3 护坡可选择下列一种或多种形式：**
- 1 上游护坡可采用下列形式：
 - 1) 堆石和抛石；
 - 2) 干砌石或混凝土预制块；
 - 3) 浆砌石；
 - 4) 现浇的混凝土或钢筋混凝土板；
 - 5) 水泥土护坡。
 - 2 下游护坡可采用下列形式：
 - 1) 干砌石、卵砾石或碎石；
 - 2) 钢筋混凝土或浆砌石框格内填石或植草；
 - 3) 堆石和抛石；
 - 4) 草皮或生态护坡。
- 5.8.4 选择的护坡不得影响渗水自由排出坝体。**
- 5.8.5 上游护坡，不同坝段可根据其风浪大小采用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。**
- 5.8.6 护坡的覆盖范围应按下列要求确定：**
- 1 上游坡上部应自坝顶起，当设防浪墙时应与防浪墙连接，下部宜护至坝脚。
 - 2 下游坡应由坝顶护至排水棱体或贴坡排水，无排水棱体或贴坡排水时应护至坝脚。
- 5.8.7 堆石、干砌石和干砌混凝土块等护坡与土、砂、砂砾石、软岩、风化料等被保护料之间宜按反滤要求设置垫层。**
- 5.8.8 混凝土或钢筋混凝土板、沥青混凝土和浆砌石等透水性小于被护坡材料透水性的护坡应设排水孔，排水孔应做好反滤。**
- 5.8.9 寒冷地区上游护坡结构应根据冰压力大小和类似工程经验确定，土质坝坡应设防冻垫层，其厚度应按 GB/T 50662**

确定。

5.8.10 除堆石和抛石护坡外，在马道、坝脚或护坡末端均应设置基座。

5.8.11 非岩质的近坝库岸，宜按坝坡护坡的要求进行防护。

5.8.12 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 5.3.6 条的规定。

5.9 坝面排水

5.9.1 坝面排水应包括坝顶、坝坡、坝肩及坝下游岸坡等部位的集水、截水和排水措施。除干砌石或堆石、抛石护坡外，均应设坝面排水。

5.9.2 坝坡与岸坡连接处应设排水沟，其计算集水面积应包括岸坡集水面积在内。

5.9.3 岸坡开挖面顶部应设置排水沟或挡水设施。岸坡开挖顶面以外的地面径流不应排入坝面。

5.9.4 岸坡排水宜与坝体坝基排水形成相对独立的排水体系。

5.9.5 坝面排水系统的布置、排水沟的断面尺寸和底坡应由计算确定。有马道时，排水沟设置高程宜与马道一致，并设于马道内侧。竖向排水沟可每间隔 50~100m 设置一条。

5.9.6 排水沟可用混凝土现场浇筑或浆砌石砌筑。采用混凝土预制件拼装时，应使接缝牢固、成一体。

6 坝基处理

6.1 一般规定

6.1.1 坝基处理应满足渗透稳定和渗流量控制、静力和动力稳定、变形控制等要求，处理的标准与要求应根据工程实际情况确定。

6.1.2 竣工后的坝顶沉降量不宜大于坝高的1%。对于特殊土坝基，总沉降量应视工程实际情况确定。

6.1.3 当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 软土。
- 3 湿陷性黄土。
- 4 疏松砂土及少黏性土。
- 5 岩溶。
- 6 有断层、破碎带、透水性强或有软弱夹层的基岩。
- 7 含有大量可溶盐类的基岩和土。
- 8 透水坝基下游坝脚处有连续的透水性较差的覆盖层。
- 9 矿区的井、洞等。

6.1.4 坝基防渗处理措施应与坝体防渗结构形成完整的体系，并宜与两坝肩其他建筑物地基防渗措施统一考虑。

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空间分布，以及级配、密度、渗透系数、允许渗透比降等物理力学指标。地震区还应了解标准贯入击数、剪切波速、动力特性指标等。勘察和试验应分别按照GB 50487、SL 237的规定进行。

6.2.2 砂砾石坝基渗流控制可选择垂直防渗、水平防渗、下游排水及排水盖重层等一种或多种处理形式组合。

6.2.3 垂直防渗处理可选择下列一种或多种形式：

- 1 挖除覆盖层，防渗体直接建在基岩上。
- 2 混凝土防渗墙。
- 3 混凝土防渗墙下的砂砾石灌浆帷幕。

6.2.4 水平防渗处理可选择下列一种或多种形式：

- 1 填土铺盖。
- 2 天然土层和水库淤积铺盖。
- 3 土工膜铺盖。

6.2.5 下游排水可选择下列一种或多种形式：

- 1 水平排水垫层。
- 2 反滤排水沟。
- 3 排水减压井。
- 4 排水盖重。

6.2.6 砂砾石坝基渗流控制措施，应根据坝高、坝型、水库用途及坝地质条件等，经技术经济比较后确定。应优先采用垂直防渗措施。

6.2.7 坝基的垂直防渗措施，在最短渗径下应满足渗透稳定和抵抗水力劈裂等要求，设置位置应根据大坝防渗体形式、垂直防渗措施结构等确定。土质防渗体分区坝可设于防渗体底部中间位置，均质坝可设于距上游坝脚 $1/3 \sim 1/2$ 坝底宽度处。

6.2.8 垂直防渗措施的底部宜伸入相对不透水层，也可根据渗流计算成果确定。

6.2.9 当砂砾石层深度小于 15m 时，宜采用挖除防渗体和反滤层基面范围内的砂砾石覆盖层。

6.2.10 当砂砾石层深度小于 100m 时，宜采用混凝土防渗墙，可根据坝高、渗流损失、防渗对地下水环境影响及地基渗流安全性评价，采用嵌入基岩或悬挂式防渗墙。

6.2.11 当砂砾石层深度大于等于 100m 时，经技术论证和经济比较，可采用下列防渗措施：

- 1 嵌入基岩的混凝土防渗墙。

- 2 悬挂式混凝土防渗墙。
- 3 悬挂式混凝土防渗墙和其底部以下采用灌浆帷幕的组合形式。

4 悬挂式混凝土防渗墙与水平防渗措施的组合形式。

6.2.12 根据砂砾石层性质和厚度，不同坝段可采用不同防渗处理措施。不同处理措施的连接或搭接应满足结构和渗透稳定要求。

6.2.13 混凝土防渗墙结构尺寸应符合下列规定：

1 厚度应根据坝高和施工条件确定。

2 防渗墙插入土质防渗体的部分应做成光滑的楔形，插入高度宜为 $1/10$ 坝高，低坝不应小于 2m ，高坝可根据工程类比并经渗流计算确定。

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

6.2.14 混凝土防渗墙应具有所要求的强度、抗渗性和耐久性。高坝深厚砂砾石层的混凝土防渗墙应进行应力应变计算分析。

6.2.15 混凝土防渗墙顶可设填筑含水率大于最优含水率的高塑性土区。防渗体内设有廊道时，防渗体、廊道、防渗墙应有可靠连接。

6.2.16 对高坝深厚覆盖层中的混凝土防渗墙宜采用钻孔和物探等方法进行墙体质量检查。

6.2.17 砂砾石覆盖层，当采用帷幕灌浆进行防渗处理时，应进行专门的勘测。其可灌性及预期效果、灌浆孔深度和孔排距布置、灌浆方法和工艺，应进行论证。在灌浆前，应进行灌浆试验验证。

6.2.18 低坝可采用防渗铺盖。中坝、高坝防渗铺盖，复杂地层、覆盖层渗透系数大和防渗要求高的工程的防渗铺盖，以及利用天然土层和水库淤积的铺盖，宜作为辅助防渗措施。铺盖应与下游排水设施联合作用。

6.2.19 铺盖结构尺寸及相关要求应符合下列规定：

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

2 铺盖采用土料时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 铺盖与坝基接触面应平整、压实，并宜设反滤层。

4 铺盖土料的渗透系数应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 可采用土工膜做铺盖，并按 GB/T 50290 设计。

6 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。

7 铺盖宜进行保护。

6.2.20 当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。

6.2.21 坝基排水措施应根据坝基地质情况，并结合坝体排水按下列情况选用：

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。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。

6.2.22 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。

6.2.23 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。

6.2.24 坝基反滤排水暗沟、水平排水垫层及反滤排水沟断面均由计算或试验确定，并做好反滤层。

6.2.25 排水减压井设计应确定井径、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，但不应低于排水沟底面。

2 井筒可采用开孔花管或无砂混凝土管，井内径宜大于 150mm。

3 花管开孔率宜为 10%~20%。

4 减压井外围应设置反滤层，反滤层可采用砂砾料或土工织物，或同时采用砂砾料和土工织物。

6.2.26 下游坝脚渗流出逸处，当地表相对不透水层不足以抵抗剩余水头时，可设置排水盖重层。排水盖重层的延伸长度和厚度由计算或试验确定。计算方法可按 8.2 节的规定执行。

6.3 岩石坝基处理

6.3.1 当岩石坝基有断层破碎带、裂隙密集带、强风化层或喀斯特等强透水性地层，影响坝体和坝基的渗透稳定或水库效益，以及存在软弱夹层影响坝体或坝基稳定时，应进行处理。

6.3.2 坝址区存在有岩溶时，应根据岩溶发育情况、充填物性质、坝址区水文地质条件等，选择下列一种或多种组合处理措施：

1 大面积溶蚀未形成溶洞的可设铺盖防渗。

2 浅层的溶洞宜挖除或只挖除洞内的破碎岩石和充填物，采用混凝土或埋石混凝土堵塞。

3 深层的溶洞，可采用灌浆方法处理，或设混凝土防渗墙。

4 防渗体下游宜设排水设施。

5 库岸边处可设防渗措施隔离。

6 有高流速地下水时，宜采用膜袋灌浆。

6.3.3 坝体防渗体和反滤层坝基范围内的断层破碎带、裂隙密集带或强风化层等，应根据构造特征和组成物性质，采取混凝土盖板、混凝土塞、混凝土防渗墙或灌浆等一种或多种处理措施。

6.3.4 坝基软弱夹层可根据埋藏深度、性质和出露位置，采用挖除、压坡、局部放缓坝坡或阻滑混凝土塞等一种或多种处理措施。

6.3.5 当防渗体的岩石坝基的透水率不满足要求时应设置灌浆帷幕，同时宜进行固结灌浆。灌浆帷幕的设计标准应按灌浆后的基岩透水率控制，灌浆帷幕位置应按照 6.2.7 条的规定确定。

6.3.6 灌浆帷幕的设计标准应按灌后基岩的透水率控制，和基岩相对不透水层的透水率标准相同，宜按下列规定确定：

1 1 级、2 级坝及高坝，基岩透水率为 $3\sim 5Lu$ 。

2 2 级中坝、低坝和 3 级以下中坝，基岩透水率不大于 $5\sim 10Lu$ 。

3 蓄水水库可采用规定范围内的小值，滞洪水库等可取大值。

6.3.7 帷幕深度应根据建筑物的重要性、水头大小、相对不透水层分布及渗透特性，以及对帷幕所提出的防渗要求等，按下列规定综合研究确定：

1 当相对不透层埋藏深度不大时，帷幕应深入相对不透水层不小于 5m。

2 当坝基相对不透水层埋藏较深或分布无规律时，应根据防渗要求，经渗流分析并结合类似工程经验综合研究确定。

3 岩溶地区的帷幕深度，应根据岩溶及渗漏通道的分布情况和防渗要求确定。

6.3.8 灌浆帷幕伸入两岸的长度可根据下列要求之一确定：

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。

6.3.9 隧洞等建筑物穿过灌浆帷幕时，应采取确保灌浆帷

幕的完整性。坝基灌浆帷幕附近的其他建筑物需设置灌浆帷幕时，帷幕的布置应统一考虑。

6.3.10 当土质防渗体坐落在基岩强风化层中部、上部时，应对基岩的可灌性、耐冲蚀性、灌浆帷幕的耐久性等进行论证，并结合类似工程经验确定钻孔布置、灌浆技术工艺和灌浆材料，灌浆实施前应进行灌浆试验验证。

6.3.11 当河床砂砾石层坝基设置混凝土防渗墙，两岸岩石坝基设置灌浆帷幕时，两岸基岩灌浆帷幕应与混凝土防渗墙搭接，搭接长度应满足渗径要求。混凝土防渗墙下基岩是否设置灌浆帷幕，应根据覆盖层厚度、空间分布情况、渗透特性以及坝高和大坝对防渗的要求等确定。

6.3.12 岩基灌浆帷幕宜采用单排孔布置。基岩断层破碎带、裂隙密集带和岩溶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形布置。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。

6.3.13 帷幕灌浆材料应按下列要求确定：

1 基岩裂隙宽度大于等于 0.15~0.25mm 宜采用水泥灌浆，裂隙宽度小于 0.15mm 宜超细水泥灌浆，也可采用化学灌浆。

2 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 600m/d 时可在水泥浆液中加速凝剂，也可采用化学灌浆，但灌浆的可能性及其效果应根据试验确定。

3 当地下水有侵蚀性，应选择抗侵蚀性水泥，也可采用化学灌浆。

4 采用的化学灌浆材料不得对环境造成污染。

5 化学灌浆宜作为水泥灌浆的加密措施。

6.3.14 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，

并结合施工技术水平确定。不同钻孔方向的相邻帷幕段之间应有可靠的连接。

6.3.15 固结灌浆的设计标准，可根据工程实际，同时或分别采用灌浆后坝基岩体的弹性波波速、坝基岩体透水率作为控制指标，确定的控制指标实施前应通过现场试验进行验证。

6.3.16 固结灌浆可沿土质防渗体与地基接触面的整个范围布置。根据地质情况，孔距、排距可取 $3.0 \sim 4.0\text{m}$ ，深度宜取 $5 \sim 10\text{m}$ 。

6.3.17 固结灌浆的灌浆压力，没有混凝土盖板可初步选用 $0.1 \sim 0.3\text{MPa}$ ，有混凝土盖板可初步选用 $0.2 \sim 0.5\text{MPa}$ ，最终应通过灌浆试验确定。

6.3.18 帷幕灌浆和固结灌浆对浆液的要求、灌浆方法、灌浆结束标准及质量检查等应按照 SL 62 执行。

6.3.19 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，宜设置灌浆帷幕和排水幕设施。

6.4 特殊性土坝基的处理

6.4.1 对地震区的坝基中可能发生液化的无黏性土和少黏性土，应按 GB 50487 进行地震液化判别。

6.4.2 对判别可能液化的土层，宜挖除、换土。在挖除困难或不经济时，根据液化层的分布和厚度，可采取加密、设置盖重等措施，加密措施宜采用振冲、强夯等方法，还可结合振冲处理设置砂石桩，加强坝基排水。

6.4.3 软土不宜作为坝基。当其厚度较大、分布较广难以挖除时，可采用砂井、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。经过处理的软土坝基，可修建低的均质坝和心墙坝。软土坝基上筑坝应加强现场孔隙压力和变形监测。

6.4.4 有机质土不应作为坝基。如坝基内存在的有机质土厚度较小且为不连续夹层或透镜体，难以挖除时，经过论证并采取有

效处理措施可不挖除。

6.4.5 湿陷性黄土可作为低坝坝基，但应论证其湿陷、沉降和溶滤对坝的不利影响，并应对其进行处理。湿陷性黄土坝基宜采用挖除、翻压、强夯、挤密等方法，消除其湿陷性。自重性湿陷性黄土经过论证可采用预先浸水的方法处理。黄土中的落水洞、陷穴、动物巢穴、窑洞、墓坑等地下空洞，应查明处理。

7 坝体与坝基及其他建筑物的连接

7.1 坝体与坝基的连接

7.1.1 坝体与坝基的连接面处理应与坝体结构和坝基处理相结合，并应满足下列要求：

- 1 连接面不应发生水力劈裂。
- 2 防渗体邻近接触面岩石不应产生严重渗漏。
- 3 不得形成影响坝体稳定的软弱层面。
- 4 不应由于岸坡开挖形状或坡度不当引起不均匀沉降而导致坝体裂缝。

7.1.2 坝基范围内土基和砂砾石地基，应清除草皮、树根、腐殖土、垃圾、蛮石及其他废料，清理后的坝基面应整平和压实。

7.1.3 坝基范围内的岩基，应清除表面松动石块、凹处积土和突出的岩石。

7.1.4 土质防渗体应坐落在相对不透水土基上，或经防渗处理的土基上。

7.1.5 垂直防渗措施下游侧，土质防渗体与砂砾石坝基连接面应设反滤层。

7.1.6 土质防渗体和反滤层与岩石基础连接应按下列规定执行：

- 1 宜与坚硬、不冲蚀和可灌浆的岩石连接。
- 2 风化层较深时，高坝宜开挖到弱风化层上部，中坝、低坝可开挖到强风化层下部。经专门论证，当处理措施能满足渗流安全和耐久性要求时，中坝、低坝坝基可开挖至强风化层中部、上部。
- 3 开挖后的岩石面，宜用风枪、水枪冲洗干净，对断层、张开节理裂隙应逐条开挖清理，并边开挖清理边用混凝土或砂浆封堵。

7.1.7 对土质防渗体的页岩、泥岩等软岩及各类易风化岩石坝

基，开挖时宜预留保护层，或开挖后用混凝土盖板保护。

7.1.8 土质防渗体坝基岩面上宜设混凝土盖板，硬岩的陡坡面可采用喷混凝土或喷水泥砂浆。

7.1.9 混凝土盖板宜设施工缝，上游、下游方向的施工缝应错缝布置。在断层带与影响带、断层影响带与完整基岩分界处的混凝土盖板宜设永久分缝，分缝处应设止水。

7.1.10 土质防渗体与岩基或处理后的岩基连接面，在防渗体填筑前应用黏土浆抹面。邻近接触面 $0.5 \sim 1.0\text{m}$ ，防渗体应采用不含粗颗粒的黏土填筑，并应控制在略高于最优含水率情况下填筑。

7.1.11 与土质防渗体连接的岸坡的开挖应符合下列要求：

1 岸坡宜平顺，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 岸坡施工期稳定应满足 SL 386 的规定。

7.1.12 土质防渗体与岸坡连接处附近，可扩大防渗体断面和加厚反滤层。

7.1.13 坝壳与两岸岸坡连接面，宜根据工程实际情况提出避免形成架空层的措施。

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、坝下埋管等建筑物的连接，应防止接触面发生集中渗流、因不均匀沉降而产生裂缝，以及水流对上游、下游坝坡和坡脚的冲刷等。

7.2.2 土质防渗体与混凝土建筑物的连接面应同时满足渗径和连接面上不产生水力劈裂的要求。

7.2.3 土石坝坝体与混凝土坝的连接形式，应按照下列规定选用：

- 1 低坝宜采用侧墙式连接。
 - 2 中坝宜采用侧墙式，也可采用插入式或经过论证的其他形式。
 - 3 高坝的连接形式应进行专门论证。
- 7.2.4** 土石坝与溢洪道、船闸等建筑物的连接宜采用侧墙式。
- 7.2.5** 坝体与混凝土建筑物采用侧墙式连接应符合下列规定：
- 1 土质防渗体与混凝土面结合的坡度不宜陡于 $1:0.25$ 。
 - 2 坝轴线下游侧接触面与土石坝轴线的水平夹角宜为 $85^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 。
 - 3 连接段的防渗体宜适当加大断面，并符合 7.1.10 条的规定。
 - 4 宜加厚下游反滤层。
 - 5 严寒地区应符合防冻要求。
- 7.2.6** 当土石坝防渗体与混凝土坝的连接采用插入式连接形式时，连接面的坡度不宜陡于 $1:0.25$ 。
- 7.2.7** 岩基上的坝下埋管应符合下列规定：
- 1 防渗体和反滤层范围内应埋设在基岩槽内，并回填混凝土与两侧基岩面齐平。
 - 2 埋管宜采用明流。
 - 3 采用压力流时，宜采用埋管内铺设管道形式，也可采用内衬钢管或其他可靠的结构形式。
- 7.2.8** 非岩基上的坝下埋管应符合下列规定：
- 1 应采用埋管内铺设管道输水的形式。
 - 2 埋管地基应进行加固处理。
 - 3 土质防渗体与坝下埋管接触处，宜扩大防渗体断面并加厚下游反滤层。
- 7.2.9** 坝下埋管分段分缝应根据地形、地质条件和与坝体连接部位的坝体分区，经工程类比和计算分析确定，分缝应做好止水和反滤。
- 7.2.10** 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。

7.2.11 高度大于 30m 连接段的坡度、形式和长度等宜通过应力变形分析验证。

7.2.12 地震区的土石坝与岸坡和混凝土建筑物的连接还应按照 GB 51247 的有关规定执行。

8 坝的计算和分析

8.1 渗流计算分析

8.1.1 渗流计算应包括下列内容：

- 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 确定坝体与坝基的单宽渗流量和总渗流量。
- 3 确定下游坝壳与坝基面之间的渗透比降，坝坡出逸段的出逸比降，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 渗流计算应包括下列水位组合情况：

- 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水位组合。

8.1.3 渗流计算应包括各工况组合下的稳定渗流，1级坝、2级坝和3级以下高坝库水位降落工况宜进行非稳定渗流计算。

8.1.4 渗透系数取值应符合下列规定：

- 1 坝体和坝基材料应考虑渗透系数的各向异性。
- 2 计算渗流量时宜采用渗透系数的大值平均值。
- 3 计算水位降落时的浸润线宜用渗透系数的小值平均值。

8.1.5 渗透系数可根据试验成果和工程类比综合确定。岩石坝基材料取值应考虑岩层特性、风化程度和地质构造的影响。地质条件复杂时，水文地质参数可根据现场水文地质资料用反演法校核和修正。

8.1.6 渗流计算应采用数值法进行计算。窄深河谷的高坝和岸边绕坝渗流应按三维渗流进行计算。

8.1.7 二维渗流计算的典型断面应包括以下内容：

- 1 最大坝高断面。
- 2 两岸岸坡坝段的代表性断面。
- 3 坝体不同分区的代表性断面。
- 4 坝基不同地质条件的代表性断面。

8.1.8 渗流几何模型的确定应满足下列要求：

1 坝基计算深度宜达到相对不透水层，当相对不透水层很深时，宜不小于 2.0 倍的最大坝高。

2 上游、下游坝坡脚外延伸的长度应根据坝基地质条件、淤积情况等综合分析确定，宜不小于 2.0 倍的最大坝高。

3 两坝肩以外延伸的长度宜达到库水位与相对不透水层或与地下水位相交处以外，当相交处很远时，宜不小于 2.0 倍的最大坝高。

4 渗透系数相差 5 倍以上的相邻坝体分区和地层，不宜概化合并。

5 断层、裂隙密集带等特殊的地质构造不宜与相邻岩层概化为一个分区。

8.2 渗透稳定计算分析

8.2.1 渗透稳定计算应包括下列内容：

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 GB 50487 的规定执行。

8.2.3 当坝基表层土的渗透系数 k_1 小于下层土的渗透系数 k_2 ，而下游渗透出逸比降又符合公式 (8.2.3-1) 时，应设置排水盖重层或排水减压井。排水盖重层的厚度 t 可按公式 (8.2.3-2) 计算。

$$J_{a-x} > (G_s - 1)(1 - n_1)/K_t \quad (8.2.3-1)$$

$$t = \frac{K_t J_{a-x} t_1 \gamma_w - (G_s - 1)(1 - n_1) t_1 \gamma_w}{\gamma} \quad (8.2.3-2)$$

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厚度 t_1 得出（见图 8.2.3）；

G_s ——表层土的土粒比重；

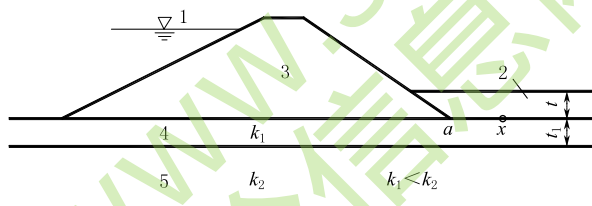
n_1 ——表层土的孔隙率；

K_t ——安全系数，取 1.5~2.0；

t_1 ——表层土的厚度，m；

γ ——排水盖重层的容重，kN，水上用湿容重，水下用浮容重；

γ_w ——水的容重，kN。



1—上游水位；2—排水盖重层；3—坝体；4—坝基表层；5—坝基下层

图 8.2.3 坝基结构示意图

8.3 稳定计算和分析

8.3.1 土石坝应进行下列坝坡抗滑稳定计算：

- 1 施工期的临时填筑坡和上游、下游坝坡。
- 2 稳定渗流期的上游、下游坝坡。
- 3 水库水位降落期间的上游坝坡。
- 4 正常运用条件下遇地震的上游、下游坝坡。

8.3.2 稳定计算工况正常和非常运用条件的划分应按 1.0.5 条的规定执行。

8.3.3 稳定计算典型断面应包括：

- 1 最大坝高断面。
- 2 两岸岸坡坝段的代表性断面。
- 3 坝体不同分区的代表性断面。
- 4 坝基不同地形地质条件的代表性断面。

8.3.4 计算断面材料分区概化应符合下列规定：

1 坝体坝基内抗剪强度指标及其他性能相近的材料可概化合并为一个分区，相差明显的材料不应进行概化合并。

2 坝基软弱夹层应单独分区。

8.3.5 土石坝各种计算工况，土体的有效应力抗剪强度均应采用公式 (8.3.5-1) 计算：

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' = c' + \sigma' \tan \varphi' \quad (8.3.5-1)$$

黏性土施工期同时宜采用总应力抗剪强度按公式 (8.3.5-2) 计算：

$$\tau = c_u + \sigma \tan \varphi_u \quad (8.3.5-2)$$

黏性土库水位降落期同时宜采用总应力抗剪强度法按公式 (8.3.5-3) 计算：

$$\tau = c_{cu} + \sigma'_c \tan \varphi_{cu} \quad (8.3.5-3)$$

式中 τ ——土体的抗剪强度，kPa；

c' ——有效应力抗剪强度指标，土体的凝聚力，kPa；

φ' ——有效应力抗剪强度指标，土体的内摩擦角，(°)；

σ ——法向总应力，kPa；

σ' ——法向有效应力 kPa；

u ——孔隙压力，kPa；

c_u ——不排水剪总强度指标，土体的凝聚力，kPa；

φ_u ——不排水总强度指标，土体的内摩擦角，(°)；

c_{cu} ——固结不排水剪总强度指标，土体的凝聚力，kPa；

φ_{cu} ——固结不排水剪总强度，土体的内摩擦角，(°)；

σ'_c ——库水位降落前的法向有效应力，kPa。

8.3.6 粗粒料非线性抗剪强度指标可按公式 (8.3.6) 计算：

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \lg \frac{\sigma_3}{p_a} \quad (8.3.6)$$

式中 φ ——土体滑动面的摩擦角, ($^{\circ}$);

φ_0 ——一个大气压力下的摩擦角, ($^{\circ}$);

$\Delta\varphi$ —— σ_3 增加一个对数周期下 φ 的减小值, ($^{\circ}$);

σ_3 ——土体滑动面的小主应力, kPa;

p_a ——大气压力, kPa。

8.3.7 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, 其抗剪强度应采用公式 (8.3.5-1) ~ 公式 (8.3.5-3) 确定。对于 1 级高坝, 粗粒料可用公式 (8.3.6) 确定的抗剪强度指标验算稳定。

8.3.8 混凝土面板堆石坝的粗粒料应采用公式 (8.3.6) 确定的抗剪强度指标进行稳定计算。

8.3.9 施工期黏性填土或黏性坝基土孔隙压力应按下列方法确定:

1 起始孔隙压力可按附录 C 计算。

2 对于饱和度大于 80% 和渗透系数介于 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ cm/s 的大体积填土, 可采用附录 C 的方法计算施工期填土中孔隙压力的消散和强度的相应增长。

8.3.10 稳定渗流期和库水位降落期孔隙压力宜按 8.1 节渗流计算成果确定。

8.3.11 土的抗剪强度指标应采用三轴压缩试验测定。对 3 级以下的中低坝, 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 0.2 MPa^{-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。抗剪强度指标的测定、应用和设计值取值应按附录 D 的规定执行。

8.3.12 坝坡抗滑稳定计算应采用刚体极限平衡法。计算方法可采用计及条块间作用力的简化毕肖普 (Simplified Bishop) 法、摩根斯顿-普赖斯 (Morgenstern-Price) 法等方法。稳定计算方法按附录 D 的规定执行。

8.3.13 对于土质防渗体薄斜墙坝、薄心墙坝和坝基内有软弱夹层或软弱带等情况，应采用摩根斯顿-普赖斯（Morgenstern-Price）等非圆弧类方法进行稳定计算。

8.3.14 对于均质坝、厚斜墙坝和厚心墙坝可采用简化毕肖普（Simplified Bishop）法等圆弧类方法进行稳定计算。

8.3.15 采用计及条块间作用力方法时，坝坡抗滑稳定安全系数应不小于表 8.3.15 规定的数值。

表 8.3.15 坝坡抗滑稳定最小安全系数

运用条件	坝 的 级 别			
	1 级	2 级	3 级	4 级、5 级
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

8.3.16 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 8.3.15 的规定并经工程类比确定取值。

8.3.17 采用滑楔法进行稳定计算时，当假定滑楔之间作用力平行于坡面和滑底斜面的平均坡度时，安全系数应符合表 8.3.15 的规定；当假定滑楔之间作用力为水平方向时，对 1 级坝正常运用条件最小安全系数应不小于 1.30，其他情况可比表 8.3.15 规定的数值减小 8%。

8.3.18 抗震稳定计算应按 GB 51247 的有关规定执行。采用拟静力法计算时，其稳定安全系数可按 8.3.15 条的规定确定。

8.3.19 稳定渗流期应采用有效应力抗剪强度指标进行稳定计算。对于施工期和库水位降落期，应采用有效应力抗剪强度指标和总应力抗剪强度指标计算安全系数的较小值。当填土已计入施工期孔隙压力的消散和强度增长时，可不与总应力抗剪强度指标计算结果相比较。

8.3.20 应对坝坡稳定计算成果进行合理性和协调性分析，并应考虑下列因素：

1 坝体和坝基土体物理力学参数取值误差对安全系数的影响。

2 不同断面、不同工况安全系数的协调性。

3 已建类似工程经验。

8.3.21 窄深河谷地区的 1 级高坝，可采用数值计算方法分析三维效应对坝坡稳定的影响。

8.4 应力和变形计算分析

8.4.1 土石坝应进行沉降分析，估算在土体自重和其他荷载作用下，坝体和坝基竣工时的沉降量和最终沉降量，沉降计算方法应按附录 E 执行。湿陷性黄土、软黏土坝基的沉降量应进行专门研究。

8.4.2 1 级和 2 级中坝、高坝，3 级高坝，以及建于复杂和软弱地基上的坝应采用数值法进行应力和变形计算。

8.4.3 窄深河谷的 1 级和 2 级高坝，以及与其他混凝土建筑物采用非侧墙式连接的 1 级和 2 级中坝、高坝宜进行三维应力和变形计算。

8.4.4 对分期、不均匀上升填筑施工的中坝、高坝，先期施工坝段的最大填筑高度宜同时采用附录 E 规定的方法和数值法进行验证。

8.4.5 地震区土石坝的动力分析应按照 GB 51247 的规定执行。

8.4.6 坝顶竣工后的预留沉降超高，应根据沉降计算、数值计算和工程类比等综合分析确定，并可根据施工期监测结果进行修正。

8.4.7 土石坝的应力和变形计算应模拟填筑施工过程和蓄水过程，以及运行后的不同工况。高坝施工和蓄水过程与设计预期有明显变化时，宜进行应力和变形复核计算分析。

8.4.8 应力和变形计算典型断面可包括以下内容：

1 最大坝高断面。

2 两岸岸坡坝段代表性断面。

- 3 坝体不同分区的代表性断面。
 - 4 坝基不同地形地质条件的代表性断面。
 - 5 与其他混凝土建筑物连接部位的代表性断面。
 - 6 沿坝轴线方向的代表性断面。
- 8.4.9** 数值计算断面的分区和概化应符合下列规定：
- 1 宜按不同坝体和坝基材料的变形特性及其他物理力学性质进行分区。
 - 2 应能模拟坝体和坝基内的接触面以及坝基内的软弱夹层。
 - 3 防渗体上下游反滤层和过渡层不宜与坝壳区概化合并。
 - 4 动力计算时，坝基覆盖层中可能液化材料的地层应单独分区。
- 8.4.10** 计算采用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，最大加载量应反映坝体应力的水平。
- 8.4.11** 对于 1 级高坝宜研究筑坝材料的湿化对坝体应力和变形的影响。
- 8.4.12** 应力和变形计算宜采用非线性弹性或弹塑性模型，可按附录 F 选用。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。
- 8.4.13** 对应力和变形计算结果应进行下列分析：
- 1 根据沉降计算结果，分析坝体各部位的不均匀沉降量及不均匀沉降梯度，并初步判断发生裂缝的可能性。
 - 2 根据数值计算结果，分析坝体内是否产生塑性区及其范围、拉应力区及其范围、裂缝及水力劈裂，分析防渗体与岸坡和其他建筑物及结构连接面的应力和变形，判断防渗体及其与岸坡和其他建筑物及结构的连接面的渗透破坏等。
 - 3 综合研究坝体是否发生裂缝以及应采取的抗裂措施等。
- 8.4.14** 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。

8.4.15 在施工过程中，应对沉降、孔隙压力、总应力和位移等项目的安全监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，确定的临时断面应满足大坝变形安全和渗流安全的要求。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、工程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 先期填筑坝段的设计应符合下列规定：

1 先期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 $1:1.3$ 。

2 对土质防渗体的中坝、高坝，应计算分期填筑坝体的不均匀沉降，分析发生裂缝的可能性，并结合工程类比确定分期填筑坝段的最大高差。

3 先期填筑坝段的横向坝坡宜设置临时防护，并在后期填筑前全部清除。

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。

9.2 扩建加高

9.2.1 进行扩建加高设计时，应分析现状大坝的安全监测资料，并进行勘探、试验，对现状大坝的坝基处理、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进行核算，作为扩建加高设

计的依据。病险坝加高，应结合除险加固治理进行专门论证。

9.2.2 土石坝的扩建加高宜采用从下游面培厚加高的方法。

9.2.3 在水库的淤积物上加高，应根据淤积物固结情况，进行固结变形和稳定分析，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 当其他加高措施有困难、加高相对高度不大，对现状坝体的填筑质量、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标准要求时，也可采用戴帽加高的方法。

9.2.5 扩建加高坝体的筑坝材料与现状坝体填筑料性质不同时，应研究增设反滤层和过渡层的必要性。

10 安全监测设计

10.0.1 土石坝应根据坝的级别、坝高、坝体结构形式以及地形、地质等条件，设置必要的监测项目及相应的设施，并及时整理分析监测资料。监测项目的设置应符合 SL 551、SL 725 的规定。

10.0.2 安全监测设施布置应符合下列规定：

1 监测仪器、设施的布置应结合工程具体条件，突出重点，兼顾全面。相关监测项目应统筹安排、配合布置。

2 监测断面上各监测项目和测点宜结合布置，互相校核。

3 坝肩及基岩断层带、坝基覆盖层最深处、承压含水层、复杂地形、强震区等，以及坝内有埋管或廊道处、坝的分期填筑结合处、与混凝土建筑物或岸坡结合处，应增设测点。

4 临时性监测项目宜与永久性监测项目结合布置。

5 监测仪器和电缆应有可靠的保护措施。

6 应统筹安排观测站和观测房的布设，宜有良好的交通、照明和接地条件。

10.0.3 坝体内的电缆和管线不应在上下游方向穿越防渗体。

10.0.4 渗流量监测设施应布置在坝体坝基排水与坝面排水汇流点之前，宜靠近坝脚布置。

10.0.5 监测仪器的选择应符合下列规定：

1 应长期稳定、可靠，并能在恶劣环境中正常工作。

2 应与要求的量程和精度相适应。

3 应便于操作和维护。

4 应便于实现自动化监测。

10.0.6 安全监测设计应提出监测仪器和设施的安装埋设、监测方法、初始值获取、观测频次、观测精度、不同阶段监测资料整编与分析等技术要求。

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，应按公式 (A.1.1) 计算：

$$W_{10} = K_Z W_Z \tag{A.1.1}$$

式中 W_{10} ——水面上空 10m 高度处 10min 的平均风速，m/s；
 Z ——距水面的高度，m；
 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，m/s。

表 A.1.1 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	0.96	0.90

A.1.2 风向宜按水域计算点处八个方位角确定，在 $\pm 22.5^\circ$ 范围内的风向均归为同一方位角的风向。

A.1.3 风区长度的确定应符合下列要求：

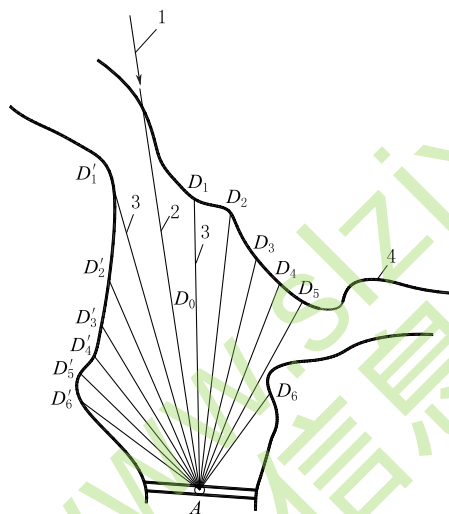
- 1 当沿风向两侧的水域较宽广时，可采用计算点到对岸的距离。
- 2 沿风向有局部缩窄且缩窄处的宽度 B 小于 12 倍的计算波长时，可采用 $5B$ ，同时不小于自计算点到缩窄处的长度。
- 3 当沿风向两侧水域较狭窄或水域形状不规则或有岛屿等障碍物时（见图 A.1.3），应采用等效风区长度，按公式 (A.1.3) 计算：

$$D_e = \frac{\sum_i D_i \cos^2 \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i} \tag{A.1.3}$$

式中 D_e ——等效风区长度, m;

D_i ——计算点至水域边界的距离, m, i 取 0、 ± 1 、 ± 2 、 ± 3 、 ± 4 、 ± 5 、 ± 6 ;

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



1—主风向; 2—主射线; 3—射线; 4—水域边界

图 A.1.3 等效风区长度计算示意图

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, 按公式 (A.1.5-1)、公式 (A.1.5-2) 计算, 平均波长可采用公式 (A.1.5-3) 计算。

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

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

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

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 ；

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，按公式 (A. 1.6-1)、公式 (A. 1.6-2) 计算：

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

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

式中 h_p ——累积频率 P 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，按公式 (A. 1.7-1)、公式 (A. 1.7-2) 计算， $gD/W^2 = 20 \sim 250$ 时 h_p 为累积频率 5% 的波高 $h_{5\%}$ ， $gD/W^2 = 250 \sim 1000$ 时 h_p 为累积频率 10% 的波高 $h_{10\%}$ 。

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

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

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)

h_m/H_m	$P/\%$										
	0.01	0.1	1	2	4	5	10	14	20	50	90
<0.1	3.42	2.97	2.42	2.23	2.02	1.95	1.71	1.60	1.43	0.94	0.37
$0.1\sim0.2$	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 风壅水面高度可按公式 (A. 1. 10) 计算:

$$e = \frac{K_f W^2 D}{2gH_m} \cos\beta \quad (\text{A. 1. 10})$$

式中 e ——计算点处的风壅水面高度, m;

K_f ——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选定, 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下列规定确定:

1 当 $m=1.5\sim5.0$ 时, 平均波浪爬高按公式 (A. 1. 12-1) 计算:

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

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 糙率渗透性系数 K_Δ

护 面 类 型	K_Δ
光滑不透水护面 (沥青混凝土)	1.00
混凝土或混凝土板	0.90

表 A. 1. 12 - 1 (续)

护 面 类 型	K_{Δ}
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, 平均波浪爬高按公式 (A. 1. 12 - 2) 计算:

$$R_m = K_{\Delta} K_w R_0 h_m \quad (\text{A. 1. 12 - 2})$$

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 ($K_{\Delta} = 1$) 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)

h_m/H	$P/\%$									
	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确定：

1 马道上、下坡度一致，按下列规定确定：

- 1) 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，平均波浪爬高应为按单一坡计算值的 $0.9\sim 0.8$ 倍；
- 2) 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。

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，可先按公式 (A. 1. 14) 确定该坝坡的折算单坡坡度系数，再根据 A. 1. 12 条按单坡计算。

$$\frac{1}{m_e} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{m_u} + \frac{1}{m_s} \right) \quad (\text{A. 1. 14})$$

式中 m_e ——折算单坡坡度系数；

m_u ——马道以上坡度系数， $m_u \geq 1.5$ ；

m_s ——马道以下坡度系数， $m_s \geq 1.5$ 。

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 作用在坡度系数为 $1.5\sim 5.0$ 的坝坡护面板上的最大压力强度，可按公式 (A. 1. 16-1)、公式 (A. 1. 16-2) 计算：

$$P_z = K_p K_1 K_2 K_3 \gamma_w h_s \quad (\text{A. 1. 16-1})$$

$$K_1 = 0.85 + 4.8 \frac{h_s}{L_m} + m \left(0.028 - 1.15 \frac{h_s}{L_m} \right) \quad (\text{A. 1. 16-2})$$

式中 P_z ——最大压力强度， kN/m^2 ；

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。

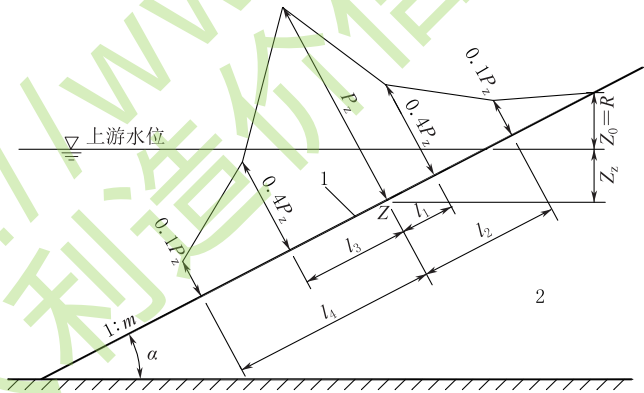
表 A. 1.16 - 1 系 数 K_2

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/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

A. 1.17 作用在坡度系数为 1.5~5.0 的坝坡护面板上的波浪压力分布（见图 A. 1.17），可按下列规定确定：



1—护坡面板；2—坝体

图 A. 1.17 坝坡护面板上的波浪压力分布示意图

1 最大压力强度 P_z 作用点距水面的距离 Z_z 可按公式 (A. 1.17 - 1) ~ 公式 (A. 1.17 - 3) 计算，当计算 $Z_z < 0$ 时，取

$$Z_z=0。$$

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

$$A=h_s\left(0.47+0.023\frac{L_m}{h_s}\right)\frac{1+m^2}{m^2} \quad (\text{A. 1. 17-2})$$

$$B=h_s\left[0.95-(0.84m-0.25)\frac{h_s}{L_m}\right] \quad (\text{A. 1. 17-3})$$

2 斜面上各计算点到点 Z 的距离可按公式 (A. 1. 17-4) 计算:

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= 0.0125S \\ l_2 &= 0.0325S \\ l_3 &= 0.0265S \\ l_4 &= 0.0675S \\ S &= \frac{mL_m}{\sqrt[4]{m^2-1}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A. 1. 17-4})$$

3 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公式 (A. 2. 1-1) ~ 公式 (A. 2. 1-4) 计算:

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

$$Q=0.85Q_{50}=0.525\rho_kD^3 \quad (\text{A. 2. 1-2})$$

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 ——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 经过整理的堆石或抛石护坡的石块质量和厚度可按公式 (A. 2.2-1) ~ 公式 (A. 2.2-4) 计算:

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

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

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

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

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

h_s ——有效波高, m;

K_Q ——系数, 取 4.37;

G ——石块相对密度。

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公式 (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/m^3 。

附录 B 反滤层设计

B. 0. 1 反滤层设计应包括掌握被保护土、与被保护土相关各坝体分区筑坝材料和拟作为反滤料源砂砾料的颗粒级配，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、与被保护土相关各坝体分区筑坝材料和拟作为反滤料源砂砾料的颗粒级配曲线，并求出各自的级配范围，即上包线、下包线。

B. 0. 3 进行反滤试验时，根据工程实际情况，反滤层类型可按下列规定确定：

1 反滤层位于被保护土下部，渗流方向由上向下，为Ⅰ型反滤（见图 B. 0. 3 - 1），如均质坝的水平排水体和斜墙后的反滤层等。

2 反滤层位于被保护土上部，渗流方向由下向上，为Ⅱ型反滤（见图 B. 0. 3 - 2），如位于坝基渗流出逸处和排水沟下边的反滤层等。

3 反滤层呈垂直的形式，渗流方向水平，属过渡型，可归为Ⅰ型反滤，如减压井、竖式排水体等。

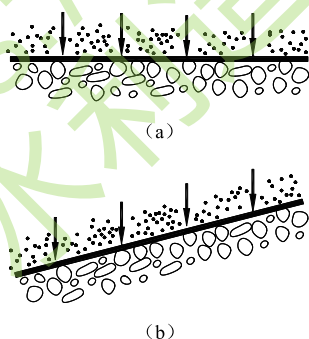


图 B. 0. 3 - 1 I 型反滤

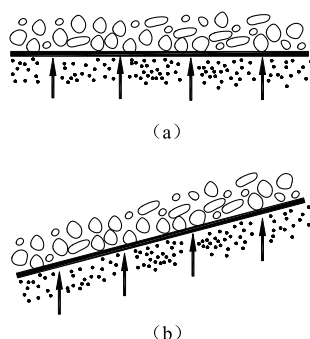


图 B. 0. 3 - 2 II 型反滤

B. 0. 4 反滤设计中, 对于含有大于 5mm 颗粒的被保护土, 宜选取粒径小于等于 5mm 部分的颗粒级配, 进行反滤设计。若小于等于 5mm 部分的颗粒级配为不连续级配, 宜选取“台阶”起点的粒径以下部分的颗粒级配。

B. 0. 5 对于含有大于 5mm 颗粒且小于 0. 075mm 的颗粒含量不大于 15% 的被保护土, 当同时满足下列条件时, 可采用原始级配:

1 被保护土为连续级配。

2 被保护土不均匀系数 $C_u \leq 6$, 且曲率系数 C_c 不在 1~3 范围内。

B. 0. 6 第一层反滤满足滤土要求时的下包线特征粒径 D_{15} 应按下列方法确定:

1 对于小于 0. 075mm 颗粒含量大于 85% 的被保护土, D_{15} 可按公式 (B. 0. 6 - 1) 确定, 当 $9d_{85} < 0. 2\text{mm}$, 取 0. 2mm。

$$D_{15} \leq 9d_{85} \quad (\text{B. 0. 6 - 1})$$

式中 D_{15} ——反滤料的特征粒径, 小于该粒径的土重占总土重的 15%;

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

2 对于小于 0. 075mm 颗粒含量介于 40%~85% 的被保护土, D_{15} 可按公式 (B. 0. 6 - 2) 确定。

$$D_{15} \leq 0. 7\text{mm} \quad (\text{B. 0. 6 - 2})$$

3 对于小于 0. 075mm 颗粒含量介于 15%~39% 的被保护土, D_{15} 可按公式 (B. 0. 6 - 3) 确定, 当 $4d_{85} < 0. 7\text{mm}$, 取 0. 7mm。

$$D_{15} \leq 0. 7\text{mm} + \frac{1}{25}(40 - A)(4d_{85} - 0. 7\text{mm})$$

$$(\text{B. 0. 6 - 3})$$

式中 A ——小于 0. 075mm 颗粒含量, %。

4 对于小于 0. 075mm 颗粒含量小于 15% 的被保护土, D_{15}

可按公式 (B. 0. 6 - 4) 确定。

$$D_{15} \leq 4d_{85} \quad (\text{B. 0. 6 - 4})$$

B. 0. 7 当被保护土为分散性土，第一层反滤满足滤土要求时的下包线特征粒径 D_{15} 应按下列方法确定：

1 对于小于 0. 075mm 颗粒含量大于 85% 的被保护土， D_{15} 可按公式 (B. 0. 7 - 1) 确定，当 $6. 5d_{85} < 0. 2\text{mm}$ ，取 0. 2mm。

$$D_{15} \leq 6. 5d_{85} \quad (\text{B. 0. 7 - 1})$$

2 对于小于 0. 075mm 颗粒含量介于 40% ~ 85% 的被保护土， D_{15} 可按公式 (B. 0. 7 - 2) 确定。

$$D_{15} \leq 0. 5\text{mm} \quad (\text{B. 0. 7 - 2})$$

3 对于小于 0. 075mm 颗粒含量介于 15% ~ 39% 被保护土， D_{15} 可按公式 (B. 0. 7 - 3) 确定，当 $4d_{85} < 0. 5\text{mm}$ ，取 0. 5mm。

$$D_{15} \leq 0. 5\text{mm} + \frac{1}{25}(40 - A)(4d_{85} - 0. 5) \quad (\text{B. 0. 7 - 3})$$

B. 0. 8 第一层反滤满足排水要求时的上包线特征粒径 D_{15} 应按公式 (B. 0. 8) 确定，当 $5d_{15Q} < 0. 1\text{mm}$ ，取 $D_{15} \geq 0. 1\text{mm}$ 。

$$D_{15} \geq 5d_{15Q} \quad (\text{B. 0. 8})$$

式中 d_{15Q} ——全料确定的被保护土粒径，小于该粒径的土重占总土重的 15%。

B. 0. 9 反滤料下包线 D_{90} 和上包线 D_{10} 的粒径关系宜符合表 B. 0. 9 的规定。

表 B. 0. 9 防止分离的下包线 D_{90} 和上包线 D_{10} 粒径关系

被保护土类别	D_{10} / mm	D_{90} / mm
所有类别	$< 0. 5$	20
	$0. 5 \sim 1. 0$	25
	$1. 0 \sim 2. 0$	30
	$2. 0 \sim 5. 0$	40
	$5. 0 \sim 10$	50
	> 10	60

B.0.10 第一层反滤下包线的 D_{100} 可参照类似工程经验确定，但不宜超过 50mm，上包线 D_5 应按 4.1.16 条相关要求确定。

B.0.11 确定颗粒级配包线时，上、下包线的相同粒径的含量百分数差值不宜大于 35%。以滤土为主的反滤层宜先确定下包线，以排水为主的反滤层宜先确定上包线。

B.0.12 当第一层反滤的不均匀系数 $C_u > 5 \sim 8$ ，应按控制大于 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.0.13 根据求出的第一层反滤层原始级配，用 B.0.6 条 4 款和 B.0.8 条验算与坝壳料的关系，如满足上述要求，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.0.14 选择第二、第三层反滤层时，可分别以第一、第二层反滤层原始级配作为被保护土，按 B.0.6 条 4 款和 B.0.8 条确定。

附录 C 坝体内孔隙压力的估算

C. 0.1 黏性填土或坝基中某点施工期的起始孔隙压力 u_0 可按公式 (C. 0.1) 计算:

$$u_0 = \gamma h \bar{B} \quad (\text{C. 0.1})$$

式中 γ ——某点以上土的平均容重, kN/m^3 ;

h ——某点以上的填土高度, m 。

C. 0.2 黏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_f 和大主总应力 σ_{1f} , 按公式 (C. 0.2) 计算:

$$\bar{B} = u_f / \sigma_{1f} \quad (\text{C. 0.2})$$

式中 u_f ——三轴压缩试验剪破时的孔隙压力, kPa ;

σ_{1f} ——三轴压缩试验剪破时的轴向应力, kPa 。

C. 0.3 孔隙压力消散宜采用太沙基方法按公式 (C. 0.3-1) 计算, 有条件时也可采用比奥方法按公式 (C. 0.3-2) 计算。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \bar{B} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t} \quad (\text{C. 0.3-1})$$

式中 u ——土体中某点 (x, z) 的孔隙压力, kPa ;

t ——时间, s ;

$\bar{B} \frac{\partial \sigma_1}{\partial t}$ ——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, kPa ;

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。

$$\left. \begin{aligned} -G \nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon_v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} &= 0 \\ -G \nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon_v}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} &= -\gamma \\ \frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 u - \frac{\partial \epsilon_v}{\partial t} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.0.3-2})$$

式中 ∇^2 ——拉普拉斯算子；

G ——土的剪切模量，MPa；

u_x 、 u_z —— x 、 z 方向的位移，mm；

u ——孔隙压力，kPa，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， kN/m^3 。

附录 D 稳定分析

D.1 抗剪强度指标的确定

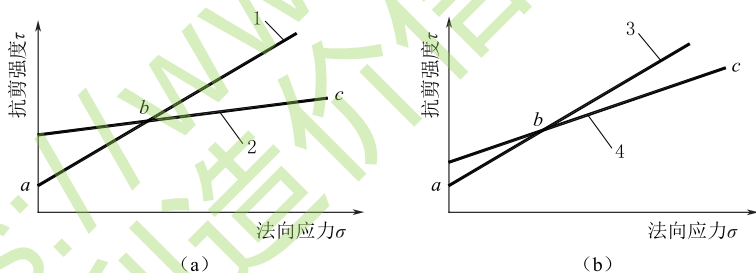
D.1.1 直剪和三轴压缩试验应按照 SL 237 的规定进行。抗剪强度指标的测定和应用方法可按表 D.1.1 选用。

D.1.2 抗剪强度指标的整理和采用应按下列原则进行：

1 抗剪强度试验不少于 11 组时，抗剪强度指标宜采用小值平均值确定。

2 采用的抗剪强度指标可根据试验成果并参考类似工程确定。

D.1.3 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 (a) 直线 2，库水位降落期应采用图 D.1.3 (b) 中的 CD 和 CU 下包线 abc 。



1—有效强度包线 CD；2—不排水剪总强度包线 UU；
3—有效强度包线 CD；4—固结不排水剪总强度包线 CU

图 D.1.3 强度包线的组合示意图

D.1.4 对于粗粒料和黏性土接触面的抗剪强度指标，应分别测得粗粒料强度包线 OAB 和黏土的强度包线 FAD ，采用 OAD 线作为接触面的抗剪强度包线，如图 D.1.4 所示。

表 D.1.1 抗剪强度指标的测定和应用

控制稳定的时期	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)	c', φ'	填土：用填筑含水率 和填筑容量 的土；坝基 土：用原状土
			三轴仪	固结排水剪 (CD)		
		黏性土	直剪仪	慢剪 (S)		
			三轴仪	不排水剪测孔隙压力 (UU)		
	总应力法	黏性土	直剪仪	慢剪 (S)		
			三轴仪	固结不排水剪测孔隙压力 (CU)		
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	快剪 (Q)	c_u, φ_u	同上，但 要预先饱和 和，而浸润 线以上的土 不需饱和
			三轴仪	不排水剪 (UU)		
		黏性土	直剪仪	慢剪 (S)		
			三轴仪	固结排水剪 (CD)		
	总应力法	黏性土	直剪仪	慢剪 (S)		
			三轴仪	固结不排水剪测孔隙压力 (CU)		
水库水位 降落期	总应力法	渗透系数小于 10^{-7} cm/s	直剪仪	固结快剪 (CQ)	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} 。

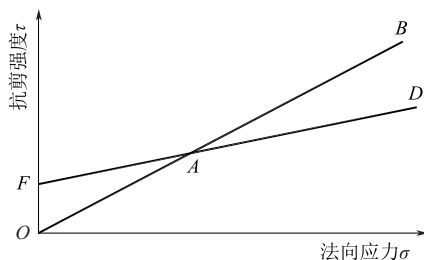


图 D.1.4 粗粒料和黏土接触面的抗剪强度指标包线示意图

D.2 稳定计算

D.2.1 简化毕肖普法可按公式 (D.2.1) 计算, 圆弧滑动条分见图 D.2.1。

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

式中 W ——土条重量, kN;

V ——垂直地震惯性力 (向上为负, 向下为正), kN;

u ——作用于土条底面的孔隙压力, kN/m;

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, m;

c' ——有效应力抗剪强度指标, 土条底面的凝聚力, kPa;

φ' ——有效应力抗剪强度指标, 土条底面的内摩擦角, (°);

M_c ——水平地震惯性力对圆心的力矩, kN·m;

R ——圆弧半径, m。

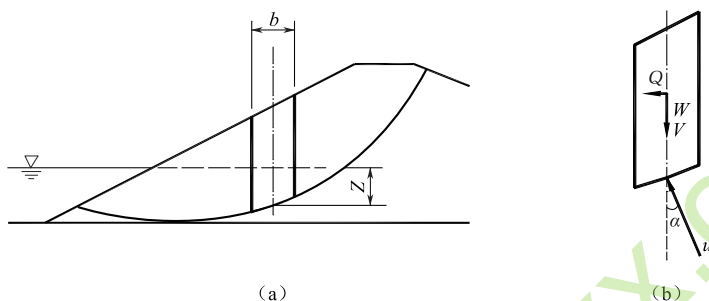


图 D. 2. 1 圆弧滑动条分法示意图

D. 2. 2 摩根斯顿-普赖斯法 (见图 D. 2. 2) 应按公式 (D. 2. 2 - 1) ~ 公式 (D. 2. 2 - 8) 计算:

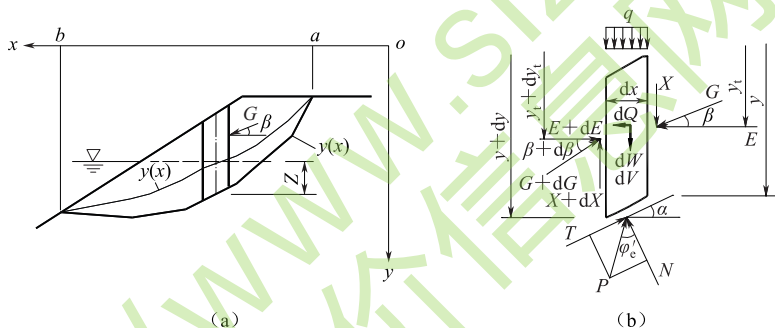


图 D. 2. 2 摩根斯顿-普赖斯法计算示意图

$$\int_a^b p(x)s(x)dx = 0 \quad (\text{D. 2. 2 - 1})$$

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

$$p(x) = \left(\frac{dW}{dx} \pm \frac{dV}{dx} + q \right) \sin(\varphi'_e - \alpha) - u \sec \alpha \sin \varphi'_e + c'_e \sec \alpha \cos \varphi'_e - \frac{dQ}{dx} \cos(\varphi'_e - \alpha) \quad (\text{D. 2. 2 - 3})$$

$$s(x) = \sec(\varphi'_e - \alpha + \beta) \exp \left[- \int_a^x \tan(\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\zeta} d\zeta \right] \quad (\text{D. 2. 2 - 4})$$

$$t(x) = \int_a^x (\sin\beta - \cos\beta \tan\alpha) \exp \left[\int_a^\xi \tan(\varphi'_e - \alpha + \beta) \frac{d\beta}{d\xi} d\xi \right] d\xi \quad (\text{D. 2. 2 - 5})$$

$$M_e = \int_a^b \frac{dQ}{dx} h_e dx \quad (\text{D. 2. 2 - 6})$$

$$c'_e = \frac{c'}{K} \quad (\text{D. 2. 2 - 7})$$

$$\tan\varphi'_e = \frac{\tan\varphi'}{K} \quad (\text{D. 2. 2 - 8})$$

式中 dx ——土条宽度, m;

dW ——土条重量, kN;

q ——坡顶外部的垂直荷载, kN/m;

M_e ——水平地震惯性力对土条底部中点的力矩, kN·m;

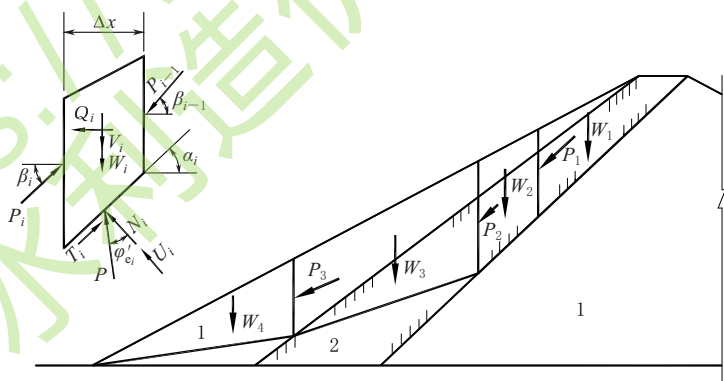
dQ 、 dV ——土条的水平 and 垂直地震惯性力 (向上为负, 向下为正), kN;

α ——条块底面与水平面的夹角, ($^\circ$);

β ——土条侧面的合力与水平方向的夹角, ($^\circ$);

h_e ——水平地震惯性力到土条底面中点的垂直距离, m。

D. 2. 3 滑楔法 (见图 D. 2. 3) 可按公式 (D. 2. 3 - 1) ~ 公式 (D. 2. 3 - 3) 计算。



1—坝壳; 2—薄斜墙或薄心墙

图 D. 2. 3 滑楔法计算示意图

$$P_i = \sec(\varphi'_{ei} - \alpha_i + \beta_i) [P_{i-1} \cos(\varphi'_{ei} - \alpha_i + \beta_{i-1}) - (W_i \pm V_i) \sin(\varphi'_{ei} - \alpha_i) + u_i \sec \alpha_i \sin \varphi'_{ei} \Delta X - c'_{ei} \sec \alpha_i \cos \varphi'_{ei} \Delta X + Q_i \cos(\varphi'_{ei} - \alpha_i)] \quad (\text{D. 2. 3-1})$$

$$c'_{ei} = \frac{c'_i}{K} \quad (\text{D. 2. 3-2})$$

$$\tan \varphi'_{ei} = \frac{\tan \varphi'_i}{K} \quad (\text{D. 2. 3-3})$$

式中 P_i ——土条一侧的抗滑力, kN;

P_{i-1} ——土条另一侧的下滑力, kN;

W_i ——土条的重量, kN;

u_i ——作用于土条底部的孔隙压力, kN/m;

Q_i 、 V_i ——水平和垂直地震惯性力 (向上为负, 向下为正), kN;

α_i ——土条底面与水平面的夹角, ($^\circ$);

β_i ——土条一侧的 P_i 与水平面的夹角, ($^\circ$);

β_{i-1} ——土条另一侧的 P_{i-1} 与水平面的夹角, ($^\circ$).

D. 2. 4 运用 D. 2. 1~D. 2. 3 条公式时, 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, 坝体条块重量为实重。当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。当采用有效应力法, 孔隙压力 u 应用 $u_0 - \gamma_w Z$ 代替, u_0 为施工期孔隙压力, 由公式 (C. 0. 1) 求得, γ_w 为水的容重, Z 为图 D. 2. 1 中所示的条块底部中点至坡外水位的距离。当采用总应力法, 条块重同上, 孔隙压力 $u = 0$, c' 、 φ' 应采用 c_u 、 φ_u 。

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 D. 2. 4 条

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 D. 2. 4 条 3 款。用总应力法时， c_{cu} 、 φ_{cu} 应采用图 D. 1. 3 (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 沉降计算中压缩曲线的选取应符合下列规定：

1 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。

2 计算最终沉降量应采用饱和状态下的压缩曲线。

E.1.2 固结试验中，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，试验方法应按 SL 237 的规定进行。

E.1.3 每一分层土的计算压缩曲线可取平均压缩曲线，计算压缩曲线应按照下列方法确定：

1 试验平均压缩曲线上各点的孔隙比按公式 (E.1.3-1) 计算，将各点绘成试验平均压缩曲线 1 (见图 E.1.3)，其起始压力下相应的起始孔隙比为 e_0' 。

$$e_p = \frac{\sum_{i=1}^n e_{ip}}{n} \quad (\text{E.1.3-1})$$

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 平均起始孔隙比按公式 (E.1.3-2) 计算：

$$e_0 = \frac{\sum_{i=1}^m e_{i0}}{m} \quad (\text{E.1.3-2})$$

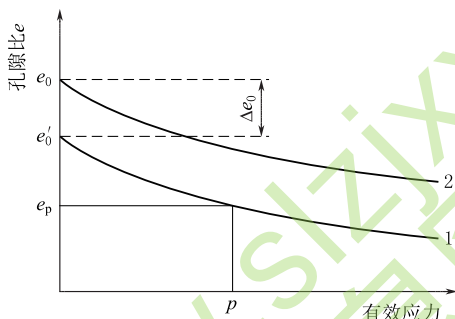
式中 e_0 —— 某一分层中试样的平均起始孔隙比；

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， Δe_0 应按公式 (E. 1.3-3) 计算：

$$\Delta e_0 = e_0 - e'_0 \quad (\text{E. 1.3-3})$$



1—试验平均压缩曲线；2—计算压缩曲线

图 E. 1.3 计算压缩曲线

E. 1.4 孔隙压力可采用附录 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 当高坝满足公式 (E. 2.3-1)、中坝满足公式 (E. 2.3-2) 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。

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

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

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做 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公式 (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/m;

y ——计算点坝基深度, m。

各点的竖向应力按公式 (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。

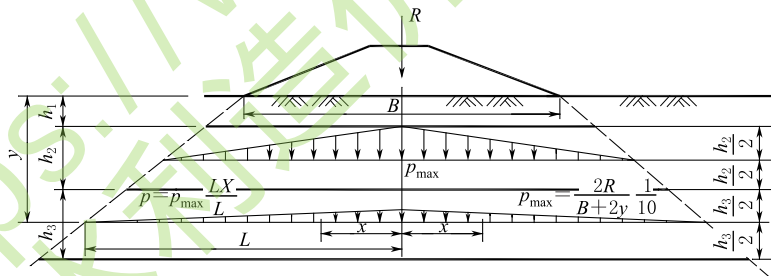


图 E. 2. 4 - 1 坝基应力分布

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。该附加应力按公式 (E. 2. 4 - 3) ~ 公式 (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, kPa;

q ——三角形或矩形分布荷重, kN/m;

K_T ——应力系数, 按公式 (E. 2.4-6) 和公式 (E. 2.4-7) 计算或按表 E. 2.4-1 和表 E. 2.4-2 查取。

矩形分布荷重附加应力系数计算公式:

$$K_T = \frac{1}{\pi} \left[\arctan \frac{m+0.5}{n} - \arctan \frac{m-0.5}{n} + \frac{n(m+0.5)}{n^2 + (m+0.5)^2} - \frac{n(m-0.5)}{n^2 + (m-0.5)^2} \right] \quad (\text{E. 2.4-6})$$

三角形分布荷重附加应力系数计算公式:

$$K_T = \frac{1}{\pi} \left[(1-m) \left(\arctan \frac{1-m}{n} + \arctan \frac{m}{n} \right) + \frac{nm}{n^2 + m^2} \right] \quad (\text{E. 2.4-7})$$

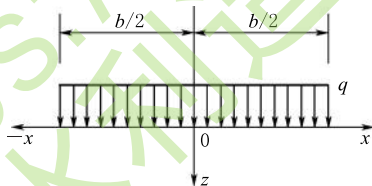


图 E. 2.4-2 矩形分布荷重

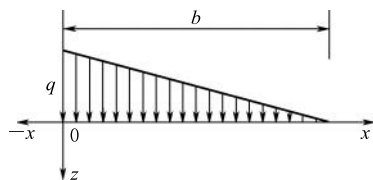


图 E. 2.4-3 三角形分布荷重

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。

表 E.2.4-1 矩形分布荷重下的应力系数 K_r

n	m												
	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	0.999	0.998	0.993	0.500	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.10	0.997	0.996	0.988	0.959	0.500	0.011	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.15	0.990	0.987	0.967	0.908	0.499	0.031	0.005	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.25	0.959	0.953	0.902	0.808	0.497	0.089	0.019	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
0.35	0.910	0.899	0.831	0.732	0.492	0.148	0.042	0.007	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000
0.50	0.818	0.805	0.735	0.650	0.480	0.214	0.084	0.017	0.005	0.002	0.001	0.000	0.000
0.75	0.668	0.658	0.607	0.552	0.448	0.271	0.146	0.042	0.015	0.006	0.003	0.001	0.000
1.00	0.550	0.543	0.510	0.475	0.409	0.288	0.185	0.071	0.029	0.013	0.007	0.002	0.001
1.50	0.396	0.393	0.379	0.364	0.334	0.274	0.211	0.114	0.059	0.032	0.018	0.007	0.003
2.00	0.306	0.304	0.298	0.290	0.275	0.242	0.205	0.134	0.083	0.051	0.031	0.013	0.006
2.50	0.248	0.247	0.244	0.239	0.231	0.212	0.188	0.139	0.097	0.065	0.044	0.021	0.010
3.00	0.208	0.208	0.206	0.203	0.198	0.186	0.171	0.136	0.103	0.075	0.054	0.028	0.015
4.00	0.158	0.157	0.156	0.155	0.153	0.147	0.140	0.122	0.102	0.083	0.066	0.040	0.025
5.00	0.126	0.126	0.126	0.125	0.124	0.121	0.117	0.107	0.095	0.082	0.069	0.048	0.032

表 E. 2. 4 - 2 三角形分布荷载下的应力系数 K_r

n	m													
	-2.00	-1.00	-0.75	-0.50	-0.25	-0.10	0.00	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00	2.00	3.00
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.500	0.900	0.750	0.500	0.250	0.000	0.000	0.000
0.05	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.019	0.484	0.879	0.748	0.500	0.250	0.016	0.000	0.000
0.10	0.000	0.000	0.000	0.001	0.010	0.084	0.468	0.802	0.737	0.498	0.251	0.032	0.000	0.000
0.15	0.000	0.000	0.001	0.004	0.027	0.150	0.453	0.718	0.714	0.495	0.252	0.047	0.000	0.000
0.25	0.000	0.002	0.005	0.015	0.075	0.229	0.422	0.591	0.645	0.480	0.257	0.075	0.001	0.000
0.35	0.000	0.005	0.011	0.033	0.119	0.261	0.393	0.508	0.569	0.455	0.262	0.099	0.002	0.000
0.50	0.001	0.012	0.026	0.062	0.162	0.270	0.352	0.422	0.473	0.409	0.262	0.127	0.005	0.001
0.75	0.004	0.028	0.053	0.101	0.186	0.252	0.295	0.331	0.360	0.334	0.247	0.153	0.014	0.002
1.00	0.008	0.046	0.075	0.121	0.184	0.225	0.250	0.270	0.287	0.275	0.223	0.159	0.025	0.005
1.50	0.019	0.069	0.095	0.126	0.159	0.177	0.187	0.195	0.202	0.198	0.177	0.147	0.045	0.013
2.00	0.029	0.078	0.096	0.115	0.134	0.143	0.148	0.151	0.155	0.153	0.143	0.127	0.057	0.021
2.50	0.037	0.078	0.090	0.103	0.113	0.118	0.121	0.123	0.125	0.124	0.119	0.110	0.062	0.028
3.00	0.042	0.074	0.083	0.091	0.098	0.101	0.102	0.104	0.105	0.104	0.101	0.095	0.062	0.033
4.00	0.044	0.064	0.069	0.073	0.076	0.077	0.078	0.079	0.079	0.079	0.077	0.075	0.058	0.038
5.00	0.043	0.055	0.058	0.060	0.062	0.062	0.063	0.063	0.063	0.063	0.063	0.061	0.051	0.039

E.3 沉降计算

E.3.1 计算坝基和坝体的沉降量时,宜符合下列规定:

- 1 坝体分层的最大厚度为坝高的 $1/5 \sim 1/10$ 。
- 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 $1/4$ 。
- 4 断面计算位置包含坝轴线、最大坝高 $1/4$ 和 $1/2$ 处。

E.3.2 坝基覆盖很深时,受压层的计算深度可按下列方法确定:

- 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 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公式 (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, m;

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, m;

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 非黏性土坝体和坝基的最终沉降量可公式 (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，m；

p_i ——第 i 计算土层由坝体荷载产生的竖向应力，kPa；

E_i ——第 i 计算土层的变形模量，kPa。

附录 F 应力和变形计算模型

F.1 $E-v$ 模型和 $E-B$ 模型

F.1.1 $E-v$ 模型和 $E-B$ 模型切线弹性模量均应按公式 (F.1.1-1) ~ 公式 (F.1.1-3) 计算:

$$E_t = E_i (1 - R_f S_1)^2 \quad (\text{F.1.1-1})$$

$$E_i = K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (\text{F.1.1-2})$$

$$S_1 = \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)} \quad (\text{F.1.1-3})$$

式中 E_t ——切线弹性模量, kPa;

E_i ——初始弹性模量, kPa;

S_1 ——应力水平;

P_a ——大气压力, kPa;

σ_1 、 σ_3 ——大主应力和小主应力, kPa;

R_f ——破坏比, 试验常数;

K 、 n ——试验常数。

F.1.2 $E-v$ 模型的切线泊松比应按公式 (F.1.2-1) 和公式 (F.1.2-2) 计算:

$$\nu_t = \frac{G - F \lg(\sigma_3 / P_a)}{(1 - A)^2} \quad (\text{F.1.2-1})$$

$$A = \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - R_f \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)} \right]} \quad (\text{F.1.2-2})$$

式中 ν_t ——切线泊松比;

G 、 F 、 D ——试验常数。

F.1.3 $E-B$ 模型的切线体积模量应按公式 (F.1.3) 计算：

$$K_t = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad (\text{F.1.3})$$

式中 K_t ——切线体积模量，kPa；

K_b 、 m ——试验常数。

F.1.4 卸载或再加载的弹性模量应按公式 (F.1.4) 计算：

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{n_{ur}} \quad (\text{F.1.4})$$

式中 E_{ur} ——卸载或再加载弹性模量，kPa；

K_{ur} 、 n_{ur} ——试验常数。

F.2 南水模型

F.2.1 南水模型屈服面方程应按公式 (F.2.1) 表示：

$$\begin{cases} f_1 = p^2 + r^2 q^2 \\ f_2 = q^s / p \end{cases} \quad (\text{F.2.1})$$

式中 f_1 ——用椭圆函数表示屈服面的屈服函数；

f_2 ——用幂函数表示屈服面的屈服函数；

p ——八面体正应力，kPa；

q ——八面体剪应力，kPa；

r 、 s ——屈服函数参数。

F.2.2 弹塑性模型增量应力—应变关系可按公式 (F.2.2-1) 计算，弹塑性矩阵应按公式 (F.2.2-2) 计算。

$$\{\Delta\sigma\} = [D]_{ep} \{\Delta\epsilon\} \quad (\text{F.2.2-1})$$

$$[D]_{\text{ep}} = \begin{bmatrix} M_1 - P^s_x \frac{1+s_x}{q} - Q^2 \frac{s_x^2}{q^2} & M_2 - P^s_x \frac{1+s_y}{q} - Q^2 \frac{s_x s_y}{q^2} & M_2 - P^s_x \frac{1+s_z}{q} - Q^2 \frac{s_x s_z}{q^2} & -P^{\tau}_{xy} - Q^2 \frac{s_x \tau_{xy}}{q^2} & -P^{\tau}_{yz} - Q^2 \frac{s_x \tau_{yz}}{q^2} & -P^{\tau}_{zx} - Q^2 \frac{s_x \tau_{zx}}{q^2} \\ M_1 - P^s_y \frac{1+s_y}{q} - Q^2 \frac{s_y^2}{q^2} & M_2 - P^s_y \frac{1+s_x}{q} - Q^2 \frac{s_y s_x}{q^2} & M_2 - P^s_y \frac{1+s_z}{q} - Q^2 \frac{s_y s_z}{q^2} & -P^{\tau}_{xy} - Q^2 \frac{s_y \tau_{xy}}{q^2} & -P^{\tau}_{yz} - Q^2 \frac{s_y \tau_{yz}}{q^2} & -P^{\tau}_{zx} - Q^2 \frac{s_y \tau_{zx}}{q^2} \\ M_1 - P^s_z \frac{1+s_z}{q} - Q^2 \frac{s_z^2}{q^2} & M_2 - P^s_z \frac{1+s_x}{q} - Q^2 \frac{s_z s_x}{q^2} & M_2 - P^s_z \frac{1+s_y}{q} - Q^2 \frac{s_z s_y}{q^2} & -P^{\tau}_{xy} - Q^2 \frac{s_z \tau_{xy}}{q^2} & -P^{\tau}_{yz} - Q^2 \frac{s_z \tau_{yz}}{q^2} & -P^{\tau}_{zx} - Q^2 \frac{s_z \tau_{zx}}{q^2} \\ \text{对} & & & G_e - Q^2 \frac{\tau_{xy}^2}{q^2} & -P^{\tau}_{yz} - Q^2 \frac{\tau_{xy} \tau_{yz}}{q^2} & -P^{\tau}_{zx} - Q^2 \frac{\tau_{xy} \tau_{zx}}{q^2} \\ \text{称} & & & & G_e - Q^2 \frac{\tau_{yz}^2}{q^2} & -P^{\tau}_{zx} - Q^2 \frac{\tau_{yz} \tau_{zx}}{q^2} \\ & & & & & G_e - Q^2 \frac{\tau_{zx}^2}{q^2} \end{bmatrix}$$

(F.2.2-2)

式中

 $\{\Delta\sigma\}$ —— 应力增量, kPa; $[D]_{\text{ep}}$ —— 弹塑性矩阵; $\{\Delta\epsilon\}$ —— 应变增量; s_x, s_y, s_z —— 偏应力分量, kPa; $\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ —— 剪应力分量, kPa。

F. 2. 3 弹塑性矩阵 $[D]_{\text{ep}}$ 中 M_1 、 M_2 、 P 、 Q 应分别按公式 (F. 2. 3 - 1) ~ 公式 (F. 2. 3 - 8) 计算:

$$M_1 = \frac{K_e}{1 + K_e A + G_e D} \left(1 + \frac{2}{3} G_e B \right) + \frac{4}{3} G_e \quad (\text{F. 2. 3 - 1})$$

$$M_2 = \frac{K_e}{1 + K_e A + G_e D} \left(1 + \frac{2}{3} G_e B \right) - \frac{2}{3} G_e \quad (\text{F. 2. 3 - 2})$$

$$P = \frac{2K_e G_e C}{3(1 + K_e A + G_e D)} \quad (\text{F. 2. 3 - 3})$$

$$Q = \frac{2G_e^2 D}{3(1 + K_e A + G_e D)} \quad (\text{F. 2. 3 - 4})$$

$$D = \frac{2}{3} (B + K_e AB - K_e C^2) \quad (\text{F. 2. 3 - 5})$$

$$A = 4p^2 A_1 + \frac{q^{2s}}{p^4} A_2 \quad (\text{F. 2. 3 - 6})$$

$$B = 4r^2 q^2 A_1 + \frac{s^2 q^{2s-2}}{p^2} A_2 \quad (\text{F. 2. 3 - 7})$$

$$C = 4r^2 pq A_1 - \frac{sq^{2s-1}}{p^3} A_2 \quad (\text{F. 2. 3 - 8})$$

式中 K_e 、 G_e ——体积模量和剪切模量, kPa;

A_1 、 A_2 ——塑性系数。

F. 2. 4 塑性系数 A_1 和 A_2 应分别按公式 (F. 2. 4 - 1) 和公式 (F. 2. 4 - 2) 计算:

$$A_1 = \frac{1}{4p^2} \frac{\eta \left(\frac{9}{E_t} - \frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{3}{G_e} \right) + \sqrt{2} s \left(\frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{1}{K_e} \right)}{\sqrt{2} (1 + \sqrt{2} r^2 \eta) (s + r^2 \eta^2)} \quad (\text{F. 2. 4 - 1})$$

$$A_2 = \frac{p^2}{q^{2s-2}} \frac{\left(\frac{9}{E_t} - \frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{3}{G_e} \right) - \sqrt{2} r^2 \eta \left(\frac{3\mu_t}{E_t} - \frac{1}{K_e} \right)}{\sqrt{2} (\sqrt{2} s - \eta) (s + r^2 \eta^2)} \quad (\text{F. 2. 4 - 2})$$

式中 η ——八面体正应力与八面体剪应力之比；

μ_t ——体积应变与竖向应变之比，或称为切线体积比。

F. 2. 5 切线体积比应按公式 (F. 2. 5) 计算：

$$\mu_t = 2C_d \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{n_d} \frac{E_f R_f S_1}{\sigma_1 - \sigma_3} \frac{1 - R_d}{R_d} \left(1 - \frac{1 - R_d}{R_d} \frac{R_f S_1}{1 - R_f S_1} \right) \quad (\text{F. 2. 5})$$

式中 C_d 、 n_d 、 R_d ——试验常数。

F. 2. 6 应根据加荷、卸荷条件选取不同的参数。

标准用词说明

标准用词	严格程度
必须	很严格，非这样做不可
严禁	
应	严格，在正常情况下均应这样做
不应、不得	
宜	允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做
不宜	
可	有选择，在一定条件下可以这样做

标准历次版本编写者信息

SDJ 218—84

本标准主编单位：水利电力部西北勘测设计院
(水利电力部第五工程局原设计组)
水利水电科学研究院

SDJ 218—84 修改和补充规定

本标准主编单位：水利水电科学研究院
本标准主要起草人：蒋国澄 杨荫华 陈愈炯

SL 274—2001

本标准主编单位：黄河水利委员会勘测规划设计研究院
本标准主要起草人：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

中华人民共和国水利行业标准

碾压式土石坝设计规范

SL 274—2020

条 文 说 明

目 次

1	总则	91
2	术语	93
3	枢纽布置和坝型选择	94
4	筑坝材料选择和填筑要求	98
5	坝体结构	112
6	坝基处理	123
7	坝体与坝基及其他建筑物的连接	136
8	坝的计算和分析	148
9	分期施工与扩建加高	158
10	安全监测设计	161

1 总 则

1.0.2 混凝土面板堆石坝、沥青混凝土心墙及面板坝、复合土工膜心墙及斜墙坝等均属于碾压土石坝范畴。这几种坝型的设计分别执行 SL 228《混凝土面板堆石坝设计规范》、SL 501《土石坝沥青混凝土面板和心墙设计规范》、GB/T 50290《土工合成材料应用技术规范》等规范。

1.0.3 为与 SL 252—2017《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定相一致，且鉴于当前坝高 200m 及以上的高坝的建设实际情况，因此规定要进行专门研究。

1.0.4 土石坝的坝高计算时，需分别从坝体防渗体建基面（不含混凝土防渗墙、灌浆帷幕、截水槽等坝基防渗措施）和坝轴线部位的建基面算至坝顶（不含防浪墙）。防渗体决定大坝的渗流场形态，坝顶至坝基面的竖直高度对大坝应力变形场起重要作用，两者均与大坝安全密切相关。因防渗体的形式不同，往往防渗体建基面与坝轴线部位建基面并不重合，当坝基地形起伏差较大时，按坝顶下建基面与防渗体建基面算起的最大坝高会相差较大，为正确反映坝的高度规模，坝高取两种方法计算结果的大值。混凝土防渗墙、灌浆帷幕和以往采用的截水槽等属于坝基防渗处理措施，因此不能计入坝高之中。

1.0.5 条文规定了在“合理使用年限内”土石坝的安全和功能两方面的总体定性要求，合理使用年限在 SL 654《水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范》中有明确规定。

1.0.6 理解和执行本条需要注意条文中规定正常运用条件、非常运用条件Ⅰ和非常运用条件Ⅱ，主要是按运用条件可能出现的几率高低划分，而不是依运用条件的恶劣程度划分，这是执行本条文需要掌握的基本原则，也是执行条文时需要重视和正确把握的。一种运用条件包含多种工况，但由于水利水电工程的复杂

性，条文中难以将不同运用条件下的所有工况全部列出，条文中指明的仅是部分典型的和设计人员熟悉的工况，而不是全部。但只要掌握上述原则就能比较合理地确定实际遇到的工况属于何种运用条件。

2 术 语

2.0.8 原标准为“软粘土”。GB 50487—2008《水利水电工程地质勘察规范》附录 R 特殊土勘察要点中列出了软土、黄土、盐渍土、膨胀土、人工填土、分散性土、冻土、红黏土等 8 种土，其中条文说明对软土的说明为：“天然孔隙比大于或等于 1.0，且含水量大于液限的细粒土应判定为软土”。JGJ 83—2011《软土地区岩土工程勘察规程》定义为：“2.0.1 软土 soft clay 天然孔隙比大于或等于 1.0、天然含水量大于液限、具有高压缩、低强度，高灵敏度、低透水性和高流动性，且在较大地震力作用下可能出现震陷的细粒土。包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土等”。因此本标准采用“软土”替代原来的“软粘土”。

2.0.13 新增“特殊性土”定义。基本出处来源于 GB/T 50279《岩土工程基本术语标准》，根据水利工程的特点，略做修改。

3 枢纽布置和坝型选择

3.1 坝 轴 线

3.1.3 坝址的不良地质条件多种多样，条文中列出几种情况比较常见，对大坝的安全或拦蓄水功能有影响。有些不良地质条件可以避开，有些情况可能不能避开，但可以通过调整坝轴线，降低其处理难度，确保大坝的安全与功能满足设计和运行要求。因此条文规定研究这种可能性。

3.2 泄水引水建筑物

3.2.2 开敞式溢洪道和隧洞是最常用的泄水建筑物。隧洞布置高程相对较低，在洪水来临之前，可以利用隧洞提前泄水，有效降低库水位，增大防洪库容，降低洪水风险。开敞式溢洪道布置高程相对较高，但超泄能力较强，不易被洪水带来的漂浮物淤塞。在遭遇超标准洪水情况下，可以临时扩大过水断面加大泄洪能力，减小恶性事故发生的几率，提高工程安全度。在同等泄水能力的条件下，同时布置开敞式溢洪道和隧洞，应用更加灵活，洪水安全风险较低。工程实践表明，中坝、高坝土石坝枢纽多采用开敞式溢洪道、隧洞相结合的泄洪形式，低坝仅采用开敞式溢洪道的较多。以往习惯上将两岸“埡口”称为布置开敞式溢洪道的“有利地形”，近些年来随着岸边式溢洪道越来越多地得到应用，表明非高陡的坝肩岸坡也是布置溢洪道的“有利地形”。

3.2.3 近年来，在西北的高山峡谷山区，采用开敞式洞式溢洪道逐渐增多，其他地区也有采用。条文规定具有同等的超泄能力，是为了使其潜在的泄洪安全功能与开敞式溢洪道基本达到同一个层次。所谓的“应考虑一定的超泄能力”就是与开敞式溢洪道具有大致相当的宣泄超标准洪水的能力，宣泄超标准洪水时能确保洞式水道仍有足够的净空，始终保持为明流流态。对于可能

产生大量漂浮物和沉浮物等河流，采取相应措施防止污物影响其过流能力，以确保工程安全。

3.2.4、3.2.5 随着经济发展和对工程安全度要求提高，设置放空和快速泄水建筑物的要求，逐渐在一些工程中实现。放空和快速泄水建筑物既有相同又有区别，放空建筑物以降低库水位提供检修条件为主。快速泄水建筑物是在发生突发事件时，快速降低库水位，避免恶性事故发生。

3.2.6 多泥沙河流的泥沙淤积将减小库容，大大影响水库的效益，有些水库因淤积不得不加高大坝或增建泄洪设施，因此设排沙建筑物是必要的。另外泥沙淤积还影响闸门的提升，因此要求进口设防淤、防护措施。一般而言，排沙建筑物布置位置较低，因此可以考虑兼做放空设施。

3.2.7 近年来大量的工程实践表明，对泄水建筑物进口、出口附近边坡，不仅仅是简单的护坡问题，还存在着是否需要进行加固的问题。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，而人工开挖边坡往往因坡度过陡而需要进行加固。

条文中要求泄水引水建筑物“出口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。也有的工程受地形条件限制，泄水出口布置在距坝脚较近处，有些工程的溢洪道是在坝肩的岸边山坡开挖而成，而对坝脚进行适当的保护。

3.2.8 从多年来的土石坝除险加固工程实践可知，坝下埋管是导致土石坝出现安全问题较多的建筑物。随着我国经济发展和对工程安全要求的提高，本次修订对坝下埋管的应用给予更为严格的规定，泄水建筑物不采用坝下埋管。对于引水、输水建筑物，要求相对稍微放宽，但仍强调中坝、高坝，只有在“不得不”的情况下才采用坝下埋管，且要求埋管地基为岩基。非岩基上的坝下埋管更是造成土石坝重大的安全隐患，除非在不得已的情况下，一般不采用坝下埋管这种形式的建筑物，因此要求专门论证。

3.3 坝型选择

3.3.1 本条列出了常采用的三种土石坝基本形式。

1 均质坝是低坝、中坝常用的坝型。这种坝型有其明显的不足之处，如相对于堆石等材料，土料的抗剪强度低，因此坝坡较缓，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坝、中坝，且坝址处除土料外，缺乏其他材料的情况下才采用。

2 土质防渗体分区坝是高坝、中坝最常用的坝型。

3 条文中的“非土质防渗体坝”指混凝土面板堆石坝、沥青混凝土面板和心墙坝、土工膜防渗体坝。

(1) 混凝土面板堆石坝。从 20 世纪 80 年代初，我国开始引进混凝土面板堆石坝这种坝型后，已经修建了许多座混凝土面板堆石坝，具有相对成熟的设计施工经验。混凝土面板堆石坝大多修建在岩基上，近年来也开始在覆盖层地基修建混凝土面板堆石坝。

(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。

(3) 土工膜防渗体坝。土工膜防渗体坝多为低坝、中坝，以及平原水库和注入式水库大坝。

3.3.2、3.3.3 条文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。一般而言，可能是第 1~3 种因素对坝型选择影响较大。土石坝在很大程度上是“因材设计的”，所以筑坝材料情况如何对坝型选择往往起决定性的作用，如国内均质坝多为中坝、低坝。7 种因素中，有些因素与安全关系密切，有些对工程投资影响，条文中重点强调了考虑安全因素。即使计算的安全系数相同，不同的坝型实际安全度也会不同，比如同高度的均质坝和与其他坝型相比，其稳定、渗流、变形等实际安全度仍可能低于其他常

用坝型，因此要求在坝型比选中，考虑安全风险。

3.3.4 本条为新增条文。随着水资源的开发利用，越来越多地遇到两坝肩不适于布置泄水建筑物的地形地质条件的坝址，因此组合坝型采用比以前多了。

3.3.5 用复合土工膜作防渗体已经多年，但多用于病险坝除险加固，单独采用复合土工膜的新建坝相对较少。统计的 49 座大坝，用于新建大坝防渗体仅为 19 项，其中中坝 7 座，低坝 12 座，其余主要用于后期除险加固和修复，也有用于围堰或铺盖防渗。早期采用土工膜防渗体的有：广西田村坝，高 48m；浙江小岭头坝，高 36m；浙江源口坝，高 26m；吉林白河 301 坝，高 31.3m；江西钟吕坝，高 51m。平原水库和注入式水库，大坝与库盆同时需要防渗时，为便于相结合组成完整的防渗体系，也采用复合土工膜。

4 筑坝材料选择和填筑要求

4.1 筑坝材料选择

4.1.1 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，确定合适的坝型和坝体结构，确保大坝安全，并保证顺利施工。前期的筑坝材料勘察和试验工作不充分，往往会在开工后因补勘料场或临时更换料场造成停工。仓促间问题处理不好，还可能给大坝造成安全隐患。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。对性质特殊或需要处理的土石料，需要进行有针对性的勘察试验，以便根据其性质因材而用，或进行处理后使用。

4.1.2 本条提出了筑坝材料选择的三项原则。

1 防渗材料、反滤料和坝壳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、就近取材是设计当地材料坝的基本原则，不片面追求所谓的“材料高质量”。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。同时，随着社会发展和环境保护的重要性提高，近些年来对生态环境的要求越来越高，这也是需要引起设计者重视的问题。

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。

4.1.3、4.1.4 近些年的土石坝设计中，因料场规划工作不到位，在开工后造成停工的现象时有发生，因此本次修订更加强调了料场规划。尽管提倡利用枢纽建筑物开挖料多年，实际设计中

仍有将大量建筑物开挖料丢弃的现象。因此更加明确规定将建筑物开挖料利用纳入料场统一规划。从开始阶段，以及各个环节做好开挖料利用的工作，确保开挖料的利用落到实处。

4.1.5 同一类筑坝材料在不同空间分布的性质差异明显而影响筑坝材料应用的情况，在工程实践中是存在的。如果忽略这种差异，有可能造成坝的安全隐患。采用的方法有分别开采分区填筑和进行处理两大类。对于难以分别开采的情况，处理方法一般是采用斜采或立采的方法进行混合，改善其性质，或者采用简易筛分方法去除不合格材料。工程实践中，一般根据实际情况和材料要求，采用一种或多种处理方法。

4.1.6 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。

1 国内已建成的心墙和斜墙坝防渗料的渗透系数一般不大于 10^{-6} cm/s，均质坝不大于 10^{-5} cm/s。

2 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。因此标准仅对易溶盐、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，是实践中必需考虑的主要问题。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比降等措施。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。

3 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，这种有机质对土的影响与其处于分散或凝聚状态有关。

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。

4.1.7 本条列出了几种不宜采用的黏性土。

塑性指数大于 20 和液限大于 40% 的冲积黏土、干硬黏土和软黏土主要是施工不便，不易保证填筑质量，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。膨胀土遇水易膨胀，失水易裂缝和形成干硬土块。

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；融化时还有融沉问题，使坝体附加沉降加大。

需要指出的是，对于条文中列出的几种不宜采用的黏性土，同一种土料可能有多种处理措施，各种处理措施的效果有所差别，所以条文中规定“应根据其特性对采取的相应处理措施进行论证”。

4.1.8 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，使铁铝相对富集，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二铝的当量比小于 1~2；游离氧化物含量高。

(3) 物性指标，相对密度高达 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) 渗透性系数一般为 $10^{-6} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$ 。

(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。而在高压下压缩变形并未停止，不过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高，并具有某些粒状土的性质。

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。因此删掉原条文“红黏土可用于填筑坝的防渗体”，仅对高坝可能产生高压下变形不收敛的问题，提出进行论证其压缩性是否满足要求。

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。

4.1.9 分散性土遇到低含盐量的水会出现冲蚀和淋蚀破坏，给工程带来危害。

条文中规定的改性、做好反滤、易冲刷部位不采用分散性土等措施是根据一般经验制定的，采用时要根据工程的实际需要，参照类似工程经验，同时采取其他的措施。

分散性土的改性一般采用掺入一定比例的石灰以抑制其分散性。

4.1.10 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，只有在合适的含水量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，因此要求保护黄土的反滤要经试验验证。

4.1.11、4.1.12 作为防渗料的砾石土，最大粒径一般为 75～150mm，国内多在 100mm 以下。

击实试验表明，砾石土具有两个特征砾石（粒径大于 5mm）含量值。一般文献中称砾石开始起骨架作用的含砾量为第一特征含砾量（用 P_s^I 表示），砾石完全起骨架作用的含砾量为第二特征含砾量（用 P_s^{II} 表示）。当砾石含量小于 P_s^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_s^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_s^{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，大多为 40%~60%。

试验表明，砾石土的渗透系数与小于 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。一般要求小于 0.075mm 颗粒含量为 15%~20%。

在工程实践中，黏土质砾和粉土质砾均有采用。黏土质砾的临界渗透比降较高，不易发生渗透变形。粉土质砾较临界渗透比降较低，级配不良时易发生渗透变形，工程实践中有发生渗透破坏的实例。

4.1.14 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、表层加盖重或换成非膨胀土，以及降低填筑密度、填筑含水率控制在最优含水率湿侧等。

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。

4.1.15 对于地震设计烈度为Ⅷ度、Ⅸ度的土石坝，土料的塑性、压缩性和抗裂性等动力特性与大坝安全息息相关。因此本次修订增加本条，以引起设计者重视。

4.1.16 反滤料的成功与否，除反滤材料的透水性和母岩质量外，突出反映在级配上。因此，条文明确要求反滤要“连续级配”。小于 0.075mm 颗粒含量的多少影响反滤料的透水性，条文中规定不超过 5% 是根据一般经验确定的。

关于反滤料母岩的质量问题。一般采用中、高强度的岩石，不允许采用软岩和风化料。

4.1.17 本条的目的是选择反滤料时，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，采用轧制料或天然料与轧制料的掺和料，在技术、经济上也可能是合理的。

4.1.18 均匀中砂、细砂及粉砂的特点是不易压实，饱和后又易产生渗透变形和振动液化。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。

4.1.19 风化石料和软岩的抗压强度低，碾压前后的级配变化较大。统计的几种软岩碾压前后的破碎量为 6.8%~44%。碾压前后级配的变化必然引起物理力学指标的变化。

4.1.20 目前用风化石料和软岩筑坝已比较普遍，用于填筑非干燥区的实例也越来越多。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坝的影响能否得到妥善解决。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，因此规定填筑于非干燥区时，要研究浸水饱和后的变形对大坝的影响，根据后期变形情况决定。

4.1.22 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。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，其中砂页岩 4 座，花岗片麻岩（变质岩）5 座，而石灰岩和优质的火成岩完全没有风化。另据调查，两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。

近些年，对环境保护要求越来越高，将料场和坝址区表层清

理的腐殖质土加以利用可以减少对环境的破坏等，而且这些腐殖土比较适合当地草皮生长，因此在条文中进行了规定。

4.2 填筑要求

4.2.2 一般土石坝的一种材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，在工程实践中多用最优含水率作为控制标准。因此条文明确提出将最优含水率作为设计控制指标之一。实际施工控制过程中最大干密度是一个动态指标，随着土料场土料性质的变化，其最大干密度也相应地改变。

4.2.3 原标准自 2001 版颁布以来，经过对实际工程的调查，原条文规定的压实标准是合理的，便于操作，因此本次修订未进行修改。仅为了便于纳入强制性条文，将上限值删去。第 3 款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；对于 5mm 含量超过 P_5^I 的土随着粗粒含量的增加，压实性能较大，因此条文规定需另行确定。因此，对类似上述这些情况，就需要根据工程土料的实际情况，确定合适的压实度。

4.2.5 条文中对砂和砂砾石等不同材料，坝壳和反滤层等，提出了不同的相对密度要求，其数值是根据一般经验和工程数据统计确定的，本次修订对一些工程的调查表明上一版本的规定是合适的，未进行修改，调查结果见表 1。

相关试验资料表明对同一种砂砾石填筑干密度越大，强度越高，从这点上看为保证大坝安全和减少后期沉降，填筑干密度越大也即相对密度越高越好。但是对一个工程来说，填筑标准的确定是一个安全和经济效益的博弈关系，既要保证安全，又不至于因过分强调安全而带来工程投资的无意义增加。根据已建工程统计资料，对于坝高 150m 以下的坝，主堆砂砾石料填筑的相对密度一般建议在 0.75 以上；坝高在 150~200m 时，砂砾石料填筑的相对密度一般建议在 0.85 以上；当坝高超过 200m 时，砂砾石料的相对密度一般建议在 0.90 左右，并通过专门的试验论证。

粗粒料含量小于 50%，细料（小于 5mm 的颗粒）大于 50%，此时为砂包粒，因此要求细料的相对密度也要满足本条要求，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—干密度—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。

反滤料除作为心墙黏土的反滤外，还有心墙黏土与坝壳料之间过渡料的性质，从这点看压实度不能过高。瀑布沟、糯扎渡、长河坝等的反滤料的相对密度达到 0.80~0.85，这些除与坝高有关外，主要是防渗心墙采用变形模量更高的砾石土，因此反滤料的相对密度才采用了较高值。

近年来不断发现采用室内试验结果确定的设计相对密度，在施工现场少量碾压甚至不碾压就满足的情况出现，使得室内试验在特定条件下的指导性存在争议。而卡拉贝利、阿尔塔什、大石门、玉龙喀什、前坪等工程中采用现场大型碾压试验取得的指标在工程中取得了不错的应用效果，为加强对工程填筑质量的控制

表 1 国内部分土石坝工程砂砾石相对密度 D_r 控制标准表

序号	坝名	坝类型	坝高 /m	大坝 级别	地震设计 烈度	反滤料	过渡料	坝壳料	是否为 现场原级 配试验
1	前坪	黏土心墙砂砾(卵)石坝	90.3	1	Ⅶ	$D_r \geq 0.75$	$D_r \geq 0.75$	$D_r \geq 0.80$	是
2	尼尔基	沥青混凝土心墙砂砾石坝	41.5	1	Ⅶ	$D_r \geq 0.80$	$D_r \geq 0.8$	$D_r \geq 0.80$	—
3	大石门	碾压式沥青混凝土心墙坝	128.8	1	50 年, 10%, 260gal	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.85$	是
4	大石峡	面板砂砾石坝	247	1	100 年, 1% 0.467g	—	—	$D_r \geq 0.90$	是
5	阿尔特什	面板砂砾石坝	164.8	1	100 年, 2%, 320gal	—	$D_r \geq 0.90$	$D_r \geq 0.90$	是
6	下坂地	沥青心墙砂砾石坝	78	2	50 年, 10%, 322gal	—	$D_r \geq 0.75$	双控 $D_r \geq 0.80$ $n \leq 22\%$	—
7	冶勒	沥青混凝土心墙堆石坝	124.5	1	50 年, 50%, 450gal	—	$n \leq 20\%$	$n \leq 23\%$	—
8	吉林台一级	面板砂砾石坝	157	1	100 年, 2%, 470gal	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.85$	—
9	黑泉	面板砂砾石坝	123.5	1	Ⅷ	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.85$	$D_r \geq 0.80$	—

表 1 (续)

序号	坝名	坝类型	坝高 /m	大坝 级别	地震设计 烈度	反滤料	过渡料	坝壳料	是否为 现场原级 配试验
10	珊溪	混凝土面板堆石坝	132.5	1	Ⅶ	$n \leq 18\%$	$n \leq 19\%$	$n \leq 18\%$	—
11	石门	沥青心墙砂砾石坝	106	2	50 年, 10%, 184gal	—	$n \leq 20\%$, $D_t \geq 0.80$	$n \leq 22\%$, $D_t \geq 0.80$	—
12	乌鲁瓦提	面板砂砾石坝	133	1	8	$D_t \geq 0.90$	$D_t \geq 0.90$	$D_t \geq 0.90$	—
13	肯斯瓦特	面板砂砾石坝	129.4	1	50 年, 2%, 393gal	$D_t \geq 0.85$	$D_t \geq 0.85$	$D_t \geq 0.85$	—
14	察汗乌苏	面板砂砾石坝	110	1	Ⅷ	—	—	$D_t \geq 0.90$	—
15	卡拉贝利	面板砂砾石坝	91.5	1	Ⅸ, 50 年, 2%; 75gal	—	—	$D_t \geq 0.85$	200mm 以下全料
16	莫莫克	面板砂砾石坝	77	2	300gal 设防	—	—	—	—
17	库尔干	面板砂砾石坝	76	2	50 年, 10%, 200gal	—	—	—	—
18	下天吉	面板砂砾石坝	94	1	Ⅷ	$D_t \geq 0.85$	$D_t \geq 0.85$	$D_t \geq 0.85$	—
19	滩坑	混凝土面板堆石坝	162	1	Ⅶ	$n \leq 17\%$	$n \leq 19\%$	$n \leq 18\%$	—

注: n 为孔隙率。

和指导，特增加一款强调对 1 级、2 级坝和 3 级以下高坝一般采用现场大型碾压试验对相对密度指标进行修正的内容。

4.2.6 由于目前没有有效的方法确定堆石的相对密度，仍按一般经验采用孔隙率作为填筑标准。原标准中土质防渗体土石坝和沥青混凝土心墙坝堆石料的孔隙率 20%~28% 是根据一般经验规定的。根据一般工程经验，当地材料坝孔隙率越小，对坝坡稳定和坝体变形越有利，但是相应对工期、投资和社会资源影响较大。根据当前堆石压实设备的发展情况，经相关专家协商，本次修订稍加提高，即孔隙率 19%~26%。

沥青混凝土面板堆石坝是堆石坝的一种，由于沥青混凝土面板施工的限制，其坝坡一般在混凝土面板坝和土质防渗体分区坝之间，在保证工程安全和经济压实参数的情况下，孔隙率也需在二者之间选择。

在选择时需根据筑坝材料特性、坝高、坝型及填筑部位等技术经济比较确定。

国内部分土石坝工程堆石孔隙率见表 2。

4.2.7 对于软岩堆石料，如采用孔隙率，由于软岩岩块天然孔隙率较高，碾压后岩石破碎率也较高，岩块密度与颗粒密度差异很大，导致干密度与孔隙率间换算结果完全不能反映实际情况，如采用压实度则依据不足。软岩堆石料加水后易崩解，随岩性不同孔隙率变化较大，当压实后细颗粒含量多时，又呈现砾石土的性质。目前对软岩筑坝，不同的工程依据实际情况分别采用孔隙率、压实度等控制，或采用孔隙率和压实度同时控制。因此条文中根据这一实际情况进行了规定。在实际操作中，多是根据室内试验拟定，再经现场碾压试验进行复核。由于软岩、风化料类型较多，设计前期试验条件多不完备，因此一般参照工程经验进行选择，后期施工时需要结合现场生产性碾压试验确定采用的控制指标和相应的控制标准。

4.2.8 标准规定的填筑标准是根据一般经验确定的，拟定的设计填筑标准对具体工程并不一定完全合适，因此要求通过碾压试

表 2 国内部分土石坝工程堆石孔隙率 n 设计控制标准表

序号	坝名	坝类型	坝高 /m	大坝级别	地震设计 烈度	过渡料	坝壳料
1	双江口	砾石土心墙堆石坝	314	1	Ⅷ	$D_t \geq 0.85$	$n \leq 21\% \sim 25\%$
2	两河口	砾石土心墙堆石坝	295	1	Ⅶ	$n \leq 22\% \sim 24\%$	$n \leq 20\% \sim 22\%$
3	糯扎渡	黏土心墙堆石坝	261.5	1	Ⅷ	$n \leq 23\% \sim 25\%$	$n \leq 20.5\% \sim 22.5\%$
4	长河坝	砾石土心墙堆石坝	240	1	Ⅸ	$D_t \geq 0.90$ 岸边 $D_t \geq 0.85$	$n \leq 21\%$
5	瀑布沟	砾石土心墙堆石坝	186	1	Ⅷ	$n \leq 20\%$	$n \leq 22\%$
6	洪家渡	混凝土面板堆石坝	179.5	1	Ⅵ	$n \leq 19.66\%$	$n \leq 20.02\%$
7	去学	沥青混凝土心墙堆石坝	164.2	2	—	$n \leq 21\%$	$n \leq 20\% \sim 21\%$
8	小浪底	壤土斜心墙堆石坝	160	1	Ⅷ	$D_t \geq 0.70$	$n \leq 21\%$
9	毛尔盖	砾质土心墙堆石坝	154	2	—	$D_t \geq 0.80, n \leq 22\%$	$n \leq 23\%$
10	巴山	混凝土面板堆石坝	154	—	—	$n \leq 19\%$	主堆石 $n \leq 20\%$; 次堆石 $n \leq 22\%$

表 2 (续)

序号	坝名	坝类型	坝高 /m	大坝级别	地震设计 烈度	过渡料	坝壳料
11	董管	混凝土面板堆石坝	150	—	—	$n \leq 19.16\%$	$n \leq 19.41\%$
12	苗尾	砾质土心墙堆石坝	139.8	1	VII	$n \leq 21\%$	$n \leq 21\%$
13	狮子坪	砾质土心墙堆石坝	136	—	—	$D_r \geq 0.75$	$n \leq 24\%$
14	硃磬	砾质土心墙堆石坝	125.5	—	—	$n \leq 23\%$	$n \leq 23\%$
15	冶勒	沥青混凝土心墙堆石坝	124.5	1	50 年, 50%, 450gal	$n \leq 20\%$	$n \leq 23\%$
16	塔里干	黏土心墙砂砾石坝	109	—	—	$D_r > 0.70$	$D_r > 0.80$
17	水牛家	碎石土心墙堆石坝	107	—	—	$n \leq 20\%$	$n \leq 22\%$
18	碧口	黏土心墙坝	101.8	—	—	$D_r > 0.75$	$D_r > 0.75$
19	恰甫其海	黏土心墙堆石坝	108	1	IX	$D_r > 0.85$	$n \leq 20\%$
20	云鹏	黏土心墙堆石坝	100	1	VII	—	$n \leq 23\%$
21	满拉	砾质土心墙堆石坝	76.3	2	VIII	—	$n \leq 25\%$

验进行复核，为修正设计选定的压实控制指标提供依据。

4.2.9 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碾压试验复核。

(1) 砾石土、风化岩石、软岩堆石料碾压前后的级配变化较大，因此规定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，因此规定进行碾压试验。

4.2.10 加水有利于岩块棱角的破碎，并可以减小堆石岩块之间的摩擦力，同时可将压碎的表层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，因此是堆石碾压时常用的措施。对于岩石软化系数较高的硬岩堆石，加水对提高堆石密实程度的作用可能不大，因此条文规定应通过碾压试验确定。

4.2.11~4.2.13 大量的研究成果表明，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。

在干侧压实的土偏向于颗粒任意排列的凝聚性结构，湿侧压实的土偏向于颗粒定向排列的分散性结构。干侧压实的土，孔隙压力明显减小、强度高；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。

在湿侧压实的土，可增加其塑性，土的结构较均匀，渗透系数降低，模量降低，对不均匀沉降的适应性较好；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。

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。

5 坝体结构

5.1 坝体分区

5.1.3~5.1.5 条文提出了均质坝、土质防渗体分区坝、沥青混凝土和土工膜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、分区名称标准化，便于技术相互交流，有利于技术水平提高。

原标准 5.1.4 条规定“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”。目前软岩、风化料已普遍应用，可以通过设置专门排水体系将渗水顺畅排出，不必严格要求远离防渗体方向坝体渗透性逐渐增加。因此本次修订删去了上述规定。

5.1.7 对于高土石坝，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，近代土石坝较多地采用了这种形式。

5.2 坝坡

5.2.3 对由于坝基抗剪强度低，存在深层抗滑稳定问题，如深厚覆盖层、基岩中存在软弱夹层等，一般情况下，除坝基进行加固外，解决坝坡稳定问题，采用坝坡脚压坡（压戗）的方法最为经济和有效。

5.2.4 由于地震加速度分布系数在坝顶处较大，坝顶附近震害较严重，“5·12”汶川地震土石坝损坏调查也表明，坝面严重损坏均发生在坝顶附近，表现形式多为坝顶附近上游、下游坝坡局部坍塌为缓坡，因此采用坝顶附近适当放缓局部坝坡，可以提高其抗震稳定性。坝顶处局部边坡加固，也是常用、有效的抗震措施。

5.2.5、5.2.6 根据目前坝的发展，上游坝坡除观测等特殊需要

外，已趋向不设马道，下游坝坡也趋向于不设和少设马道。近些年，狭窄高陡河谷中的高土石坝，在下游坝坡设“Z”形上坝公路已较为常用。

5.2.7 根据大坝观测、巡视和维护等需求，下游坝坡通常会设置一道或多道步梯，本次增加了设置步梯的具体要求。步梯两侧设置栏杆，主要考虑巡查人员的人身安全。

5.3 坝顶超高

5.3.2 坝工建设中曾有因库区大体积滑坡引起壅浪漫过坝顶而造成巨大损失的事例，国内如柘溪水电站，国外如意大利瓦希昂水电站，从而引起了工程界的重视。故要求“当库区内有可能发生大体积塌岸和滑坡而引起的壅浪时，壅浪高度及对坝面的影响等应进行专门研究”。

5.3.3 正常蓄水位和设计洪水位均属正常运用条件，有些工程的正常蓄水位高于设计洪水位，所以分别进行计算。

5.3.5 本条为新增强制性条文，重点强调坝顶高程高于静水位的要求。

5.3.6 本条规定了波浪要素计算和设计风速取值方法，均系根据国内已有的经验确定的。

5.3.7 土石坝竣工后，其坝体沉降变形并未停止，而且会延续很长的时间，为避免因竣工后沉降导致坝顶高程不满足要求，规定坝顶要预留竣工后的沉降超高。

5.3.8 坝段高度不同，其沉降变形也不同，不同坝段要分别确定其竣工后的沉降超高。通常意义上的坝高不包含预留竣工后的沉降超高，因此预留竣工后的沉降超高不计入坝高。

5.3.9 竣工时的坝顶高程是指大坝填筑完成时的坝顶高程，施工图阶段需要给出预留竣工后沉降超高的加高方式，加高部分工程量要计入总填筑工程量，按照预留竣工后沉降超高的的大小，一般采用坝顶垂直加高、局部或整体坝坡变陡等加高方法。

5.4 坝顶构造

5.4.1 近些年国内修建了一些 200m 及以上的高土石坝，坝顶宽度也有超过 15m，如糯扎渡砾石土心墙坝坝高 261.5m、坝顶宽 18m，双江口砾石土心墙坝坝高 314m、坝顶宽 16m，长河坝砾石土心墙坝坝高 240m、坝顶宽 16m。

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，而且近期由于工程管理、安全方面要求日趋严格，这种情况就更少。近些年来，公共交通运输车辆载重量越来越大，将坝顶作为交通道路，不确定的移动荷载及其振动将对大坝变形和安全造成严重影响，并增大工程管理难度，而且一旦坝顶出现不均匀变形和裂缝等情况，难以区分是大坝本身的问题还是由于交通荷载引起的，加大分析和处理难度。因此条文规定“坝顶不应作为公共交通道路”。

5.4.2 坝顶柔性护面材料，多采用砂砾石、泥结碎石、沥青碎石等，可以防止防渗体的干裂和雨水冲蚀，可以适应坝的变形，坝体有裂缝也容易发现；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，这是柔性护面材料弱点。坝顶用一些耐冲的材料，如混凝土、沥青、砌石或混凝土砌块等，对防汛有一定的好处；但厚层混凝土护面刚度较大，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，这是不足之处。因此，土石坝建成初期，坝体变形较大且不稳定，坝顶多采用柔性护面材料；建成后一定时间，坝体沉降基本稳定后，可以按照需求改建为混凝土等路面形式。

5.4.3 当坝顶面向上游、下游侧放坡时，流向上游侧的水流，一般需要集中后，设置一定数量的排水管，在不影响路面结构的前提下排向下游。

5.4.4、5.4.5 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。防浪墙不仅要求防浪并适应坝顶沉降变形，在遭遇

超标准洪水时还要兼具挡水功能，所以要求防浪墙不透水，并对墙底与防渗体连接，墙体的强度、耐久性和适应变形能力，以及稳定等性能给出具体要求。根据已建坝的经验和人的心理安全高度，历次版本均规定防浪墙高出坝顶 1.00~1.20m。

5.4.6 当前工程管理和应急抢险安全，交通车辆已普遍采用，为方便运行管理和应急抢险，本次增加了设置坝顶停车场地的规定，以便工具车、抢险等车辆停放和应急抢险物资的临时堆放。

5.4.7、5.4.8 随着国民经济的发展和人民物质文化水平的提高，水库区常被开辟为旅游景区，游人较多，因此坝顶设置栏杆、护栏或其他防护设施是必要的。同时，为美化环境，对坝顶结构和布置提出了要注意建筑艺术的处理的要求。

5.5 防 渗 体

5.5.2 坝顶土质防渗体顶宽定为 3.0m，系考虑机械施工的要求确定的。土质防渗体厚度理论上要根据允许渗透比降确定，但太薄对抗震、抗裂等不利，本标准历次版本均规定斜墙底部厚度不小于水头的 1/5，心墙底部厚度不宜小于水头的 1/4，在多年的工程实践中也都是这样执行的，本次修订未修改。

5.5.3 对于防渗体顶部超高，本次修订未加修改，仅为便于纳入强制性条文，将规定的范围值改为仅规定下限值，并将表格数值直接并入文字中。第 1 款规定的防渗体顶部在静水位以上的超高值，是在无风浪时的最低要求。考虑风浪较高时，按静水位确定的心墙顶高程会距坝顶较高，因此第 3 款规定需要核算风浪爬高高度的影响。与坝顶高程的要求相同，防渗体顶部也需要预留竣工后的沉降超高，目的是考虑防渗体沉降完成后，仍能不低于设计的防渗体顶部高程；也就是说竣工时防渗体顶填筑高程，要考虑加上竣工后的沉降超高。

5.6 反滤层和过渡层

5.6.2 天然砂砾石料级配离散性较大，根据少量的试样判断防

渗体与坝壳和坝基砂砾石之间是否满足反滤要求，很难真实反映其实际情况，不设反滤层具有潜在的安全风险。因此删除了原条文“如不满足反滤要求”。

5.6.3 一般覆盖层的允许渗透比降较小，与下游坝壳接触区均需设反滤层。下游坝壳与断层破碎带等接触部位，断层破碎带中的细颗粒在渗流冲刷下有可能冲进坝壳，故要求设反滤层。

虽然可采取各种措施防止防渗体发生裂缝，实际上难以避免。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，并逐渐淤塞裂缝，但裂缝是否闭合无法监测，因此删除“裂缝可自行愈合”。

5.6.4 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，承受的渗透比降较小（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渗透比降。有人认为上游反滤料要在防渗体裂缝时，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；根据试验，上游细颗粒不易被带入裂缝，使裂缝自愈主要靠下游反滤料。因此上游反滤层可以适当简化。

5.6.5 原标准反滤层设计方法分为保护无黏性土和保护黏性土两大类。保护无黏性土的反滤层设计采用太沙基准则，保护黏性土的反滤层设计采用谢拉德设计准则。谢拉德设计准则对土的分类已包含无黏性土，且二者基本相同，因此本次修订不再进行区分。

本次修订区分了非分散性土和分散性土。

谢拉德设计准则提出了比较完整的反滤层的级配设计，美国陆军工程师兵团 EM 1110-2-1913《堤坝设计和施工》编入了这一方法；美国内务部垦务局设计标准 NO.13 填筑坝（2011版）利用了其部分内容。

原标准对于被保护土为无黏性土，不均匀系数 $C_u \leq 5 \sim 8$ 时，直接进行反滤计算；对于不均匀系数 $C_u > 8$ 的被保护土，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，要取级配曲线平段以下（一般是 $1 \sim 5\text{mm}$ 粒径）

细粒部分的 d_{85} 、 d_{15} 作为计算粒径。本次修订被保护土级配依据 5mm 的颗粒含量及限制条件采用或调整。

原标准被保护土为无黏性土时, $D_{15}/d_{85} \leq 4 \sim 5$ 。本次修订对于小于 0.075mm 颗粒含量小于 15% 的被保护土, $D_{15} \leq 4d_{85}$ 。

原标准被保护土为无黏性土时, $D_{15}/d_{15} \geq 5$; 被保护土为黏性土时, 满足排水要求 $D_{15} \geq 4d_{15}$ 。本次修订合并为第一层反滤满足排水要求时 $D_{15} \geq 5d_{15Q}$ 。

原标准条文说明中, D_5 最小粒径为 0.075mm, D_{100} 最大粒径 < 75 mm; 本次修订将下包线的 D_{100} 和上包线 D_5 的确定方法放在条文中。

原标准条文说明中, 反滤层上、下包线过筛率 60% 粒料的任一最大与最小粒径之比不大于 5。本次修订反滤层颗粒级配带宽按上、下包线相同粒径的含量百分数差值不宜大于 35% 确定。

关于反滤层的设计说明如下:

(1) 对于含有大于 4.75mm 颗粒的黏性土被保护土, 需要按下列方法调整级配:

- ①用 100 除以小于粒径 4.75mm 的百分含量得一调整系数。
- ②将粒径小于 4.75mm 的各粒组的百分数乘以上调整系数。
- ③绘制调整后的新级配曲线。
- ④用新级配曲线确定粒径 0.075mm 的含量百分数。

(2) 上包线 D_5 的限制指的是设计要求。

(3) 反滤料的级配可在上下包线范围内调整。若滤土更重要, 级配曲线更接近上包线特征粒径 D_{15} ; 若排水更重要, 级配曲线更接近下包线特征粒径 D_{15} 。

(4) 考虑地震时, 反滤层宽度通常由地震预期的最大变形控制, 初步估算, 反滤层尺寸至少为预期变形 (水平或垂直) 的 2 倍才能提供足够的安全系数。

(5) 不考虑地震作用时, 反滤层宽度通常由施工方法确定, 窄反滤层需要特殊的填筑程序和严格的质量控制, 窄反滤层的抗裂和自愈能力也小于较宽厚度的反滤层。

5.6.6 理论上，薄层（如 $5D_{\max} \sim 8D_{\max}$ ）即可满足渗透变形的要求，我国早期修建的新立屯水库，反滤层厚为 0.20m，大伙房为 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，故提出人工施工厚度为 0.30～0.50m，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，可根据采用工艺可以缩窄。

目前人工施工成本高、效率低，逐渐被机械施工替代，机械施工不可避免会造成反滤料的分离，因此规定防渗体上下游的最小厚度。统计了 1 级、2 级、3 级、3 级以下高坝和 3 级以下中坝共 41 座工程的反滤层厚度，只有 1 座反滤层的厚度为 0.6m，40 座工程的反滤层厚度均大于 1.0m。统计资料各级坝所占比例见图 1，反滤层厚度统计汇总见表 3。

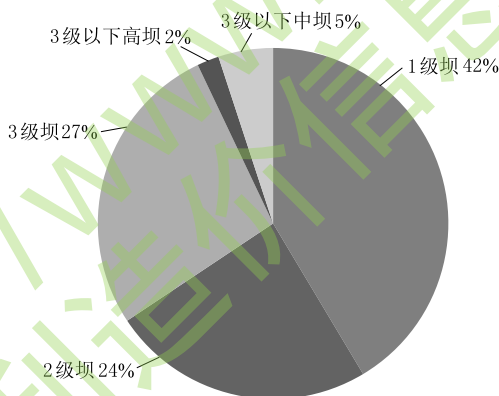


图 1 统计资料各级坝所占比例

5.6.8 混凝土面板堆石坝及沥青混凝土心墙坝的过渡层在相关规范中有专门规定，因此删除相应内容，并将原标准 5.6.8 条相关内容与本条合并。土质防渗体分区坝是否设过渡层与坝壳材料性质差异大小有关，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。

表 3 反滤料厚度统计汇总表

坝分类		合计	1 级坝	2 级坝	3 级坝	3 级以下 高坝	3 级以下 中坝
组数		41	17	10	11	1	2
反滤层 厚度	$\geq 1.0\text{m}$	40	17	10	10	1	2
	$< 1.0\text{m}$	1	0	0	1	0	0
注：3 级坝，有一座坝高 23.0m，上游设置一层反滤料，厚 0.6m，下游设置两层反滤料，厚均为 0.6m。							

5.6.9 大量已建工程，坝壳为堆石时，过渡层最大粒径采用 300mm 是工程实践中常规的用法，即可满足层向过渡要求，又有利于采用满足强度和渗透性要求的其他水工建筑物的洞挖堆石料。

5.6.11 由于用土工织物做反滤层，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。

5.7 坝体排水

5.7.3、5.7.4 设置竖式排水的目的，使渗透进入坝体的水通过它及早排至下游，保持排水体后坝体干燥，有效地降低坝体的浸润线，并防止渗透水在坝坡出逸。竖式排水是控制渗流的有效形式，因此提倡采用这种形式。竖式排水在国外也称为烟囱式排水 (Chimney drain)。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。

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。对于渗透系数小的筑坝材料，能加速排水固结，及早提高材料强度，利于坝的稳定安全。

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，还是一

种较好的坝基排水设备，缺点是不易检修。

棱体排水体，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，是均质坝常用的排水设备，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。

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，需要将反滤层加厚到超过冻结深度。

5.7.5、5.7.6 原条文将均质坝和下游坝壳用弱透水材料填筑的土石坝均规定“宜优先选用竖式排水”，考虑两种情况各有其特点，本次修订将两种坝体形式分别规定。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出逸造成险情；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，也会使实际浸润线偏高，甚至出现几层水的现象，这在国内外屡见不鲜，采用竖式排水能有效避免这种现象，因此对于均质坝规定“宜选用竖式排水”。下游坝壳用弱透水材料填筑的分区坝，一般均可以以反滤层和过渡层直接作为竖式排水体，当反滤层和过渡层厚度较薄不能满足排水要求时，可以加厚过渡层或者单独增设排水层。

5.7.7、5.7.8 下游坝壳用弱透水材料填筑的土石坝设置水平排水层的目的是，降低孔隙压力，改变渗流方向和加速固结，从而改善坝坡稳定安全性。弱透水软岩堆石或砂砾石下游坝壳直接和岸坡连接，一方面影响岸坡的渗流的排出，另一方面渗流还会对软岩堆石产生软化作用，因此要求这类坝壳与岸坡之间设置排水体，使得渗流沿排水体排出。

5.7.9~5.7.13 为各种坝体排水设备的具体要求，沿用已有的工程经验。

5.7.14 本条为新增条文。对坝体坝基的渗流量，适当强调各自成为相对独立的排水通道，有利于对大坝渗流安全性状的判断。考虑这样布置技术上有时有一定难度，本次修订只规定 1 级、2 级高坝需要这样考虑。

5.8 护 坡

5.8.2~5.8.4 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，这种护坡消浪效果好，且适合于机械化施工，能做到既快又省，而且保证安全。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 0.6~0.9m，在缺乏石料的地区使用比较经济，国内尚无大规模应用的经验。

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被雨水冲刷、大风侵蚀和人为毁坏，一般采用简化的方式。草皮护坡是均质坝常见的形式，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。近十多年，诸如生态混凝土、土工格室植草、生态袋等生态护坡形式，在边坡、河湖岸坡等的坡面防护中大量使用，土石坝使用实例相对较少，考虑护坡技术的发展，本次增加生态护坡作为下游护坡的可选形式。对砂或砂砾石的下游坡，一般采用卵砾石、碎石护坡。我国常采用干砌石护坡，费工费料，除特殊要求外，一般不建议这样做。

混凝土护坡，过去在国外应用甚广，苏联一般采用就地浇制厚 15~50cm，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，寒冷和严寒地区的上游护坡采用混凝土板，效果较好。

5.8.5 对于坝顶长度较长或主风向与坝轴线夹角较小，不同坝

段的风浪大小差别较大，因此规定采用不同的护坡厚度和形式。

5.8.7 护坡垫层的厚度与粒径有关，一般砂土用 0.15～0.30m，卵砾石或碎石用 0.30～0.60m，但也要与施工方法相结合。堆石坝壳采用堆石或抛石护坡时，一般不设专门垫层。

5.8.9 寒冷地区的上游护坡除了承受风浪淘刷和冻胀变形外，还要承受冰冻荷载的作用。工程实践中由于冰推力、冰拔力导致护坡破坏的现象常有发生。因此，本次修订增加了寒冷地区的上游护坡结构确定方法，以及设置防冻垫层的相关规定。

5.8.11 临近坝面的非岩质岸坡坡面，受风浪淘刷、水流冲刷等破坏也会在一定程度上影响大坝安全，因此规定该范围岸坡与坝坡护坡要求相同。

5.8.12 抛石护坡在本标准附录 A 中推荐了常用的计算方法，一般认为其厚度至少要包括 2～3 层块石，这样可以使其在波浪作用下自动调整，不致因垫层暴露而遭到破坏。

5.9 坝面排水

5.9.3 工程实践中，有发生因为坝肩开挖以外的大面积地面径流流入坝面后，造成坝体严重损坏的情况。因此本次修订增加了本条，要求在在开挖坡顶设排水和挡水设施。

5.9.4 本条为新增条文。岸坡排水与坝体坝基排水形成相对独立的排水体系，可以最大限度排除降雨的影响，渗流量监测会更加接近实际情况，有利于对坝体渗流安全判断。

6 坝基处理

6.1 一般规定

6.1.1、6.1.2 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，竣工后沉降量小于1%时基本上没有发生裂缝，1%~3%有的有裂缝，有的没有裂缝，大于3%时大多出现裂缝。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。因此规定竣工后沉降量不大于坝高的1%。坝体如果按本标准4.2节要求的填筑标准填筑，坝体沉降量一般不会大于1%；此时如果坝顶总沉降量超过1%，很可能是坝基沉降量过大引起的，因此沉降量的控制放在此处。

6.1.4 本条为新增条文，包含了原标准6.2.5条“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接成一体”的规定，增加了坝基防渗处理措施与两坝肩其他建筑物地基防渗措施统一考虑的技术要求，这也是形成一个完整的防渗体系是渗流安全的基本要求。

如果两坝肩布置有隧洞、溢洪道等建筑物，其防渗处理系统需要与坝基和坝体防渗处理系统统一考虑，因此条文进行了相应规定。

6.2 砂砾石坝基的渗流控制

6.2.1 本条强调，在砂砾石上建坝查明砂砾石的分布、层次和物理力学性质等是首要问题。砂砾石地层层次比较复杂，强调查明这些问题便于根据地层不同情况采用相应的处理措施。

6.2.2~6.2.5 对原标准 6.2.2 条的修订。工程实践表明,以往采用明挖回填截水槽和砂砾石灌浆帷幕出现问题较多,近年来不大采用,因此本次修订不推荐“明挖回填截水槽”和单独采用“灌浆帷幕”的形式。

近年来施工开挖技术及装备水平的提高,开挖相对容易且往往比较经济,因此将“明挖回填截水槽”改为“挖除覆盖层,防渗体直接建在基岩上”。

随着混凝土防渗墙施工技术的发展,一般情况下均用防渗墙作为砂砾石坝基垂直防渗措施。只有坝基砂砾石特别深厚时,也有在防渗墙下设灌浆帷幕作为辅助处理措施的形式。如新疆下坂地沥青心墙坝,坝基覆盖层厚约 150m,防渗墙深 85m,墙下帷幕深 66m;四川冶勒沥青心墙坝,坝基覆盖层厚度超过 400m,防渗墙深 140m,墙下帷幕深 60m。

上游防渗铺盖列出了常用的几种形式:填土铺盖、天然土层和水库淤积铺盖、土工膜铺盖。

下游排水盖重一般采用水平排水与上部盖重组合的形式,不是单纯的全部透水材料。

6.2.6 垂直防渗是有效可靠的防渗措施,在砂砾石基坝渗流控制中普遍采用,所以规定“砂砾石坝基应优先采用垂直防渗措施”。近些年来的工程实践表明,随着开挖机械功能和防渗墙施工技术及装备水平的提高,大大降低了垂直防渗措施的施工难度和费用,一般情况下,工程中均采用直接挖除覆盖层或采用混凝土防渗墙的形式。

6.2.7、6.2.8 原标准 6.2.5 条的修订。“必要时可对基岩进行灌浆处理”在 6.3.11 条进行规定。“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接成一体”作为一般规定放在 6.1.4 条。

6.2.9~6.2.12 原标准第 6.2.6 条的修订。随着开挖技术能力的提高,对不同的坝高,砂砾石覆盖层深度小于 15m 时,挖除防渗体范围内的砂砾石覆盖层也可能是经济的,土质防渗体直接

坐落在岩基上渗流安全更有保障，因此将原标准第 6.2.6 条第 1 款修改为“砂砾石层深度小于 15m 时，宜采用挖除防渗体和反滤层基面范围内的砂砾石覆盖层”。

原标准规定砂砾石层深度在 80m 以内，可采用混凝土防渗墙。近年来混凝土防渗墙设计施工技术迅速发展，坝基砂砾石层深度超过 80m 的多座坝均采用了混凝土防渗墙，本次修订将原来的 80m 扩大为 100m。表 4 是国内近年来部分土石坝坝基深厚覆盖层采用防渗墙处理的工程实例，防渗墙深度超过 100m 的已有多座，最深的是旁多水电站，防渗墙最深达 150.0m。因此根据国内目前采用的造孔技术、浇筑混凝土方法，做 100m 深的防渗墙是可行的，质量是有保证的。

对于超深厚覆盖层坝基，在坝基渗流安全有保障和渗漏量可控的前提下，采用悬挂防渗方案在技术上是可行的，可有效解决全封闭方案施工难度大、工程投资高等问题，如西藏旁多水利枢纽大坝采用沥青混凝土心墙砂砾石坝型，坝基为超深厚覆盖层，最深处达 420m，设计采用 150m 深混凝土悬挂式防渗墙方案进行坝基防渗处理。

6.2.13~6.2.16 原标准 6.2.8 条的修订。

(1) 墙的厚度。

①从施工方面考虑，国内已有的经验为 0.6~1.3m。利用冲击钻造孔，1.3m 直径钻具的重量已近极限。另外造墙的工期和造价，与造孔和浇筑混凝土两道主要工序密切相关，薄墙造孔数量增大而混凝土量减少，厚墙则反之，两者有一个最佳经济的组合，按已有经验，墙厚小于 0.6m 时，减少的混凝土量已不能抵偿造孔量增大的代价，经济上已不合理。因此，采用冲击钻的施工方法，当坝较高，水头较大时，需要采用两道墙，最小厚度不小于 0.6 m。但如果用抓斗开挖槽孔，墙的厚度可减小至 0.3m。当墙的厚度为 0.4m 或小于 0.4m 时，墙深一般小于 40m。

②按混凝土防渗墙允许渗透比降确定。国内已建工程中防渗墙承受水力比降较大的是南谷洞水库（水力比降为 91）、密云水

表 4 国内部分土石坝坝基深厚覆盖层防渗处理措施统计表

坝名	坝型	建成时间	坝高/m	覆盖层最大厚度/m	坝基性质	深度/m	防渗墙厚度/m
瀑布沟	砾石土心墙	2010年	186.0	78.0	含漂卵砾石夹砂层	81.5	1.2
下坂地	沥青心墙	2011年	78.0	147.95	砂卵砾石	85.0 下接帷幕	1.0
阿尔塔什	面板坝	在建	164.8	90.0	砂卵砾石	90.0	1.2
巴底	沥青心墙	拟建	97.0	120.0	含漂卵砾石、含砂卵砾石	100.0	1.0
狮子坪	砾石土心墙	2010年	136.0	100.8	含砂漂卵砾石、块碎石土	101.8	1.2
库尔干	面板坝	拟建	76.0	100.0	冲积砂卵砾石	102.0	0.8
泸定	黏土心墙坝	2011年	79.5	148.6	漂卵砾石层、泥石流和冲洪积堆积体	110.0 下接帷幕	1.0
黄金坪	沥青心墙	2015年	82.5	133.0	漂卵砾石夹土层	129.0	1.2
旁多	沥青心墙	2015年	71.0	420.0	冲积卵石混合土、冰水积卵石混合土	150.0 悬挂	1.0

库（80）、毛家村水库（80~85），迄今正常运用超过 50 年，小浪底防渗墙设计比降为 92，国外也有超过 100 的实例，所以一般允许渗透比降 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。用允许渗透比降控制，在概念上是不合适的，但渗透比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寿命有利。

③从溶蚀速度方面考虑，混凝土在渗水作用下带走游离氧化钙而使强度降低，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 用公式（1）计算：

$$T = \frac{auL}{kiB} \quad (1)$$

式中 a ——使混凝土降低 50% 所需溶蚀水量， m^3/kg ；

u ——每立方米混凝土水泥量， kg/m^3 ；

L ——墙厚， m ；

k ——渗透系数， m/a ；

i ——渗透比降；

B ——安全系数。

以前常用公式（1）估算墙的服务年限作为墙厚的校核手段。一方面，公式（1）的一些系数难以确定，另一方面，公式（1）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，用公式（1）不一定合适。但从公式（1）可看到，延长年限，就有必要降低渗透系数、水力比降和增大墙的厚度，这种趋势对实际工作有指导意义。

（2）防渗墙伸入防渗体的长度增加了对高坝可以比 1/10 坝高稍低。因高坝在混凝土防渗墙和心墙连接部位侧压力 σ_3 比低坝稍大，使土与防渗墙接触允许比降比低坝也稍大，因此使防渗墙深入心墙的长度可稍短。

（3）高坝深混凝土防渗墙承受压力较大，一部分为墙上的土柱重量，一部分为墙两边覆盖层沉降所引起的下拖力，不进行应力应变分析就无法确定防渗墙所承受的压力，因此也就无法确定

混凝土的强度。

(4) 2000 年以来,国内的一些高坝坝基防渗墙墙顶设置了廊道,表 5 为国内部分土石坝坝基防渗体内设置廊道的工程实例。但这种廊道并非坝体结构需要而设置,主要是为了后期在廊道内进行墙下帷幕灌浆,缩短施工工期。因此条文中并未推荐设置廊道,如果防渗体内设置廊道,“防渗体、廊道、防渗墙要可靠连接”。

(5) 随着高坝深覆盖层的防渗墙应用越来越多,进行质量检查很有必要。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。另外,广西青狮潭水库土坝防渗墙也做了钻孔检查、压水试验,并进行取岩芯进行检查。

6.2.17 本条为原标准 6.2.9~6.2.12 条内容的精简和综合。随着混凝土防渗墙设计、施工技术逐渐成熟,砂砾石坝基防渗一般都采用混凝土防渗墙处理,基本不再单独采用灌浆帷幕。以往采用的砂砾石灌浆工程中,运行过程中出现病险问题较多,均采用混凝土防渗墙进行除险加固。不再推荐单独采用砂砾石坝基灌浆,而仅规定“砂砾石覆盖层,当采用帷幕灌浆进行防渗处理时,应进行专门的勘测。其可灌性及预期效果、灌浆孔深度和孔排距布置、灌浆方法和工艺,应进行论证。”

帷幕厚度 T 可根据原标准按公式 (2) 计算:

$$T = H/J \quad (2)$$

式中 H ——最大设计水头, m;

J ——帷幕的允许比降,对一般水泥黏土浆,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。

SL 62—2014《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》“覆盖层灌浆”中有相关内容。

6.2.18、6.2.19 原标准 6.2.13 条的修订。

国内有一些工程利用铺盖做坝基防渗,成功的不少,但也有

表 5 国内部分土石坝坝基深厚覆盖层防渗处理措施统计表（防渗体内设廊道）

名称	建设日期	坝高 /m	防渗墙深度 /m	防渗墙数量 /个	是否有廊道	墙、廊连接形式
瀑布沟	2004 年 3 月— 2008 年 10 月	186	76.85	2	有（前墙插入式， 后墙廊道式）	非扩大断面连接、刚性
长河坝	2010 年 12 月— 2018 年 4 月	240	70	2	有（前墙廊道式， 后墙插入式）	倒梯形、刚性
毛尔盖	2008 年 2 月— 2011 年 10 月	147	52	1	有	倒梯形、刚性
狮子坪	2004 年 12 月— 2007 年 12 月	136	90	1	有	倒梯形、刚性
晓磧	2002 年 10 月— 2007 年 5 月	125.5	70.5	1	有	倒梯形、刚性
泸定	2009 年 3 月— 2011 年 10 月	84	154.8	1	有	倒梯形、刚性

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坝基的防渗问题。因此当采用铺盖作渗流控制时一定要慎重。

由于采用土质铺盖进行坝基防渗处理出现问题较多，除了一些平原水库、低坝有采用铺盖防渗的，近年来单独采用土质铺盖作为防渗处理的工程越来越少。

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、横、深不均匀，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，此时渗径已不起作用，因此只有做垂直防渗才能防止渗透破坏。

坝基地层复杂、不均匀，为安全考虑，铺盖与基土之间一般设反滤层。如果勘探工作足够，探明坝基土的颗粒组成、均匀性、渗透性等，与铺盖满足反滤关系时，可不设反滤层。

6.2.25 原标准第 6.2.17 条的修订。本条提出设计减压井的具体要求，是根据已有经验确定的。

6.3 岩石坝基处理

6.3.1 由于土石坝对地基承载力的要求不高，一般情况下岩基都能满足要求，因此岩基处理主要是防渗。若地基内有连续的软弱夹层，且其抗剪强度指标很低，埋藏浅，产状不利，有可能成为控制稳定的制约因素，因此需要采取措施进行处理。

6.3.2 条文中各种处理方法，是根据国内外经验概括的。其中“膜袋灌浆”是近年来发展的一门新的防渗封堵技术，主要用于有高流速地下水的溶洞封堵。其基本方法是在钻孔中下入有土工织物特制的大小与孔洞相适应的膜袋，然后向膜袋中灌入高黏度速凝浆液。

6.3.3、6.3.4 对断层破碎带、裂隙密集带或强风化层等的处理

主要是防止渗漏、管涌等问题，条文中提出的各种处理措施，主要是为了延长渗径、将断层破碎带等不利地质构造与坝的防渗体分隔开来，以防止接触冲刷。

对有软弱夹层的岩基，主要是存在滑动稳定问题，浅层挖除比较容易，深层或多层一般采用放缓坝坡、压坡或锚固等措施处理。

6.3.5 对高土石坝，在基岩透水性较大情况，土质防渗体和基岩接触部位，除作帷幕灌浆外，并作固结灌浆，以增强基础的抗渗性，是近年来坝基基岩防渗处理方法。

6.3.6 灌浆设计标准，国内采用透水率小于等于 3Lu 的有石头河、碧口、花凉亭、松涛、南水、澄碧河等工程，采用小于等于 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小于等于 3Lu ，哥伦比亚的契伏、瓜维奥采用小于 5Lu 。根据以上情况，原标准规定了 1 级、2 级坝及高坝的透水率为 $3\sim 5\text{Lu}$ ，3 级以下的坝可降低到 $5\sim 10\text{Lu}$ 。通过近年来的执行运用，原规定合理，可操作性好，维持不变。

抽水蓄能电站的上库对渗流量要求较高，可采用规定范围内的小值。

6.3.7 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，因此需要做成完全帷幕。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。国内一些大坝帷幕深度资料统计表明，一般为坝高的 $30\%\sim 70\%$ ，平均约为 45% 。国外经验也是坝高的 $1/3\sim 2/3$ ，一般按坝高的 $1/2$ 左右来控制。但对均匀透水地层，不完全的帷幕作用不大，如必需做时，需根据渗流分析确定其有效深度及防渗效果。

6.3.8 本条 1 款、2 款，理论上是合理的，但往往伸出两岸的帷幕较长。如鲁布革土石坝按 1 款、2 款要求，左、右岸帷幕长度分别需 262m 、 181m ，后根据渗流试验减至 121m 、 93m ，对渗流影响并不大。根据 10 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 1 款、2 款规定确定较长时，可考虑按渗流计算结果确定。

6.3.10 本条为新增条文。当土质防渗体坐落在基岩强风化层中部、上部时，需要对基岩的可灌性、耐冲蚀性、灌浆帷幕的耐久性等进行论证。

6.3.11 新增条款，并替换原标准第 6.2.5 条中“必要时可对基岩进行灌浆处理”规定。强调两岸坝肩的灌浆帷幕要与坝基防渗墙有可靠连接。

坝基防渗墙已嵌入基岩时，防渗墙下面的基岩一般不需要再进行灌浆，即使漏些水，渗透压力会很快扩散，但在工程实践中对强透水带或岩溶地区仍可能需要进行灌浆处理。碧口土石坝高 101m，坝基砂砾石厚 34m，用混凝土防渗墙处理，其下基岩局部强透水带做灌浆处理外，大部分均未作处理，这些工程运行情况很好。小浪底土石坝高 160m，砂砾石层厚约 80m，用防渗墙处理，防渗墙下面基岩内未进行灌浆处理，只在靠近两岸在砂砾石较浅处的防渗墙下的基岩内进行了灌浆处理。

6.3.12 一般均采用一排帷幕灌浆，只是在破碎带才采用多排帷幕灌浆。采用一排孔时，一般孔间距相对较小。

6.3.13 水泥灌浆是使用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。

土石坝坝基基岩灌浆，一般采用常规水泥灌浆，特殊要求时才采用超细水泥和化学灌浆。常用的水泥颗粒较粗，故一般用在大于 0.15~0.25mm 的裂隙。超细水泥平均粒径为 0.004mm，最大粒径约 0.01mm，比表面积在 8000cm²/g 以上，经分散剂处理后能灌注渗透系数为 10⁻³~10⁻⁴ 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。

目前对环境保护要求越来越高，因此规定采用化学灌浆材料

不得造成环境污染。

6.3.15 土石坝固结灌浆目的是填充基岩裂隙，避免防渗体冲蚀破坏，起到辅助防渗作用，故灌浆控制标准以透水性为主。也可采用检测岩体弹性波波速的方法，检查坝基岩体在灌前、灌后的波速提高率。

6.3.16 当前的工程实际中，在防渗体范围内的基岩进行固结灌浆已是常规的做法，孔距、排距及固结灌浆深度系根据基岩情况及已有工程经验确定。

6.3.17 条文推荐的固结灌浆压力是原标准根据国内一般经验确定的，经多年的应用表明是基本合理的。

6.3.18 原标准第 6.3.12 条、第 6.3.15 条中关于质量检查的要求按 SL 62 执行。

6.3.19 当坝肩或坝基有承压水时，为减少渗压力，宜作排水设施，如小浪底土石坝右岸基岩承压水较高，左岸山体单薄又有泥化夹层，为减少坝下游坡的渗压力，增加下游坡稳定，均设有灌浆帷幕和排水幕。

6.4 特殊性土坝基的处理

6.4.2 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、加强排水及盖重的方法：

(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，对浅表层，以振动压密较为经济和有效，其有效深度为 1~2m，如用重型振动碾，则可达 2~3m，压实后土层可达中密或紧密状态。对深层可采用振冲法、强夯法、挤密砂桩法等处理。

①振冲法，是利用振动和压力水冲加固土体，其原理是：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；依靠振冲器的水平振动力，通过回填料使砂层进一步挤密。一般孔距为 1.5~3.0m，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、180kW、200kW 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。大渡河龙头石水电站采用振冲碎石桩对坝基液化砂层进行了处理，最大深度 25m。

②强夯法，反复将夯锤（质量一般为 10~40t，目前国内最大的 75t）提到一定高度使其自由落下（落距一般为 10~30m），给地基以冲击和振动能量，使地基土层加密的一种方法。国内强夯工程应用夯击能已经达到 $18000\text{kN}\cdot\text{m}$ 。我国从 1978 年以来已开始将强夯法应用于加固砂土、碎石土、杂填土、湿陷性黄土、非饱和黏性土等，交通部门已将强夯法应用于饱和黏土的加固中。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，置换率越大，则加固效果越好。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。

6.4.3 条文所述各种处理方法，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土强度的增长相适应，以保证地基的稳定。

在软土上筑坝，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。

6.4.5 条文中所述的几种处理方法，要根据具体情况通过试验选用。

7 坝体与坝基及其他建筑物的连接

7.1 坝体与坝基的连接

7.1.1 坝体与坝基及岸坡的连接是坝的关键部位，处理措施是否合适，是一些坝破坏的根源之一。如美国第顿（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。

7.1.5 本条为新增条文，坝基防渗处理下游侧是水力坡降最大的地方，因此规定在坝基砂砾石垂直防渗措施下游侧土质防渗体与砂砾石坝基连接面设反滤层。

7.1.6 近年来的工程经验表明，当受构造及卸荷等因素影响导致强风化层过深时，开挖至强风化层下部过于不经济，甚至难以实施。实践中，经论证也有开挖至强风化地层中部、上部的工程实例。但不同的风化特征，灌浆后的耐久性差别较大。

7.1.7 页岩、泥岩等软岩以及各类易风化岩石失水或浸水后易于崩解、泥化，所以规定预留保护层或开挖后用混凝土盖板保护。近年来工程经验表明，喷水泥砂浆或喷混凝土与软岩结合处容易分离脱空，且耐久性较差，所以本次修订将喷水泥砂浆或喷混凝土改为用混凝土盖板保护。

7.1.8 近年来的工程实践表明，缓坡段采用喷水泥砂浆或喷混凝土易形成难以清理的回弹层，因此本次修订改为硬岩的陡坡面也可采用喷混凝土或喷水泥砂浆。

7.1.9 本条为新增条文。混凝土盖板与普通混凝土的运用条件不同，承受水头大，坝体回填后受温度变化等外界条件影响小，因此尽量不设置永久分缝，以免形成渗漏通道。但是，由于混凝土盖板面积大，沿轴线方向长，不得不设施工缝，因此条文规定“混凝土盖板宜设施工缝”。为了避免形成贯通上下游的渗漏通

道，还规定“上、下游方向的施工缝应错缝布置”。断层带、断层影响带与完整基岩对混凝土盖板的约束力明显不同，容易形成冷缝，因此规定“在断层带与影响带、断层影响带与完整基岩分界处的混凝土盖板宜设永久分缝，分缝处应设止水”。

小浪底大坝为壤土斜墙堆石坝，最大坝高 160m。F1 断层位于右岸河槽部位，顺水流方向展布，坝址区范围内，断层宽包括断层带和两侧影响带最大宽度约为 30m，其中断层宽 10m，两侧影响带各宽约 10m。但其宽度变化幅度较大，在坝轴线处宽 7~10m。心墙与反滤层范围内采用了钢筋混凝土盖板、多排帷幕灌浆和加深固结灌浆的综合处理措施。断层及影响带范围设置厚 1.0 m 混凝土盖板，嵌入基岩中。断层带与影响带盖板间设置永久纵（顺水流向）缝，以适应不均匀沉降，缝间设 IGAS 填料止水，上部用 PVC 封闭，缝下设置沥青麻片垫层；混凝土盖板横缝长度不大于 12m，缝内仍采用 IGAS 填料止水。断层带与两侧影响带盖板的横缝错开布置。盖板的分块分缝及缝的构造详见图 2。

7.1.11 本条提出对岸坡开挖形状要求的目的是防止两坝头因不均匀沉降而导致坝体的横向裂缝。

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，因此条文中规定不宜陡于 1 : 0.5。将收集到的国内外 29 座坝防渗体与岩石岸坡连接情况列于表 6。

表 6 所列 29 座坝中，岸坡最陡的 84° (1 : 0.1)， 80° (1 : 0.2) 以上 4 座，占 13.8%；在 $68^{\circ}\sim 78^{\circ}$ (1 : 0.4~1 : 0.2) 之间的有 10 座，占 34.5%；在 $63^{\circ}\sim 68^{\circ}$ (1 : 0.5~1 : 0.4) 之间的有 4 座，占 13.8%；在 63° (1 : 0.5) 以下的有 11 座，占 37.9%。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。

图 3 是墨西哥奇科森堆石坝的河谷纵断面心墙填筑图，不只两岸岸坡结合坡度为 1 : 0.1，且其中一岸的变坡率也很大。但在

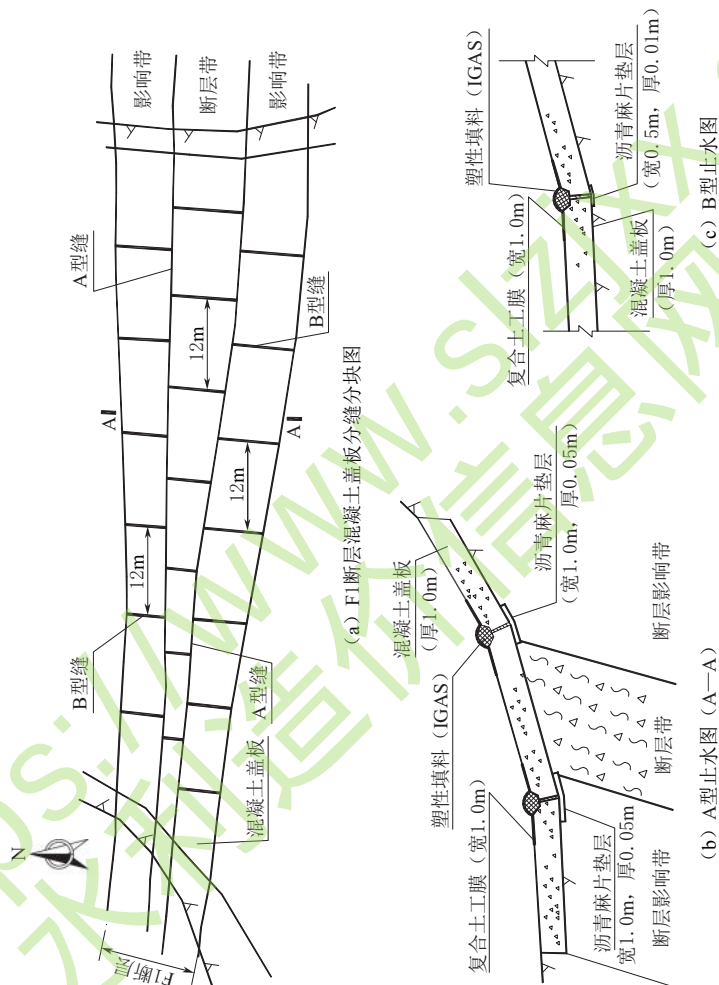


图2 小浪底F1断层的分缝止水图

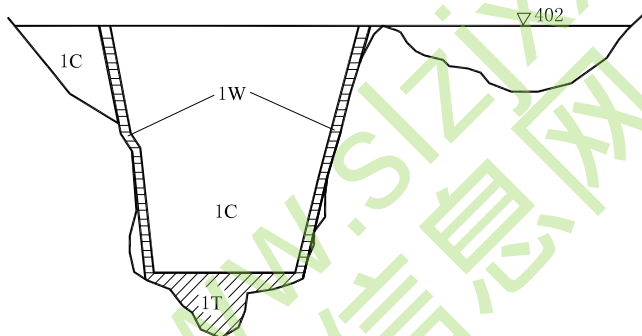
表 6 土石坝防渗体与岩石岸坡连接坡度

序号	坝 名	坝高 /m	国家	完工年份	岸 坡 坡 度	
					最 陡	平均
1	奇科森	263	墨西哥	1978	1 : 0.1	—
2	糯扎渡	261.5	中国	2012	1 : 0.78	—
3	特里	260	印度	—	1 : 0.36	—
4	瓜维奥	247	哥伦比亚	1989	1 : 0.2	—
5	买加	245	加拿大	1973	70°, 变坡角小于 20°	35°
6	长河坝	240	中国	2016	1 : 0.5	—
7	契伏	237	哥伦比亚	1975	1 : 0.65	—
8	奥洛维尔	235	美国	1968	1 : 0.25~1 : 0.5 (76°~63°)	1 : 0.4
9	瀑布沟	186	中国	2009	1 : 0.7	—
10	波太基山	183	加拿大	1968	坝高 140m 以下 1 : 0.5	—
11	达特摩斯	180	澳大利亚	1979	1 : 0.75	—
12	新顿彼得勒	177	美国	1979	1 : 0.3	—
13	高濂	176	日本	1978	70°, 变坡角小于 22°, 陡坎高度小于 1~2m	—
14	塔尔宾古	162	澳大利亚	1971	1 : 0.75	—

表 6 (续)

序号	坝 名	坝高 /m	国家	完工年份	岸 坡 坡 度	
					最 陡	平 均
15	卡那尔斯	156	西班牙	—	1 : 0.33	—
16	小浪底	160	中国	2000	1 : 0.75	—
17	德本迪汗	135	伊拉克	1961	—	1 : 1.35
18	客拉尔坝	134	墨西哥	—	1 : 0.3	—
19	安布克劳	131	菲律宾	1955	—	1 : 1
20	瑞沃斯托克	125	加拿大	1983	70°, 变坡角小于 20°	—
21	乌塔特 4 号	122	加拿大	1968	左岸 1 : 0.176 (80°)	—
22	布鲁梅隆	119	美国	1966	1 : 0.6 (59°) 局部 1 : 0.3 (73°)	45°~60°
23	金字塔	114	美国	1974	1 : 0.4 (68°)	1 : 1~1 : 1.2
24	石头河	114	中国	1982	1 : 0.75~1 : 1	—
25	鲁布革	103.5	中国	1989	右岸 1 : 0.8, 左岸溢洪道边墙 1 : 0.5	—
26	碧口	101	中国	1973	1 : 0.75~1 : 0.5	—
27	拉格朗德 3	约 100	加拿大	—	1 : 0.2	—
28	密云白河主坝	66.4	中国	1960	右岸 1 : 0.75, 左岸 1 : 0.5	—
29	拉格朗德 2	51	加拿大	1980	< 70° (1 : 0.36)	—

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%，增大了这一过度区域的极限拉应变，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。



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 3 奇科森坝纵剖面图

7.1.13 本条为新增条文。为避免堆石坝壳与岸坡结合部位出现块石集中、架空等不便于碾压密实现象，制定本条规定。

7.2 坝体与其他建筑物的连接

7.2.2 以往的工程中，有为了增加渗径而将连接处做成比较复杂的结构形式，导致连接处受力复杂，也不便于压实，有些形成渗漏通道，造成渗透破坏，因此规定“……不产生水力劈裂的要求”。

7.2.3 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，侧墙式结构形式简单，施工质量容易保证，受

力分析较明确，但工程量较大，故中坝、低坝用的较多。国外工程高坝采用插入式较多，但日本有几座坝，考虑土坝与混凝土的振动特性不同，担心地震时插入式产生裂缝，都采用侧墙式。国内高土石坝和混凝土坝连接工程经验较少，因此需进行专门论证。

7.2.4、7.2.5 侧墙式连接比插入式连接渗流安全更加可靠，溢洪道、船闸边墙上下游方向有足够的长度满足渗径要求，因此规定“与溢洪道、船闸等建筑物的连接宜采用侧墙式”。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。

侧墙式连接的工程实例见表7。其中日本永源寺坝，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1:0.1。

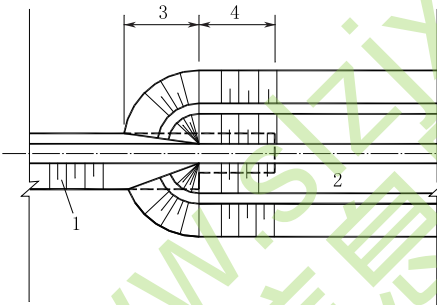
表7 土石坝与混凝土建筑物连接实例（侧墙式连接）

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	1:0.70	—
四十四田	日本	—	1:0.5~1:1.0	十胜冲地震时受过日本烈度5度地震考验
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，中国的横山、碧

流河，日本的御所、四十四田接合坡度均很缓，达 $1:0.5 \sim 1:1.0$ 。后者在 1968 年十胜冲地震时曾受日本烈度 5 度（约相当于 MM8 度）地震考验，连接部位未发现变化。

7.2.6 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 4。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 4 插入式连接示意图

插入式连接时垂直坝轴的混凝土面与土坝连接坡度，几个工程实例见表 8。

连接坡度最缓的是韩国的达昌坝，为 $1:0.6$ ，玛加特坝次之，为 $1:0.25$ ；最陡的是墨西哥的恩戈斯奇拉坝，坡面垂直，大部分接合坡度为 $1:0.1$ 。

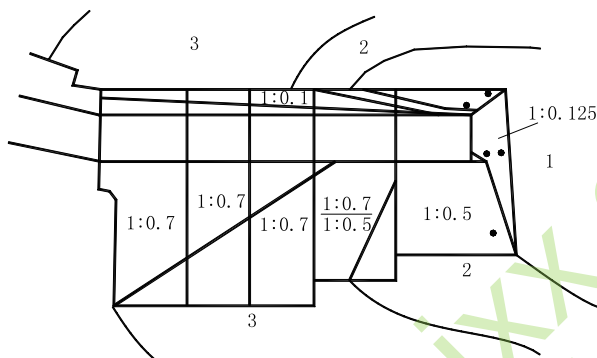
表 8 土石坝与混凝土坝连接实例（插入式连接）

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 8 (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	55	插入段 22.5m 半插入段 47.6 m	防渗体包裹混凝土坝上下游面
三道岭	中国	—	—	插入段长为坝高的 1/3, 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 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 : 0.10	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	—
观音岩	中国	71	上游 1 : 1.0; 下游 1 : 0.2; 侧坡 1 : 0.4	—

巴西圣西毛坝的土石坝与混凝土坝连接段的坝高为 70m, 土石坝与混凝土坝直接对接, 接合坡度 1 : 0.125, 心墙包裹混凝土坝的上游面, 连接段平面图见图 5。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 γH 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%。



1—防渗体；2—反滤过渡层；3—堆石体

图5 巴西圣西毛坝体连接段平面图

7.2.7~7.2.9 岩基上的坝下埋管凸入土体内，会引起局部不均匀沉降，且填筑质量难以保证，容易发生接触冲刷和水力劈裂。以往的工程经验教训表明，有因上述原因造成沿管壁产生集中渗漏、止水破坏后土体被带走的现象，危及坝的安全，因此本次修订规定“岩基上的坝下埋管，防渗体和反滤层范围内应埋设在基岩槽内，并回填混凝土与两侧基岩面齐平。”

非岩基上的坝下埋管，采用埋管内铺设管道输水形式，对坝安全较为有利，不同地质条件，对坝下埋管分段分缝间距要求不同，所以在条文中进行规定。

马来西亚明光坝的坝下埋涵为钢筋混凝土涵洞（见图6），坐落在风化花岗岩残积土上，横断面呈“鸭蛋”形，沿中心线尺寸为 $5.183\text{m} \times 3.962\text{m}$ 。总长度约 168.25m ，分28节，每节长度 6m 。每两节间设变形缝，缝间设橡胶止水带，外包加筋混凝土环。埋涵内置2根压力管道，均为球墨铸铁管，直径 1.37m ，分28节。每节管道长度 6m ，节间接缝最大允许张开度为 5.08cm 。

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，使接触面上渗过来的水通过反滤层逸出，而

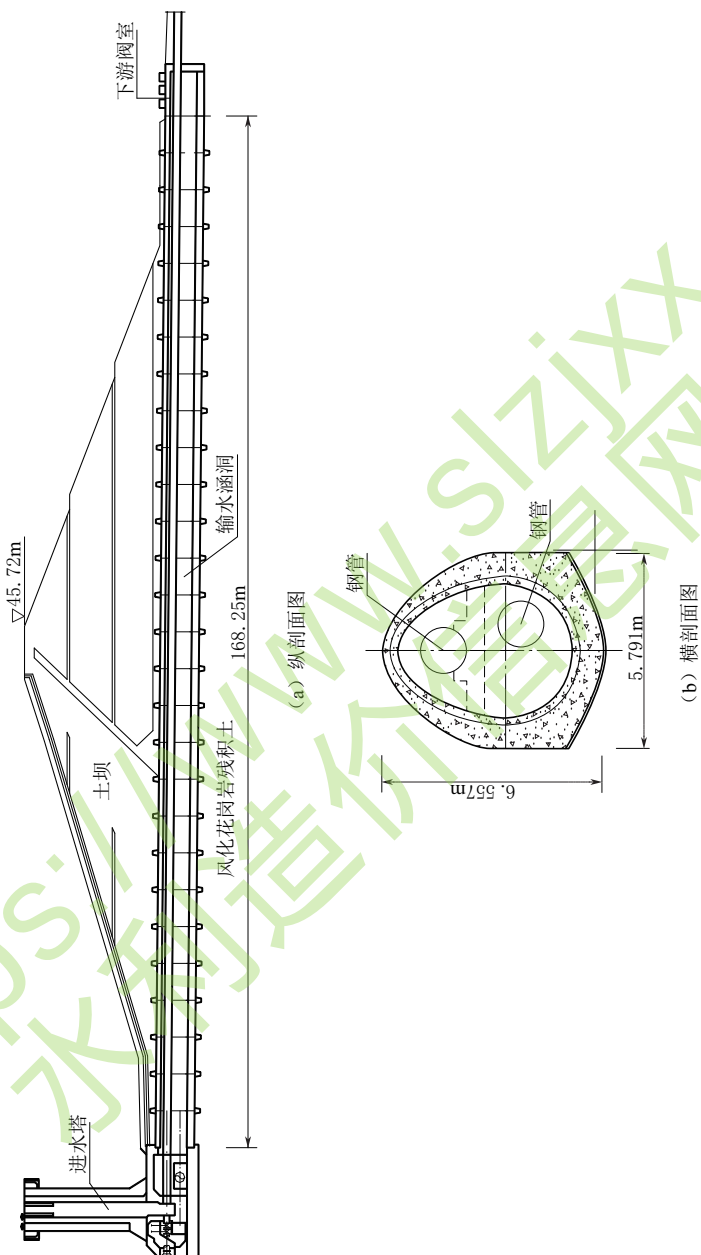


图 6 明光坝下埋涵纵、横剖面图

不带走土料。

7.2.11 本条为新增条文。土石坝和混凝土建筑物连接，除侧墙式连接外，受力相对复杂，稍有不慎，有可能形成渗漏通道，影响大坝安全，因此规定“宜通过应力变形分析验证”。目前，数值计算手段也比较成熟，要求进行应力变形计算也是可行的。

8 坝的计算和分析

8.1 渗流计算分析

8.1.3 土质防渗体分区坝和均质土坝在水位降落时，上游的浸润线随时间的变化对上游坝坡水位降落工况下的稳定影响较大，因此对于1级、2级和高坝规定进行非稳定渗流进行计算。

8.1.5 由于试样代表性和现场试验场地的代表性与实际情况的差异性等问题，使得试验得到的坝体和坝基渗透系数误差可能较大，不一定能准确反映大坝坝体和坝基的渗透特性。以往的经验表明，根据试验成果并结合工程类比，是确定合理的渗透系数的较好方法。因此条文规定“渗透系数可根据试验结果和工程类比综合确定。”

8.1.6 原条文将1级、2级坝和高坝的渗流计算规定采用数值方法，其他情况可采用公式法。由于计算机软硬件的发展，土石坝渗流数值计算作为设计的常规计算手段已经得到普遍应用，因此渗流计算规定采用数值方法。

8.1.7 本条为新增条款，规定了要进行渗流计算的典型断面类型。最大坝高断面基本上包含了所有类型的筑坝材料，因此一般情况下都是需要计算的。坝体分区不同断面主要考虑坝体内渗透性差异较大的情况，坝基地质条件不同的坝段的断面主要考虑不同渗透性的坝基材料。

8.1.8 本条为新增条款。规定了确定渗流计算几何模型的要求。这些要求是根据多年的渗流计算经验确定的。

8.2 渗透稳定计算分析

8.2.1 渗透稳定计算的三项任务中，主要是确定土的抗渗透允许比降和实际产生的渗透比降，根据计算结果分析坝体内部及下游渗流出逸段的渗透稳定，确定反滤料保护的范围及要求。

8.2.2 GB 50487—2008《水利水电工程地质勘察规范》“附录 G 土的渗透变形判别”对各种土的渗透变形计算和判别规定得很详细，本标准采用其规定。

8.3 稳定计算和分析

8.3.1 在原标准条文基础上，对施工期、运行期和降落期的具体工作条件进行明晰。

8.3.3 本条为新增条款，规定了坝坡稳定计算典型断面的选择要求。相同条件下，坝坡越高，安全系数可能越小，所以最大坝高断面在坝坡稳定计算中是不可或缺的。两岸岸坡地质地形条件差别较大，并且两岸岸坡地面高程较高，不同坝体材料在坝体的结构所占比例与河床断面差别较大，进而影响坝坡稳定的安全系数，因此也需要进行典型断面的计算。

8.3.4 新增条款。主要是为了避免概化不当导致计算的安全系数误差较大的情况。

8.3.5~8.3.8 确定抗剪强度方法的有关规定说明如下：

(1) 抗剪强度有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 σ' ，而不是总应力 σ 。有效强度指标测定和取值比较稳定可靠，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，因此用直接快剪（渗透系数小于 10^{-7} cm/s 或压缩系数小于 0.2MPa^{-1} ）或三轴不排水剪测定不固结不排水的强度指标 c_u 、 φ_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} 、 φ_{cu} 。

(2) 关于施工期和水库水位降落期用总应力法时如何采用抗

剪强度指标问题，说明如下：

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 φ_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。因而在库水位降落期，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。其抗剪强度是由降落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，要采用图 D.1.3 (b) 中 CD 和 CU 的下包线。

(3) 粗粒料非线性抗剪强度采用问题。通过工程实践经验的总结，对粗粒料，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。表示抗剪强度的摩尔包线是一条曲线。粗粒料采用非线性是合理的。

非线性抗剪强度指标进行稳定计算时，主要有两种模式，Duncan 提出的对数关系曲线和指数关系模式。由于土工试验规程中有对数模式的整理方法，因此本标准沿用原标准的采用的对数关系曲线模式。

另外一种确定非线性强度为指数模式如公式 (3) 所示。

$$\tau = A (\sigma_n)^b \quad (3)$$

式中 τ ——抗剪强度, kPa;

A 、 b ——材料参数;

σ_n ——破坏面上的法向有效应力, kPa。

(4) 关于抗剪强度指标的整理取值方法。原标准规定“粘性土料抗剪强度指标大于 11 组宜采用小值平均值确定”, 实际上对于粗粒料该规定同样适用, 因此修改为“抗剪强度试验不少于 11 组时, 抗剪强度指标宜采用小值平均值确定”。

8.3.9 由于因渗透系数小于 10^{-6} cm/s 的土, 施工期孔隙压力几乎完全不消散; 而渗透系数大于 10^{-4} cm/s 的土, 孔隙压力较小; 而且只有当填土的体积很大时, 消散计算的意义才比较大。因此规定“对于饱和度大于 80% 和渗透系数介于 $10^{-6} \sim 10^{-4}$ cm/s 的大体积填土, 可采用附录 C 的方法计算施工期填土中孔隙压力的消散和强度的相应增长”。原标准规定的渗透系数范围为 $10^{-7} \sim 10^{-5}$ cm/s, 范围的上限值和下限值均偏小, 予以调整。

由于数值计算的普遍应用, 图解法在实际工程设计中已很少应用, 因此删除了原标准 C.0.3 条图解法求解孔隙压力的内容。

原标准 C.0.4 条规定水库水位降落期上游坝体内孔隙压力计算的有关公式, 是一种近似方法, 而且不一定偏于安全, 当前的数值计算完全能够相对精确求得水位降落期孔隙压力, 所以删除了有关内容。

8.3.10 数值计算技术用于渗流分析已经非常成熟, 因此条文规定孔隙压力按渗流计算成果确定。

8.3.12~8.3.14 条文规定了稳定计算的基本方法和选用。附录 D 中列出的为摩根斯顿-普赖斯法积分解法公式, 是中国水利水电科学研究院陈祖煜院士改进的。

摩根斯顿-普赖斯法是土坡稳定计算的最具有普遍性的方法。如果取 $f(x)$ 为常数, 其结果与斯宾塞法相同; 更特殊取 $f(x) = 0$, 相当于简化毕肖普法。

原标准规定土工膜斜墙坝需要进行沿土工膜与土的接触带滑

动稳定分析，由于土工膜有专门的规范，本标准不再进行规定。一般情况下，坝体内有软弱带和坝基有软弱夹层时，采用圆弧类方法可能导致计算的安全系数偏于不安全，是不合适的。因此本条对这种情况进行规定。

8.3.15~8.3.18 关于抗滑稳定安全系数标准问题。

(1) 混凝土面板堆石坝采用非线性抗剪强度指标稳定计算的安全系数标准问题。

对国内一些混凝土面板堆石坝稳定计算安全系数进行收集，并将之与安全系数标准统计对比见表 9。

表 9 不同工况下非线性强度指标和线性强度安全系数标准对比统计表

工况	正常运用条件		
	非线性安全系数	线性安全性标准	非线性比线性大的百分数
1 级	1.83	1.50	22%
2 级	1.79	1.35	33%
3 级	1.69	1.30	30%
工况	非常运用条件 I		
	非线性安全系数	线性安全性标准	非线性比线性大的百分数
1 级	1.75	1.30	35%
2 级	1.64	1.25	31%
3 级	1.69	1.20	41%
工况	非常运用条件 II		
	非线性安全系数	线性安全性标准	非线性比线性大的百分数
1 级	1.63	1.20	36%
2 级	—	1.15	—
3 级	1.55	1.15	35%

从表 9 中可以看出，采用非线性抗剪强度指标时，正常运用条件的平均安全系数明显大于表 8.3.15 的规定，非线性强度安全系数比线性安全系数标准大 20%~40%。由于非线性抗剪强

度指标稳定安全系数的资料较少，且经过各种工况运行的更少，目前仍然不具备形成标准的客观条件。但与上一版本相比，有更多可以类比的工程。因此本次修订在原标准采用非线性强度指标计算稳定时，安全系数标准参照线性强度指标的安全系数标准的基础上，增加了工程类比的要求。

(2) 对于滑楔法安全系数的采用。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 8.3.15 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比表 8.3.15 减小 8%。

(3) 关于瑞典圆弧法的说明。瑞典圆弧法具有计算简单便于手算的特点。但是瑞典圆弧法理论上存在缺陷，在孔隙压力较大和深滑弧情况下，计算结果往往是失真的。目前的工程设计中，稳定计算几乎都是采用计算机软件完成的，计算获得简化毕肖普法等严格方法的安全系数很方便且快捷。本标准 2001 版将以往与瑞典圆弧法相配套的安全系数标准改为以考虑条块间作用力计算方法相配套的安全系数标准，经过近 20 年的过渡期和运用，表明其合理可行，便于操作。因此本次修订删除瑞典圆弧法及其安全系数规定。

滑楔法在计算具有明显折线滑动面时具有一定的独特性，因此保留。

8.4 应力和变形计算分析

8.4.1 目前土石坝坝体沉降计算方法可分为经验公式法、试验与监测结果分析法和数值分析法三大类。土石坝坝体沉降受河谷地形及地质条件、坝体结构形式、筑坝材料特性、施工填筑方式、施工填筑质量、坝体运行时间等诸多因素影响，尽管数值解法可反映上述因素，但该方法的计算成果受计算模型、筑坝材料

参数取值等影响，成果仍存在一定的分散性，数值解法目前还不能替代传统的沉降计算方法；此外，传统沉降计算采用的分层总和法参数容易取得、计算方法简单，故仍将分层总和法作为基本沉降分析方法。在附录 E 中，增加了对坝基附加应力系数 K_T 的 Flamant 解析计算式，并对原用于查取的表格进行了扩展，使矩形荷载与三角形荷载的深度步长和数据精度一致。

8.4.2 我国在土石坝应力和变形的数值计算方面做了大量工作，积累了较丰富的资料和经验，土石坝应力和变形数值计算技术也日益普及。尽管数值计算结果仍不能达到定量控制设计的程度，但由于其适于分析复杂边界问题，其成果已经成为土石坝设计（地基处理、防渗结构设计、材料分区设计等）的重要依据。但考虑土石坝数值计算具有过程复杂和工作量大的特点，条文中规定 1 级和 2 级中坝、高坝，3 级高坝，以及建于复杂和软弱地基的坝才要进行这项工作。

8.4.3 土石坝建于窄深河谷中，以及与其他混凝土建筑物采用非侧墙式连接时，空间几何条件因素往往对其应力和变形产生较大影响，平面模型较难全面反映这一因素对土石坝的应力和变形影响。鉴于此，条文中规定建于窄深河谷中的 1 级、2 级高坝，以及与其他混凝土建筑物采用非侧墙式连接的 1 级和 2 级中坝、高坝宜进行三维应力和变形计算。

8.4.4 坝体采取分期、不均匀上升填筑施工时，两期坝体高差过大，易导致坝体沉降不均匀进而引发坝体开裂。因此通过计算确定先期施工坝段的填筑高度是必要的。鉴于数值法能更好地反映坝体施工过程对坝体应力和变形的影响，条文中规定先期施工坝段的最大填筑高度要同时采用附录 E 规定的方法和数值法进行验证。

8.4.6 坝顶预留沉降超高，根据以往工程经验，土质防渗体坝一般为坝高的 1%。

8.4.7 应力路径依存性是土石材料的基本力学特征，土石坝的应力和变形与填筑施工以及蓄水等加、卸载过程密切相关。因

此，土石坝的应力和变形计算需要模拟填筑施工过程和蓄水过程等不同工况，当施工和蓄水过程与设计预期有明显变化时，进行应力和变形复核计算分析也是必要的。

8.4.8 条文中规定了典型断面的选取所考虑的坝高、坝体结构、坝基地形及地质条件等因素，以使典型断面的计算结果能较全面地反映坝体的应力和变形情况。

8.4.9 土石坝数值计算断面的分区和概化需要反映坝体和坝基中不同特性材料、接触面等对坝体应力和变形的影响。数值计算断面的分区和概化要遵循实用性、完整性的原则，并处理好计算精度与计算成本之间的关系，即数值计算断面的分区和概化与当前数值计算水平相适应、能解决工程关注的相关问题，计算断面的分区和概化能较真实、全面地反映工程特征。

8.4.10 计算成果的可靠性和精度与计算参数选取密切相关。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。试验测定包括筑坝材料的室内试验和现场试验，受现场条件限制，当前的现场测试只能进行较为简单的加载试验，还需结合反演分析等技术获取模型全部参数。工程类比又有直接从其他土石坝的试验结果类比和对已建土石坝原型监测资料反演分析两种方式。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，综合确定数值计算参数。

参数的试验测定有现场材料模拟和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 $1/5$ 。土石坝材料试验的条件模拟是非常复杂的问题，试验条件缺乏对坝体的实际施工、运行条件的反映将影响试验参数的测定成果，比如室内堆石体流变试验测得的蠕变量在总变形量中所占的比例较小，完成得也快，而野外现场测得的流变量则相当大，且长时间发展，说明引起流变的现场因素不容忽视。

8.4.11 筑坝材料湿化变形是客观存在的现象，对大坝的应力和变形影响较大。筑坝材料母岩岩性、干密度、级配关系、颗粒尺寸、初始含水量、加载方式、应力水平及围压等均对筑坝材料湿化变形有较大影响。因此，开展筑坝材料湿化特性研究，提出相关模型进行坝体湿化预测是必要的。但鉴于土石坝的湿化变形问题的复杂性，条文中仅规定 1 级高坝开展这项工作。

8.4.12 土石坝应力和变形的数值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。目前我国土石材料静力本构模型最常用的是邓肯等提出的非线性弹性模型（包括 $E-v$ 和 $E-B$ 模型）和沈珠江提出的南京水利科学研究院双屈服面弹塑性模型（又称南水模型），清华大学提出的非线性解耦 $K-G$ 模型（又称清华 $K-G$ 模型）以及河海大学提出的椭圆-抛物线双屈服面模型也在工程中得到一定应用。通过对国内外文献的分析及国内多家相关单位的调研，经相关专题研讨及与国内专家广泛讨论、沟通，将 $E-v$ 和 $E-B$ 模型以及南水模型纳入本标准。附录 F 中仅给出 $E-v$ 和 $E-B$ 模型以及南水模型的基本公式。

在实际应用中，土石材料数学模型的选用需要综合考虑工程特性、分析问题特点、静力本构模型特性等因素。

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。

8.4.13 条文中规定了对应力和变形计算结果进行三个方面的分析，主要是涉及变形安全和由裂缝导致的集中渗漏破坏。

8.4.14 根据工程实践经验，按照合理填筑标准填筑的土石料，竣工后坝顶沉降量与坝高的比值一般不大于 1%。如果沉降计算值大于 1%，有两种可能的原因：一种是沉降计算本身有问题；另一种是选择的填筑标准有问题。因此规定“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。”

8.4.15 设计期间即便做了室内试验和现场碾压试验，确定的筑坝材料物理力学指标也难于与实际施工填筑的材料完全一致。根据施工期质量检测成果和安全监测资料，及时分析计算成果的合理性，甚至于修正设计是必要的。因此条文中进行了规定。

9 分期施工与扩建加高

9.1 分期施工

9.1.1 施工期拦洪标准及填筑高程等要求，SL 303《水利水电工程施工组织设计规范》和 SL 648《土石坝施工组织设计规范》已有具体的规定，本标准仅提出定性规定。不同的临时断面体型对大坝变形和渗流有较大影响，因此提出要求。

对于某些工程量大的大型、中型工程，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。

以往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，按照一次设计，分期实施，这种形式称为分期完建，随着建设程序的规范化和经济技术的发展，近些年来基本上不存在此类情况，因此分期完建不再纳入本标准。

9.1.3 SL 26—2012《水利水电工程技术术语》中“龙口”专指“施工截流中，河道过水断面被戽堤侵占后所形成的过流口门”，因此本次修订删除“龙口段”一词，针对“过流口门”相关内容不再纳入。对坝体填筑分期施工先期填筑坝段要求说明如下：

(1) 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。

(2) 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。因此要求最大高差需要通过计算和已建工程经验确定。

(3) 先期填筑坝段为避免冲刷、风蚀、干裂、冻胀等不利影响，采取防护措施是必要的，为使后期填筑接合面衔接良好，需进行清理。

9.2 扩建加高

9.2.1 本条规定了对加高前坝体要做的工作。本节的扩建加高是指非病险坝的正常加高。对于病险坝，条文规定需要结合除险加固治理，进行专门论证。

9.2.2~9.2.4 条文给出了以往采用的三种加高方法的规定。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采用。

(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。

对于心墙坝，一般采用斜墙与心墙相连接进行加高。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，可以最大限度地避免发生裂缝。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。

从下游面加高时，若上游坝坡不满足稳定要求，一般采用坝轴线下移、在原坝顶高程处留宽马道，或上游坡削为较缓的坝坡措施，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坡进行加高培厚的。

(2) 从上游面加高的形式在上游泥沙淤积面较高时采用较多，如我国西北地区，许多泥沙河流上的水库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。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) 戴帽加高方式将降低坝坡的抗滑稳定安全度，加高高度不大时才采用，但戴帽加高对抗震不利，需根据工程实际慎重对待。戴帽加高一般有坝顶局部改陡坝坡和坝顶两侧设挡墙中间填

土两种形式。国内的碧口、陆浑等坝采用了这种加高方式。陆浑坝加高 3m，碧口坝加高 5.3m。

9.2.5 均质坝采用砂砾石、堆石加高培厚可能不满足反滤要求，分区坝砂砾石坝壳采用堆石加高培厚，也可能不满足反滤要求。因此条文规定“应研究增设反滤层和过渡层的必要性”。

10 安全监测设计

10.0.1 由于 SL 551《土石坝安全监测技术规范》、SL 725《水利水电工程安全监测设计规范》已对土石坝监测项目及相应的设施的设置进行了详细的规定，故本标准不再另行规定，执行上述两规范即可。

由于原条文中的“安全监测设计”指的是监测目的，而不是设计要求，本标准是设计规范而非技术规范，故删除原条款。

10.0.2 地质和地形条件相近部位的表面位移点才按照等距分布，原条文中的“外部监测表面位移点宜等距分布”的表述较宽泛，故删除原条款。

因内部监测设施的安装埋设与土建施工互相影响难以避免，原条文中的“内部观测设施应避免施工干扰、……”在实际中也不易实现，故删除原条款。

由于本标准的使用范围为“1级、2级、3级和3级以下坝高大于30m的碾压式土石坝”，按照现行规范 SL 551、SL 725的规定，3级土石坝的内部变形监测项目为选测项目，与“内部监测设施至少应沿坝轴线的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，”不协调，故删除原条款。

增加“监测仪器和电缆应有可靠的保护措施”，主要强调土石坝变形量大、高频强振动碾压等不利条件下多考虑仪器和保护工作。

10.0.3 监测设施不能破坏大坝的防渗体系，造成新的隐患或不安全因素。

10.0.4 主要强调渗流量监测设施的布置位置不要远离坝脚。

10.0.6 原标准第 10.0.7 条中所要设置的监测项目在现行规范 SL 551、SL 725 中已有明确要求，故删除。

原标准第 10.0.8 条在实际操作中争议较大，且现行相关规

范均没明确，故删除。

原标准第 10.0.9 条改写后放在本条。

原标准第 10.0.10 条中部分内容不是设计内容，而是管理规程方面的要求，如“对施工单位提出要求”“编成正式文件，移交给管理单位”等。