

纵向增强体心墙土石坝技术导则

Technical guidelines for longitudinal reinforcement earth dam with
central core construction

(试行)

中国大坝工程学会水库大坝管理新技术产学研分会

四川省水利厅

前 言

为驱动土石坝建设创新发展，提高土石坝的结构安全性，防范溃坝风险，按照《水利技术标准编写规定》（SL1—2014）的要求，编制本导则。

本导则主要规定了纵向增强体心墙土石坝有关设计、施工、监测等主要建设环节的增强体材料选择、防渗设计、结构设计、洪水漫顶安全评估、施工组织、安全监测、质量控制等内容，共 14 章和 6 个附录。

本导则由四川省水利厅提出并归口。

本导则起草单位：中国大坝工程学会水库大坝管理新技术产学研分会

四川省水利厅

本导则参编单位：四川省水利科学研究院

四川大学

四川省水利水电勘测设计研究院德阳分院

四川省通江县水利局

中电建集团基础工程局

本导则主要起草人：梁 军 张建海 李晓鹏 陈立宝 隆文非 王小雷

李文书 白绍斌 赵元弘 陈 昊 向登珪

本导则主要审查人：杨 建 汪荣大 谢成荣 秦寿远 周家文 高希章

彭忠明 刘仲贤

目次

前 言	2
1 总则	1
2 术语	3
3 增强体心墙原材料.....	1
3.1 一般规定	1
3.2 混凝土骨料	1
3.3 水泥	1
3.4 水	1
3.5 外加剂	2
3.6 掺合料	2
3.7 钢材	2
4 增强体心墙混凝土技术要求.....	3
4.1 一般规定	3
4.2 增强体心墙混凝土	3
4.3 钢管混凝土	3
5 坝体设计	4
5.1 一般规定	4
5.2 坝体结构	4
5.3 渗流计算	5
5.4 大坝稳定计算	6
5.5 变形与应力计算	6
6 荷载	8
6.1 一般规定	8
6.2 荷载分类与组合	8
6.3 荷载计算	9
7 增强体心墙设计.....	10
7.1 一般规定	10
7.2 增强体心墙厚度	10
7.3 增强体心墙变形计算	10
7.4 增强体心墙受力分析	11
7.5 增强体结构	11
7.6 心墙与坝基、岸坡及其它建筑物的连接.....	12
8 增强体心墙基础处理.....	13
8.1 一般规定	13
8.2 软弱基础处理	13
8.3 砂砾石基础处理	13
8.4 基岩基础处理	14

9 大坝施工	15
9.1 一般规定	15
9.2 施工填筑	15
10 增强体心墙施工	16
10.1 一般规定	16
10.2 槽孔建造	16
10.3 增强体混凝土施工	17
10.4 钢桁架和预埋钢管	18
10.5 墙段连接	19
10.6 灌浆与封堵	19
11 安全性评估	20
11.1 一般规定	20
11.2 洪水漫顶的安全性评估	20
12 增强体加固	22
12.1 病险土石坝除险加固	22
12.2 堰塞体加固利用	22
13 质量控制与检查	23
13.1 一般规定	23
13.2 坝体填筑质量控制	23
13.3 增强体质量控制	24
14 大坝安全监测	27
14.1 一般规定	27
14.2 坝体安全监测	27
14.3 增强体安全监测	28
附录 A 纵向增强体及其防渗设计	29
附录 B 增强体变形计算与复核	32
附录 C 纵向增强体结构设计与复核	35
附录 D 增强体抗压强度复核计算	42
附录 E 洪水漫顶安全性复核	44
附录 F 增强体混凝土心墙施工记录图表格式	48
标准用词说明	62
条文说明	63

1 总则

1.0.1 为健全完善土石坝建设理论技术体系，促进“刚柔相济”建坝思路的推广应用，规范纵向增强体心墙土石坝建设，保障水库大坝安全运行，特制定本技术导则。

1.0.2 本导则适用于坝高低于 70 米的 2、3 级及其以下采用纵向增强体心墙建造的中低土石坝（含新建和土石坝除险加固）的工程设计与施工，坝高超过 70 米或坝址处于 8 度及以上地震裂度区的增强体土石坝应进行专题论证研究。

新建纵向增强体心墙土石围堰等临时工程可参照执行。

堰塞湖后期治理与利用可采用纵向增强体心墙加固施工的方式将堰塞体改变成为永久挡水建筑物。

1.0.3 本导则规定增强体是指采用钢筋混凝土或钢管混凝土所形成的刚性材料，刚性的增强体在土石坝中首先满足防渗性要求（形成刚性防渗心墙），其次满足结构性要求（即满足坝体受力变形和稳定性），最后在遭遇较大或超标洪水出现漫顶时，由于增强体心墙的存在而不出现溃坝或延缓溃坝时间、降低溃坝风险，从而实现保坝安全和保障下游安全。

1.0.4 纵向增强体心墙土石坝的推广应用应进一步积极开展有关科学研究和计算分析，以完善增强体土石坝的建坝理论。

1.0.5 纵向增强体心墙土石坝的设计条件划分与常规的碾压式土石坝相同，根据所处的工作状况和受力性质分为：

- 1 正常运用条件
- 2 非常运行条件 1
- 3 非常运行条件 2

1.0.6 本规范引用的主要标准如下：

GB 175-2007/XG1-2009 通用硅酸盐水泥

GB200 中热硅酸盐水泥、低热硅酸盐水泥、低热矿渣硅酸盐水泥

GB/T 5005-2010 钻井液材料规范

GB50010 混凝土结构设计规范

GB50204 混凝土结构工程施工质量验收规范

GB50936-2014 钢管混凝土结构设计规范

SL 52-2015 水利水电工程施工测量规范

SL 62-2014 水工建筑物水泥灌浆施工技术规范

SL 174-2014 水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范

SL 176-2007 水利水电工程施工质量检验与评定规程

SL191 水工混凝土结构设计规范

SL237 土工试验规程

SL251-2015 水利水电工程天然建筑材料勘察规程

SL274-2001 碾压式土石坝设计规范

SL345 水利水电工程注水试验规程

SL352 水工混凝土试验规程

SL677-2014 水工混凝土施工规范

SL379—2007 水工挡土墙设计规范

SL530-2012 大坝安全监测仪器检验测试规程

SL531-2012 大坝安全监测仪器安装标准

SL551-2012 土石坝安全监测技术规范

SL 632-2012 水利水电单元工程施工质量验收评定标准 混凝土工程

SL 725-2016 水利水电工程安全监测设计规范

DL/T5129-2013 碾压式土石坝施工规范

JCJ01-89 钢管混凝土设计与施工规程

CECS28-2012 钢管混凝土结构设计与施工规程

1.0.7 纵向增强体心墙土石坝的设计与施工除了遵循本导则中的有关规定以外，还应符合相应规范的相关要求。

2 术语

2.0.1 增强体 reinforced body

增强体系在土石坝中建造集防渗与受力为一体的刚性结构体，该结构体具有承担防渗、受力、抵抗变形作用，通过预设钢桁架与后期帷幕灌浆钢管，按地下连续墙的施工方式建造的刚性墙体，墙体底部一般嵌入坝基并通过墙下帷幕灌浆与坝基紧密连接，最终形成不可变形的固定端。

2.0.2 纵向增强体心墙土石坝 longitudinal reinforcement earth dam with central core

纵向增强体心墙土石坝是指防渗心墙由刚性材料建造的一种土石坝，是基于常规土石坝并在其内部建造集防渗与受力为一体的刚性结构体心墙（即增强体）构成的一种新坝型。增强体既起到防渗体作用，能有效降低墙体下游浸润面高程和减小坝体渗漏量；又起到结构体作用，增强了土石坝的抗变形能力，提高了坝体安全稳定性；还能防止可能出现的超标准洪水漫坝溢流引发的坝体溃决，从而保障坝体及下游的安全。

2.0.3 常规土石坝 conventional or traditional earth dams

指由柔性防渗材料(如粘土、砾石土、土工膜或沥青混凝土等)组成的土石坝。

2.0.4 泥浆护壁 mud shield

膨润土或黏土分散于水中所形成的胶体悬浮液，在防渗墙施工中起固壁、冷却、携带及悬浮岩屑等作用。

2.0.5 槽孔 trench

为施工纵向增强体心墙墙段而钻凿或挖掘的狭长深槽。

2.0.6 钢桁架 steel truss

为了固定墙内预埋灌浆钢管，保障墙体施工质量，造孔完成后下设在槽孔内的增强体钢制骨架。

2.0.7 预埋灌浆钢管 pre-buried grouted steel pipes

伴随钢桁架下设的用于成墙后坝基帷幕灌浆的圆形钢管。

2.0.8 钢管混凝土 concrete-filled steel pipes

通过预埋灌浆钢管进行坝基帷幕灌浆并采用混凝土封管后的结构体。

2.0.9 水工挡土墙 hydraulic retaining wall

水利水电工程中承受土压力、水压力、防止土体塌滑的阻挡结构。

2.0.10 下拉（曳）荷载 down-drag

坝体填筑料由于沉降变形引起的相对于增强体向下位移所引起的产生在墙体上、下游两侧表面的拖曳荷载。

2.0.11 变位 displacement

增强体心墙结构在坝体中是底端固定、顶部自由变形的悬臂梁，在相应荷载作用下，增强体自顶部至底部沿程存在的相对于心墙轴线的变位。

2.0.12 基本荷载组合 fundamental load combination

施工和运行阶段坝体与增强体承受的永久荷载效应与可变荷载的常态组合。

2.0.13 受力安全系数 Force safety factor of longitudinal reinforced body

纵向增强体在坝体中将受到来自上下游土水荷载的作用，不同设计工况的荷载作用是不一样的。定义受力安全系数为同一设计工况下增强体所受到的被动压力与主动压力的比值。

2.0.14 上游主(被)动压力 Upstream active (passive) thrust

蓄水运行期上游水荷载和上游坝体填筑料形成的对纵向增强体心墙的主动压力，或者在水位骤降时纵向增强体受到的上游被动压力。

2.0.15 下游主(被)动压力 Downstream active (passive) thrust

库水骤降时下游对纵向增强体的主动压力，或蓄水运行期增强体受到的下游被动压力作用。

2.0.16 分阶段施工法 Stage-by-stage construction method

按照设计要求进行且适合实际情况的纵向增强体心墙土石坝分阶段施工安排。

2.0.17 安全监测 Safety monitoring

为了大坝的运行安全而采取的对坝体应力和变形特性以及分布的监测措施。

2.0.18 浸润线 saturation line

纵向增强体心墙能够最大限度地降低墙体下游坝体中的渗流形成的浸润高程，不同浸润高程构成的线为浸润线。

2.0.19 漫顶不溃 overtopping without dam break

纵向增强体心墙土石坝在遭遇一定频率洪水漫顶时，能够保持不溃坝或缓溃坝。

2.0.20 漫顶不溃安全系数 Safety factor of overtopping without dam break

增强体单独承受上游荷载作用时维持不被折断的最大深度与洪水冲刷最大深度的比值，是纵向增强体心墙土石坝在遭遇设计与校核工况时洪水漫顶保持不溃坝的安全程度。

3 增强体心墙原材料

3.1 一般规定

3.1.1 增强体心墙所用的拌和用水、水泥、骨料、掺合料、外加剂、型钢、钢筋、钢管等原材料应符合国家现行和行业有关标准的规定。

3.1.2 已批准使用的原材料在使用之前应集中妥善保存，以确保原材料的物理力学性能、化学性能保持不变。

3.2 混凝土骨料

3.2.1 增强体心墙的混凝土骨料可选用天然骨料或人工骨料。骨料受限于当地条件制约等特殊情
况而不满足相关技术标准规定时，应进行专门技术试验论证。

3.2.2 骨料品质应符合《水利水电工程单元工程质量评定标准——混凝土工程》(SL632)的相关
规定，所含有机质、泥块、硫化物等有害物质的含量应严格控制。

3.2.3 粗骨料应新鲜、质地较坚硬、磨圆度较好，骨料级配宜按 2—3 级配进行制备，其颗粒粒
径不宜超过 40—60mm，含泥量应不大于 1.0%，可参照《水工混凝土施工规范》(SL677-2014)
相关规定选择。

如果限于当地条件，粗骨料中软岩含量不宜超过粗骨料含量的 15—20%，具体宜由试验确定。

3.2.4 细骨料（天然砂或人工砂）的含泥量不应大于 3—5%，细度模数应在 2.2—3.0 之间，细度
模数如超出规定值应进行试验论证。

3.3 水泥

3.3.1 凡符合国家标准的普通硅酸盐水泥均可采用。水泥品质应符合《通用硅酸盐水泥》(GB175)、
《中热硅酸盐水泥、低热硅酸盐水泥、低热矿渣硅酸盐水泥》(GB200) 的要求。

3.3.2 水泥的品质、运输和储存条件应符合《通用硅酸盐水泥》国家标准第 1 号修改单 (GB
175-2007/XG1-2009) 的要求。

3.3.3 水泥应新鲜无结块，细度要求为通过 80 μ m 标准筛的筛余量不大于 5%。施工过程中，应
定期进行细度检测。

3.4 水

3.4.1 混凝土拌制用水应符合《水工混凝土施工规范》(SL 677-2014) 拌制水工混凝土用水第 5.6

节的要求。

3.5 外加剂

3.5.1 外加剂应满足《水工混凝土外加剂技术规程》(DL/T 5100-2014)的规定,外加剂品种的选用和掺入量应通过实验确定。

3.5.2 增强体心墙混凝土根据需要可掺用高效减水剂或引气剂,夏季施工时可掺用满足缓凝性要求的缓凝性减水剂。

3.6 掺合料

3.6.1 帷幕灌浆材料的掺合料宜选用膨润土,其质量标准应按照《钻井液材料规范》(GB/T 5005-2010)规定执行。

3.6.2 增强体心墙混凝土可掺入粉煤灰、粒化高炉矿渣粉、硅灰、磷渣粉、复合矿物掺合料等矿物掺合料。掺用品种和掺和量等相关掺合指标应根据工程实际情况、技术要求和经济性价比等因素,通过试验论证综合选定。

3.7 钢材

3.7.1 钢筋、钢管的选用应考虑增强体结构性要求。钢筋选用宜按照《水工混凝土结构设计规范》(SL191)执行。钢管还应满足后期灌浆需要,宜选用无缝钢管并,规格为 DN100—DN125,尺寸(外径×壁厚)108×4.0—133×4.5mm。

3.7.2 钢桁架的型钢选用应满足下设时的稳定要求,防止变形。型钢包括槽钢和角钢两类,可选用各类适当的型钢作为加固结构的构件,尺寸应满足现场施工需要。

4 增强体心墙混凝土技术要求

4.1 一般规定

4.1.1 根据大坝工程等级和坝高，增强体心墙物理力学指标应不低于 C20 强度等级的要求，抗渗等级应达到 W6—W8。

4.1.2 墙体预埋钢管应采用外径不小于 ϕ 108mm、厚壁 4.0—18mm 的钢管，后期封堵形成强度较高的钢管混凝土，与钢桁架共同形成增强体。

4.2 增强体心墙混凝土

4.2.1 增强体心墙混凝土施工配制强度应遵循下列规定：

- 1 普通混凝土的配制强度应按照《水工混凝土试验规程》SL352 的要求计算确定。
- 2 应考虑泥浆下浇筑条件对实际强度的不利影响。
- 3 混凝土的胶凝材料用量不宜少于 $350\text{kg}/\text{m}^3$ ，水胶比不宜大于 0.60，砂率不宜小于 40%。

4.2.2 增强体心墙混凝土的性能应具有良好的流动性和扩散性，并具有足够的重度。混凝土入槽坍落度应为 180~220mm，扩散度应为 340~400mm，坍落度保持 150mm 以上的时间应不小于 1h；初凝时间应不小于 6h，终凝时间不宜大于 24h；混凝土浆材的密度不宜小于 $2100\text{kg}/\text{m}^3$ 。

4.3 钢管混凝土

4.3.1 预埋钢管应预先固定于钢桁架并同时下设，后期作为坝基灌浆管使用，最后管内注入细石混凝土封孔，形成由钢桁架和钢管内外混凝土组成增强体心墙结构。

4.3.2 由钢管及钢管内混凝土、钢管外的钢筋混凝土、保护层混凝土组成的增强体，管内混凝土强度等级不宜低于管外混凝土的强度等级。

4.3.3 增强体的抗压强度、抗剪强度、抗弯强度、弹性模量等指标宜由《钢管混凝土结构设计规范》(GB50936-2014)、《钢管混凝土结构设计与施工规程》(CECS28-2012)、《钢管混凝土设计与施工规程》(JCJ01-89)、《混凝土结构设计规范》(GB50010-2010)和《水工混凝土结构设计规范》(SL191-2008)合理选取，有条件时可通过试验确定。

5 坝体设计

5.1 一般规定

5.1.1 纵向增强体心墙土石坝除心墙外，其它坝体设计可参照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》规定执行。

5.1.2 坝型的选择应根据坝址的水文气象、地形地质条件、筑坝材料分布情况、施工交通条件、建设和运行管理的经济造价、防洪安全等多种因素进行综合考虑，经技术、安全、经济比较后确定。

5.1.3 纵向增强体沿坝轴线平行展布，其轴线与坝轴线平行设置。纵向增强体轴线一般布置在坝轴线上游侧，两轴线距离不应超过坝顶设计宽度的三分之一。

5.1.4 增强体心墙应采用垂直式布置，不宜布置为倾斜式或垂直式与倾斜式的组合型式。

5.2 坝体结构

5.2.1 坝体分区可参照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》布置，结合纵向增强体心墙土石坝的特点，宜分为增强体功能区、上游过渡层区、下游过渡层区、上游坝壳填筑料（堆石）区、下游坝壳填筑料（堆石）区、下游排水体区（如下游坝壳料为石渣料时，可设排水体或排水带）、上下游坝体护坡、增强体心墙底部帷幕灌浆体等区。

5.2.2 纵向增强体心墙土石坝的上、下游坝坡应按坝高、工程等级和大坝运行工况以及筑坝材料的力学指标，经技术经济综合比较确定，坝坡的坡角不宜超过筑坝料内摩擦角的 0.9—0.95。

5.2.3 坝顶超高应按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》确定，可不预留竣工后的沉降超高。

5.2.4 坝顶构造应按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》确定。

5.2.5 增强体心墙上下游可不设反滤层。下游排水体（带）与筑坝料交界面以及下游渗流出逸处，如不满足反滤要求，则应设置反滤层，其设计应按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》5.6 确定。

5.2.6 增强体心墙上、下游两侧应设过渡层，其材料应具有一定的防渗性能和抗变形能力，并满足增强体心墙造孔施工、保证泥浆护壁效果等要求。

5.2.7 上游过渡层材料颗粒级配应连续，最大颗粒粒径不宜超过 200mm，小于 5mm 颗粒含量不大于 40%，小于 0.075mm 颗粒含量不大于 10%，相对密度不宜小于 0.90。

5.2.8 下游过渡层材料颗粒级配应连续，最大颗粒粒径不宜超过 200mm，小于 5mm 颗粒含量不

宜超过 30%，小于 0.075mm 颗粒含量不宜超过 5%。下游过渡层应填筑密实，相对密度不宜小于 0.85。

5.2.9 上、下游过渡层自下而上采用等宽度或变宽度均可，其顶部水平宽度不宜小于 3.00m。压实后的上、下游过渡层渗透系数宜为 $A \times 10^{-3} - A \times 10^{-4} \text{cm/s}$ 。

5.2.10 上游坝壳填筑料宜分为两个区，水位以上排水区的坝壳材料宜选用透水性较好的填筑料，水位以下坝壳材料应尽量利用各种开挖料。

水位变动区的坝壳料宜采用新鲜、中等强度以上的块石料，最大粒径不应超过压实层的厚度，小于 5mm 颗粒含量不宜超过 25%，小于 0.075mm 颗粒含量不宜超过 5%。若采用软岩作为坝体填筑料，其湿抗压强度不应低于 15—20MPa，压实后的颗粒级配应良好连续，小于 5mm 颗粒含量不宜超过 35%，小于 0.075mm 颗粒含量不宜超过 15%。

上游坝壳料的填筑密度依现场碾压试验确定。硬质岩料的孔隙率不宜大于 24%，软岩料的孔隙率不宜大于 22%。

5.2.11 下游坝壳填筑料的抗剪强度应满足下游坝体的稳定性。坝壳料颗粒级配宜良好连续，具中强透水性（其渗透系数宜大于 $A \times 10^{-2} \text{cm/s}$ ）。硬质岩料的孔隙率不宜大于 24%，软岩料的孔隙率不宜大于 22%。

若采用软岩作为坝体下游填筑料，其湿抗压强度不应低于 15—20MPa，压实后的颗粒级配应良好连续，小于 5mm 颗粒含量不宜超过 35%，小于 0.075mm 颗粒含量不宜超过 15%。可在软岩填筑料内设置垂直向和水平向排水体（带），排水体（带）应合理连接保持排水通畅，并与下游排水棱体相连。

5.2.12 坝体下游排水宜按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》确定。

5.2.13 上、下游护坡宜按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》确定。

5.2.14 下游坝面排水宜按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》确定。

5.1.15 依据有关规范规定，对 2、3 级及以下的坝，增强体心墙底部帷幕灌浆应按不超过 5—10Lu 的标准控制灌浆底界。

5.3 渗流计算

5.3.1 纵向增强体心墙土石坝的渗流计算应参照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》相关规定进行。

5.3.2 增强体心墙墙体厚度计算值应依据水库大坝水位特征和坝体填筑料的物理力学性质，以满

足增强体防渗以及相应的下游侧出渗水位高程、渗透水量、满足墙体渗透稳定性的下游填筑体水平宽度等值的要求进行计算，计算方法详见附录 A。

5.3.3 增强体心墙的设计厚度值是基于墙体计算值，再综合考虑机械施工条件、增强体与坝体填筑料的物理力学性质最终确定，应是墙体厚度计算值的 1.3-1.7 倍。

5.3.4 依据确定的增强体心墙设计厚度值，应进一步复核下游侧出渗水位高程、渗透水量、满足墙体渗透稳定性的下游填筑体水平宽度等值。计算方法详见附录 A。

5.4 大坝稳定计算

5.4.1 纵向增强体心墙土石坝与常规土石坝一样，在施工建设、蓄水运行和水位消落各个时期，依据不同工况和不同荷载，应分别计算分析大坝上下游坝坡的稳定性。稳定计算宜按《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》相关规定执行。

5.4.2 各种计算工况筑坝材料的抗剪强度参数指标应按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》8.3 的规定选定。

5.4.3 坝坡抗滑稳定计算分析方法应按《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》8.3.9 的规定选用。

5.4.4 坝坡抗滑稳定安全系数不应小于《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》8.3.9 的规定。

5.5 变形与应力计算

5.5.1 坝体沉降计算可按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》8.4.1 有关分层总和法的方法进行计算，为了便于对比，也可按照模量法进行计算。采用模量法计算的具体方法详见附录 B。

5.5.2 纵向增强体心墙土石坝建成后，宜采用有限元计算分析各种工况下坝体的应力与变形状态，有限元计算应按施工填筑和蓄水模拟加荷过程，增强体心墙与上下游过渡料界面宜接触面单元进行模拟。

5.5.3 根据有限元计算成果，首先分析增强体心墙的应力与变形及其变化规律是否满足墙体材料的安全允许值，并分析坝体是否存在剪切破坏和应力水平分布状况，据此，提出解决措施。

5.5.4 有限元计算的所需参数宜由试验测定，也可结合工程类比综合确定。试验用料应具有代表性和典型性，试验条件和加荷方式宜反映坝体施工、运行条件。试验应按《土工试验规程》（SL237）进行。

5.5.5 应对纵向增强体土石坝各种工况的计算分析成果进行分析、复核，掌握相应工况坝体的应力与变形性质，检验计算分析成果的正确性与合理性。在施工期的计算成果应与原型观测、施工

质量检测等资料进行对比、验证。

6 荷载

6.1 一般规定

6.1.1 荷载分析应将增强体心墙作为夹在土石坝填筑体中的挡土墙，上下游坝体分别作为墙后填土。

6.1.2 增强体心墙作为挡土墙，其底部为与基础通过浇筑或灌浆固结的固定端，不得有变位。

6.2 荷载分类与组合

6.2.1 作用在增强体心墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两大类。

1 基本荷载主要有以下各项：

- 1) 增强体作为挡土墙结构的自重；
- 2) 增强体顶部至坝顶高程范围（亦称通填区）的垂直土重力（附加荷载）；
- 3) 增强体作为挡土墙受上下游两侧壁过渡料的沉降变形而引起的向下拉曳荷载作用；
- 4) 施工完建时坝体上下游产生的水平土压力；
- 5) 运行期墙体上游面相应于正常高水位、设计洪水位的静水压力，下游的静水压力；

2 特殊荷载主要有以下各项：

- 1) 相应于校核洪水水位心墙上下游面的静水压力；
- 2) 地震荷载；
- 3) 洪水引起漫顶冲刷形成冲坑使增强体上部一定范围的墙体单独受力。

6.2.2 增强体心墙受力分析时，应按不同工况将可能同时作用的荷载进行组合，并按下表规定进行组合分析。

表 6.2.2 荷载组合表

荷载组合	计算工况	荷载							说明
		自重	附加荷载	土压力	水荷载	下曳荷载	地震荷载	洪水漫顶	
基本组合	施工完建	√	√	√		√			包含施工在建时的情况
	正常运行	√	√	√	√	√			正常运行时各种荷载影响，可不计风浪作用。
	设计洪水	√	√	√	√	√		√	对应水位时的各种荷载作用，可不计风浪作用。
特殊组合 I	水位骤降	√	√	√		√			考虑增强体顶高程以下上游堆石区处于饱水状态。
	校核洪水	√	√	√	√	√		√	对应水位的各种荷载作用。
特殊组合 II	地震荷载	√	√	√	√		√		按正常运行与地震的组合情况。

6.3 荷载计算

6.3.1 各类材料自重计算应按其几何尺寸及相应材料容重计算确定。

6.3.2 增强体心墙可视为填土中的底部固定的地下连续挡土墙，应按表 6.2.2 各计算工况的荷载组合进行墙体的复核计算。

6.3.3 增强体心墙与上下游坝壳填筑体（含过渡料）由于沉降变形存在差异，在增强体表面有向下的拖曳力（即下拉荷载），其计算方法见附录 B、D。

6.3.4 增强体心墙设有后期帷幕与固结灌浆用的钢管，结构上成为钢管混凝土，宜按中国工程标准化协会编制的《钢管混凝土结构设计及施工规程》（CECS28:90）或《钢管混凝土设计与施工规程》（JCJ01-89）有关规定选择计算参数指标。

7 增强体心墙设计

7.1 一般规定

7.1.1 增强体心墙底部高程的选择可按本导则第 8 章有关规定执行。增强体顶部高程应高于水库特征水位（正常蓄水位、设计洪水位、校核洪水位）的最高值 0.3—0.5m。

7.1.2 增强体心墙应采用混凝土浇筑式施工方式，即土石坝填筑到接近设计挡水高程后，通过搭建施工平台，采用混凝土防渗墙机械化施工方式，按造孔、浇筑、帷幕灌浆等工序，在坝体内完成一道类似于地下连续墙的整体防渗结构。

7.1.3 增强体心墙底部与坝基通过灌浆连接为一整体，可视为不可变形的固定端。增强体顶部为允许适当变形的自由端。

7.1.4 增强体心墙的荷载计算应按正截面进行，截面应变保持为平面应变，且不计混凝土的抗拉强度。增强体心墙可按钢管混凝土或钢筋混凝土选择有关计算参数。

7.2 增强体心墙厚度

7.2.1 增强体心墙计算厚度 δ 应按本导则附录 A 计算确定，当计算厚度 $\delta \leq 30\text{cm}$ 时，取 30cm。

7.2.2 增强体心墙宜沿坝高呈等厚度布置。

7.2.3 增强体心墙设计厚度宜根据计算厚度、工程等级和机械化施工条件等综合选定。设计厚度宜按 5.3.3 执行。

7.2.4 增强体心墙顶部以上应设保护层（通填区），保护层高度（通填区高度）应根据坝顶层结构型式、上部影响深度等因素综合确定，不能低于《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》规定的坝顶超高值。

7.3 增强体心墙变形计算

7.3.1 增强体心墙变形计算应按底部为固定端、顶部为自由端的悬臂结构进行计算墙体顶部自由端的变位、挠度值。具体计算见附录 B。

7.3.2 经验算增强体心墙顶部自由端的挠度变位值不得超过如下标准：

$$\text{计算挠度值} \quad y_i \leq H_0 / 500 \quad (7.3-1)$$

$$\text{计算转角值} \quad \theta_i \leq \frac{H_0}{600\delta} \quad (7.3-2)$$

式中： y_i ——各工况的计算挠度值（单位 cm）；

θ_i ——各工况的计算转角值（单位：弧度）；

δ ——增强体心墙厚度（单位：m）；

H_0 ——增强体从底部至顶部的计算高度（单位：m）。

7.4 增强体心墙受力分析

7.4.1 增强体心墙可视为填土中的底部固定的地下连续挡土墙，作用在墙体上的上下游坝壳填筑体荷载应根据其填筑性质、坝顶坡角等计算确定。计算方法详见附录 C。

7.4.2 在多种工况下，增强体心墙将同时受到墙前主动压力和墙后被动压力作用，同一工况的被动压力与主动压力之比（称为增强体受力安全系数）不应小于表 7.4.2 规定的允许值。

特殊情况，竣工期上下游填筑体对增强体心墙的作用应基本满足静止土压力条件，这种比值接近 1.0。

表 7.4.2 增强体心墙受力安全系数允许值

荷载组合	增强体心墙（挡土墙）级别			备注
	2	3	4	
基本组合	1.40	1.40	1.30	详见《水工挡土墙设计规范》(SL379-2007)之表 3.2.10

7.4.3 施工完建期在理论上处于静止压力状态，此时增强体最不利受力状态应为上下游均为主动土压力。

7.4.4 蓄水运行期，增强体心墙受力状态应为正常水位或设计与校核洪水位连同上游堆石体对墙体的主动土压力，此时下游坝体为被动土压力区。

7.4.5 水位骤降期，增强体心墙受力状态因上游堆石体处于饱和状态，此时上游坝体应为被动土压力区，下游堆石对墙体的主动土压力作用。

7.4.6 地震荷载计算应按照《水工建筑物抗震设计规范》(SL203) 有关规定执行，此时上游坝体为主动土压力区，下游为被动土压力区。

7.5 增强体结构

7.5.1 增强体心墙底部压应力应按正截面计算，计算荷载有自重、下拉荷载、堆石通填区压重等，计算方法见附录 D。

7.5.2 增强体心墙底部压应力按极限状态设计计算，应满足《水工混凝土结构设计规范》

(SL191-2008) 第 3.2 有关规定。

7.5.3 增强体心墙高度厚度比较大，上下游大坝填筑体对心墙具有围护作用，可不考虑墙体抗倾稳定性。

7.5.4 增强体心墙底部固定，变形微小，荷载计算并未出现拉应力，并且内置灌浆钢管混凝土具有一定的抗拉能力，可采用有限元分析方法等有关计算方法对增强体开展不同工况应力与变形复核计算。

7.6 心墙与坝基、岸坡及其它建筑物的连接

7.6.1 增强体心墙与坝基、岸坡以及建筑物的连接应做好防渗和防止差异变形引起的开裂等，并满足一般土石坝设计与施工规程规范的相关要求。

7.6.2 增强体心墙与坝基、岸坡的连接应妥善设计和处理，并保证施工质量。墙体底部（含预埋钢管）嵌入坝基岩体的深度宜根据基岩的具体情况来定。对中硬以上基岩（饱和抗压强度大于 30MPa），嵌入深度应为 0.5—1.0m；对弱风化岩体或软岩（饱和抗压强度小于 30MPa），嵌入深度应为 1.0—2.0m；对强风化岩体或破碎岩体宜为 1.5—3.0m。当坝基为强度较高的硬质土层，墙底嵌入土层的深度可取 1.0—2.0m；坝基为强度较低的一般性土层，墙底嵌入土层的深度可取 3.0—5.0m；应做好接触面清理施工。

7.6.3 墙体与岸坡的接触面应加强质量控制，应保证墙体有足够嵌入岸坡的深度。接触面不宜过陡，应满足对岩质岸坡不宜陡于 1: 0.3—0.5，对土质岸坡不宜陡于 1: 1.2—1.5，墙体施工应保证墙底全部嵌入地基内，其深度满足前款要求，同时还应满足墙体施工对坡度的专门要求。

7.6.4 增强体心墙与其它建筑物的连接应防止接触面的集中渗透，以及因沉降差引起的裂缝、开裂等情况。应采用接触面灌浆或扩大接触面灌浆等方式做好防渗连接，保证足够的渗径长度。对沉降差引发的裂缝、开裂，应采用外围补强固结灌浆的方式消除裂缝。

8 增强体心墙基础处理

8.1 一般规定

8.1.1 纵向增强体心墙土石坝的坝基应按《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)有关坝基处理的规定要求执行。

8.1.2 纵向增强体心墙土石坝垂直防渗体系应确保坝体防渗心墙和坝体以下坝基灌浆帷幕防渗连为整体,坝基防渗可不考虑上游设置防渗铺盖的水平防渗处理形式。

8.1.3 对新建项目,增强体心墙基础宜预先形成开挖建基面,并按要求回填过渡料以作为后期墙体施工的接应。

8.2 软弱基础处理

8.2.1 当增强体心墙建基遇到《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)之6规定的软弱基础时,应清除不宜作为增强体建基面的软弱层,建基面宜现场确定。

8.2.2 增强体心墙基础开挖深度较大时(一般大于2m,但不宜超过5m),宜按基础临时边坡开挖到建基高程,建基高程面的开挖宽度应不小于增强体心墙厚度的4-5倍,基坑应采用过渡料回填,并碾压密实。

8.3 砂砾石基础处理

8.3.1 砂砾石作为增强体心墙基础时,应查明其分布情况,以及物质组成、级配性状、密实程度和渗透特性等物理力学指标。在震害烈度区,还应了解其液化性能等动力特性指标。勘测试验应按《水利水电工程地质勘察规范》(GB50287-99)和《土工试验规程》(SL237-1999)执行。

8.3.2 建于砂砾石基础上的增强体心墙建基面嵌入深度应综合砂砾石覆盖层的厚度、渗透性及水库防渗要求等因素确定,对较薄砂砾石地层增强体心墙应击穿该覆盖层,使墙体底部建基于下部相对不透水或弱透水基础上。对深厚砂砾石地层增强体心墙应建基于相对密实层,其深度应根据基础防渗需要选定。

8.3.3 对于新建坝,当坝基砂砾石地基较薄时,增强体心墙底部宜采用明挖回填的型式建基,预埋过渡料作为其后墙体施工的接应;砂砾石地基深度较大时,宜采用相对深入的建基高程合理确定上部防渗墙和下部帷幕灌浆的连接,保证技术可靠前提下的经济合理。帷幕灌浆最大深度应由坝基渗流稳定控制,并满足坝基渗透稳定要求。

8.4 基岩基础处理

8.4.1 基岩作为增强体心墙基础应依据有关规范查明基岩的工程地质与水文地质特性。如存在软弱夹层、透水带与通道、断层与风化破碎带等不利基础条件时，应对增强体基础进行处理。

8.4.2 基础范围存在断层、破碎带、软弱夹层等不良地质构造，应进行适当清除并回填过渡料，如不良地质构造规模较大，宜适当开展固结灌浆，便于接应后期的增强体施工。

8.4.3 固结灌浆压力宜选用 0.1—0.3MPa 低压力，根据灌浆试验确定。

8.4.4 固结灌浆后应进行质量检查，检查孔的数量不宜少于固结灌浆总数的 5%。

8.4.5 固结灌浆对浆液材料的技术要求、灌浆方式、结束标准等应按照《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》（SL62-2014）执行。

8.4.6 坝基帷幕灌浆深度应按照水工建筑物等级、水头大小、坝基地质条件、渗透特性和对帷幕所提出的防渗要求等因素进行综合确定。

8.4.7 帷幕灌浆的设计标准应按灌后基岩的透水率控制。对 2 级坝或中低坝透水率控制应不超过 5Lu，3 级及以下的坝控制透水率应在 5—10Lu 之间。

9 大坝施工

9.1 一般规定

9.1.1 纵向增强体心墙土石坝有关施工方法可参照《土石坝施工组织设计规范》(SL648-2013)、《碾压式土石坝施工规范》(DL/T5129-2013)等施工规范执行。

9.1.2 坝体施工填筑前应在预留增强体施工范围内的坝基表面进行量测,绘制平、剖面图,进行地质编录,范围以过渡料外1米(横向)、左右两岸墙体外2米(纵向)为宜。

9.2 施工填筑

9.2.1 坝体填筑宜采用全断面的施工方法。如考虑防洪度汛等要求,可按防洪度汛标准设计分期施工的临时断面。临时断面的分期分区施工应综合考虑工程总体施工布置、施工总进度、度汛导流等因素拟定,同时应做好临时断面上、下游坝面的防护与排水措施。

9.2.2 先期进行施工填筑的坝壳料断面,应按设计计算稳定的边坡填筑,坝壳料采用砂砾石料边坡坡比不宜陡于1:1.6,堆石料边坡坡比不宜陡于1:1.4,石渣料边坡坡比不宜陡于1:1.5。

9.2.3 坝体填筑时,应在后期增强体施工的范围内按设计宽度填筑过渡料,并与坝壳料同步施工。

9.2.4 大坝分区分期施工填筑上升,相对高差不宜超过5米。全断面施工应根据不同料物分区,并按试验与设计的要求确定施工碾压工艺参数,保证坝体填筑质量。

10 增强体心墙施工

10.1 一般规定

10.1.1 增强体心墙施工应在大坝按预定方案填筑至墙体施工平台后 3—4 个月，至坝体沉降基本稳定后进行。增强体心墙施工前，设计单位应向施工单位进行技术交底，说明增强体心墙的设计技术要求、施工场地条件要求等，施工单位应按批准的设计及招标文件编制施工组织设计。

10.1.2 建设单位应提供下列有关文件和资料：

- 1 施工图阶段的防渗墙设计图纸和说明书。
- 2 墙体材料的种类、性能指标及其施工技术要求。
- 3 坝址工程地质和水文地质资料、墙体轴线处的勘探孔柱状图和地质剖面图，勘探孔的间距可为 50~100m，地质条件变化较大时，勘探孔间距不宜大于 20m。
- 4 造孔采用的泥浆材料及墙体材料的产地、质量、储量、开采运输条件等资料。
- 5 施工区域内的各类建筑物、永久与临时设施等详细资料。
- 6 对震动、噪声、排污等有关环境保护的要求及说明资料。
- 7 水文气象资料。
- 8 施工中应使用的标准以及有关的其他文件。

10.1.3 施工供水、供电、供浆、道路、排水等设施，应在开工前准备就绪。

10.1.4 开工之前应根据施工要求和施工条件进行导墙和施工平台设计、建造。增强体施工必须具有足够的施工平台，便于布置机械、材料和场地，施工场地应进行平整，保证施工机械正常作业。施工平台高程应由增强体顶部高程控制，参照本导则之 7.1。

10.1.5 增强体心墙宜采用类似于地下混凝土连续墙的施工方法，沿坝体中预留预定宽度的过渡料轴线位置，按照间隔式分序施工。必要时，宜在坝体现场进行施工试验，或在地质条件类似的地点进行施工试验。

10.1.6 增强体心墙施工除了遵循本导则的有关规定以外，还应执行《水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范》（SL174—2014）的规定。

10.2 槽孔建造

10.2.1 在坝体中进行槽孔建造成槽，宜采用对坝体影响较小的钻抓法进行施工。槽孔建造设备宜根据地层情况、墙体结构型式及设备性能进行选择，必要时可选用多种设备组合施工。

10.2.2 槽孔的厚度应由本导则有关增强体心墙的设计厚度确定（详见 5、7），按照满足防渗要求

的计算厚度和施工机具造孔的宽度确定。槽孔长度应综合考虑机具性能、成槽方法、成槽历时、墙体材料供应强度、墙体预留灌浆管的位置、槽孔接头管布置等因素。槽孔深度应从施工平台直至增强体墙底。

10.2.3 槽孔宜分期建造，采用间隔式施工方法，同时施工的相邻槽孔之间应留有足够的安全距离。

10.2.4 在坝体过渡层进行槽孔建造时，固壁泥浆面应保持在导墙顶面以下 300~500mm。沿程存在一定的泥浆漏失，应用时补浆。漏失量较大时，应立即调整浆液浓度。

10.2.5 应按下列要求控制槽孔建造质量：

- 1 槽壁应垂直平整。
- 2 孔位允许偏差不大于 30mm。
- 3 槽孔深度（包括入岩深度）满足设计要求。
- 4 孔斜率：成槽施工时不应大于 4%。
- 5 应采取措施保证设计墙厚，槽孔在任一深度的偏差值，不应超过设计墙厚的 1/10,且不超过 6cm。

10.3 增强体混凝土施工

10.3.1 纵向增强体心墙混凝土浇筑前，应拟定浇筑施工方案，主要包括下列内容：

- 1 据选定的施工平台高程，按槽孔纵剖面图拟定浇筑顺序、浇筑方法、主要技术保障措施。
- 2 总体施工进度、单位槽孔浇筑进度与方量、浆材供应强度、浇筑高程。
- 3 导管等浇筑机具及钢桁架及灌浆钢管的布置与组合。
- 4 混凝土配合比、原材料品种及用量。

10.3.2 混凝土的实际拌和及运输能力，应不小于平均计划浇筑强度的 1.5 倍，并大于最大计划浇筑强度。

10.3.3 运至槽口的混凝土应具有良好的施工性能。混凝土的浇筑应连续进行，若因故中断，中断时间不宜超过 40min。

10.3.4 增强体心墙混凝土浇筑过程中应遵守下列规定：

- 1 导管理入混凝土的最小深度不宜小于 2m，最大深度也不宜大于 6m，在混凝土面上升较快时，可适当加大，但不宜超过 8m；当混凝土顶面接近孔口或设计墙顶高程时，为便于混凝土流动，导管理深可适当减小，但不宜小于 1m。

- 2 导管直径不应小于骨料最大颗粒粒径的 4—6 倍。
- 3 混凝土面上升速度不应小于 2m/h。
- 4 混凝土面应均匀上升,各处高差应控制在 500mm 以内;相邻导管底部高差不宜超过 3.0m。
- 5 至少每隔 30min 应测量 1 次槽孔内混凝土面深度,每隔 2h 应测量 1 次导管内的混凝土面深度,并在现场填绘混凝土浇筑指示图。
- 6 槽孔口应设置盖板,避免混凝土由导管外撒落进入槽孔内。

10.3.5 混凝土终浇高程应高于设计规定的墙顶高程。

10.3.6 混凝土墙体应均匀完整,不应有混浆、夹泥、断墙、孔洞等。

10.4 钢桁架和预埋钢管

10.4.1 钢桁架的结构尺寸应遵守以下规定:

- 1 钢桁架的外形尺寸应根据槽段尺寸、接头型式及具备的起重能力等因素确定。
- 2 钢桁架在主体工程墙体中的保护层厚度应不小于 50mm。
- 3 钢桁架应采用大于 $\Phi 20\text{mm}$ 的钢筋制作,边壁宜采用 L4—5#号等边角钢并与钢筋焊接连接为整体。
- 4 预埋灌浆管与钢桁架应采用焊接方式连接,可考虑在灌浆管部位加设型钢等刚性体。
- 5 垂直钢筋净间距宜大于混凝土粗骨料直径的 3 倍。

10.4.2 预埋灌浆管间距应由坝基帷幕灌浆防渗设计确定,间距一般为 1.5—2m。其布置型式宜在相邻混凝土导管之间按前后错开或一排布置。

10.4.3 预埋灌浆管在灌浆完成以后应封堵从而形成钢管混凝土,采用强度等级不低于墙体混凝土的细石混凝土进行封堵,其最大颗粒粒径不超过 0.2d (d 为钢管内径)。

10.4.4 钢桁架加工应在预先做好的加工平台上进行,每段钢桁架分节长度应根据孔深、起吊高度、重量、在槽口总对接时间等条件综合考虑选定,高度一般不超过 6—8m。

10.4.5 钢桁架在存放和吊运过程中应采取措施防止产生扭曲变形。

10.4.6 钢桁架较长时,应选择合适的起吊点和起吊方法进行吊装。

10.4.7 钢桁架制作允许偏差应符合下列规定:

- 1 主筋间距 $\pm 10\text{mm}$ 。
- 2 箍筋和加强筋间距 $\pm 20\text{mm}$ 。
- 3 钢桁架的弯曲度不大于 1%。

10.4.8 钢桁架入槽定位允许偏差应符合下列规定：

- 1 标高±50mm。
- 2 垂直墙轴线方向±20mm。
- 3 沿轴线方向±50mm。
- 4 预埋管上下段孔口对接误差不超过 3mm，或采用套管导引。

10.4.9 预埋管应做好保护措施，防止异物坠入。

10.5 墙段连接

10.5.1 按间隔法施工的纵向增强体心墙的连接宜采用接头管（板）法施工。

10.5.2 采用其他连接方法时应严格控制接缝处端孔的孔斜率和接头洗刷质量，保证满足设计的防渗效果。

10.5.3 墙体连接施工应遵守《水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范》（SL174—2014）之 9 的有关具体规定。

10.6 灌浆与封堵

10.6.1 帷幕灌浆可按自上而下灌浆法或者自下而上分段卡塞法进行施工作业，具体施工方法及施工参数根据灌浆试验结果确定。

10.6.2 灌浆过程应控制灌浆压力由小到大逐步增加，防止突然增加压力。灌浆过程中发现大量漏浆、坡面冒浆等现象时，应降低灌浆压力或暂停灌浆，并进行处理。

10.6.3 混凝土墙体与坝基接触段灌浆时，如遇到吸浆量大于 30L/min 的大漏浆量且吸浆量超过 3h 未见减小也未发现冒浆现象时，应适当降低灌浆压力或在浆液中掺入速凝剂进行灌注。接触段灌浆完成后应待凝，待凝时间不小于 24h。

10.6.4 灌浆过程中应注意观察回浆量，防止灌浆管在孔内被浆液凝住，并采取措施防止发生“固管”现象。

10.6.5 灌浆结束后，应使用水灰比为 0.5 的新鲜浆液置换孔内稀浆或积水，并清洗孔内侧壁，验收合格后才能进行封孔。

10.6.6 采用孔口封闭法时，灌浆压力为该孔最大灌浆压力，封孔灌浆时间可为 1h。预埋灌浆管内充填混凝土，混凝土采用普通混凝土，强度等级不低于钢管外混凝土的强度等级。

10.6.7 监理单位应根据现场施工情况对封孔质量进行抽样检查，当检查封孔水泥结石不够密实、未完全凝固或孔口有渗水等情况时，应进行处理。

11 安全性评估

11.1 一般规定

11.1.1 在常规土石坝中建造增强体应进行安全性评估，分析评估增强体心墙突破作为单纯防渗功能的限制，而对坝体中的应力与变形分布产生的重要影响，分析评估墙体兼有防渗性和结构性双重特性的效果，分析评估对洪水漫顶不溃或缓溃的坝体安全运行保障。

11.1.2 在分析评估纵向增强体心墙土石坝是否有效降低漫顶溃坝的风险时，应对遭遇洪水漫顶溢流时，增强体心墙下游侧形成冲坑而出现的临空面，采用复核水力学方法计算出冲坑的深度和增强体承受上游各种荷载的极限高度，比较分析土石坝的安全性。

11.1.3 洪水漫顶复核计算应按设计洪水和校核洪水两种情况进行，其它洪水频率的复核可参照执行。

11.2 洪水漫顶的安全性评估

11.2.1 安全性评估所需资料应包括下列内容：

- 1 水库设计洪水、校核洪水量值，上下游水位差等值；
- 2 坝体筑坝材料特性，抗冲刷性能、级配性状、平均粒径、密实程度等指标；
- 3 土石坝坝顶长度、上下游坝体边坡系数或坡角等。

11.2.2 安全性评估应按基本荷载组合与特殊荷载的组合计算在设计洪水和校核洪水量值土石坝体遭遇洪水漫顶时的最大冲刷坑深度（ Z_m^D 和 Z_m^C ）以及形成这一冲坑的时间 T_m ，具体计算详见附录 E，有关计算参数的选取可通过工程类比或试验确定。

11.2.3 安全性评估应计算在洪水持续冲刷下增强体下游侧形成冲坑（槽）而出现临空面，导致对应冲坑底部增强体横截面受剪力与弯矩作用时的剪切破坏极限深度 Z_m^Q 和弯矩破坏极限深度 Z_m^M 值，具体计算详见附录 E，有关计算参数的选取可通过工程类比或试验确定。

11.2.4 遭遇设计洪水时，应计算漫顶不溃安全系数 S_d ，并按下列公式判别坝体溃决风险：

$$\text{当：} \quad S_d = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^D} \geq 1.25 \quad (11.2.4-1)$$

表明遭遇设计洪水形成漫顶是不会产生坝体溃决的。

$$\text{当：} \quad S_d = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^D} < 1.25 \quad (11.2.4-2)$$

表明遭遇设计洪水形成漫顶将会产生坝体溃决。此时，尚有一定的安全撤离时间 T_w

(小时):

$$T_w = T_m \quad (11.2.4-3)$$

式中, T_m 的计算详见附录 E。

11.2.5 遭遇校核洪水时, 应计算漫顶不溃安全系数 S_c , 并按下列公式判别坝体溃决风险:

$$\text{当: } S_c = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^C} \geq 1.10 \quad (11.2.5-1)$$

表明遭遇校核洪水形成漫顶, 不会产生坝体溃决。

$$\text{当: } S_c = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^C} < 1.10 \quad (11.2.5-2)$$

表明遭遇校核洪水形成漫顶, 将会产生坝体溃决。此时, 尚有一定的安全撤离时间 T_w (小时):

$$T_w = T_m \quad (11.2.5-3)$$

式中, T_m 的计算详见附录 E。

12 增强体加固

12.1 病险土石坝除险加固

12.1.1 对遭受原发性和次生性病害的各类土石坝，如心墙（粘土、沥青混凝土、砾石土、风化泥岩石渣等）、斜墙土石坝或均质土石坝，经鉴定出现诸如坝基与坝体渗漏，坝顶高程不够导致洪水漫顶，坝体出现裂缝、变形或滑坡，白蚁通道危害坝体运行安全等病险危害时，宜采用纵向增强体心墙加固方式进行坝体加固整治。

12.1.2 土石坝除险加固采用增强体心墙加固时，应收集原勘测设计、施工、运行、监测资料，以及安全鉴定成果、补充勘测资料并进行分析，根据本导则进行增强体心墙的设计、计算与复核，提供除险加固的施工技术方案。

12.1.3 除险加固采用增强体心墙施工应遵循本导则的有关规定。施工期间，宜尽可能地降低水库蓄水位。增强体心墙施工与后期基础灌浆时应充分考虑上下游水位差的影响，并采取适当措施。

12.1.4 整治加固须撤除原有内部监测设备和坝体表面监测设施时，在整治加固完成后，应恢复完好或重新进行设计、安装。

12.2 堰塞体加固利用

12.2.1 堰塞体加固利用采用纵向增强体心墙加固时，应勘察收集堰塞体成因分析、物质成分和组成结构、周边地质条件等堰塞体相关资料，以及安全稳定复核鉴定成果、水文资料、补充勘测资料并进行分析研究。

12.2.2 采用纵向增强体心墙加固方式进行堰塞体加固利用设计以及增强体周边防渗处理设计时，应对原堰塞体组成物质、渗流特性、内部结构、力学稳定与渗流稳定等方面进行评价。宜采用三维有限元法对整治后的堰塞体渗流、变形及稳定进行分析和复核。

12.2.3 堰塞体加固利用时，可在堰塞体内安装变形、渗流等安全监测仪器设施。

12.2.4 堰塞体加固利用应做好堰塞湖的泄洪消能设计，研究堰塞体的安全泄流方式（包括堰塞体过流与隧洞过流等）。

13 质量控制与检查

13.1 一般规定

- 13.1.1** 质量控制应按国家和行业颁发的有关标准、设计文件、招投标文件、施工图、合同技术条款等要求进行。
- 13.1.2** 质量控制应以终端产品质量合格为标的，并以加强施工过程的控制为重点，保证工程质量合格。
- 13.1.3** 质量控制宜建立统计分析网络，分析施工质量趋势，预防质量问题的发生。
- 13.1.4** 质量检验方法、仪器及其操作步骤、检验环境条件等，应符合现行有关标准的规定。
- 13.1.5** 施工过程中应及时汇总、编录、分析并妥善保存质量检查记录，严禁造假、涂改和自行销毁；对隐蔽工程和工程关键部位的摄影、录像等档案资料应妥善保存供质量追溯和备查；质量缺陷和质量事故处理原始资料、记录必须齐全。
- 13.1.6** 未经检验和质量检验不合格的原材料不应在工程中使用，经检验不合格的原材料应及时运离施工现场。
- 13.1.7** 上道工序检验不合格的，不得进入下一道工序施工，且不应漏检。
- 13.1.8** 质量检验与评定验收应按照 SL 677 和 SL 631~633 的规定执行。

13.2 坝体填筑质量控制

- 13.2.1** 大坝填筑材料、级配、质量控制等应满足《碾压式土石坝施工规范》(DL/T 5129)、《土工试验规程》(SL 237) 和《水利工程建设标准强制性条文》等的规定。
- 13.2.2** 坝料质量控制应以料场控制为主，不合格材料应在料场处理合格后方可上坝。
- 13.2.3** 坝体填筑应控制下列几个方面：
- 1 坝料填筑部位重点控制过渡料的有效宽度，堆石料不应侵占过渡料的位置。
 - 2 填筑施工重点控制铺料厚度、碾压遍数、振动碾行进速度与激振力、加水量等施工参数，保证填筑压实质量。
 - 3 施工过程中应控制结合部位的压实方法及施工质量。
- 13.2.3** 大坝填筑应在坝基、岸坡及隐蔽工程验收合格后进行。经取样检查压实合格后方可继续后续坝体填筑。
- 13.2.4** 坝体压实质量应以压实参数和指标检测相结合进行控制。
- 1 过程压实参数应有检测记录。

2 现场试验、室内试验应按照 DL/T 5355、DL/T 5356 的规定进行。

13.2.5 坝体压实检测项目、取样次数及试验方法应符合下列规定：

1 坝料压实检测项目和取样次数见表 13.2.1。

表 13.2.1 坝体压实检查次数

坝料类别及部位		检查项目	取样（检测）次数
坝壳料	砂砾（卵）料	干密度、相对密谋、颗粒级配	每层至少 1 次， 每层测点不小于 10 点
	砾质土	干密度、含水率、小于 5mm 砾石含量	每层至少 1 次
	堆石料	干密度、颗粒级配	每层至少 1 次
过渡料		干密度、颗粒级配	1 次/(500m ³ ~1000m ³) 每层至少 1 次

2 应按下列方法进行检查：

1) 过渡料、坝壳料（堆石料）压实干密度检测方法，宜采用挖坑灌水（砂）法，或辅以其他成熟的方法。

2) 过渡料试坑直径为最大料径的 3~4 倍，试坑深度为碾压层厚。

3) 堆石料试坑直径为坝料最大料径的 2~3 倍，试坑直径最大不超过 2m。试坑深度为碾压层厚。

4) 试坑取样质量检查项目成果应符合设计要求。

3 施工过程中，应在坝面采取适当组数的各分区填筑料，进行试验室力学性质的复核试验。具体指标可参照 DB51/T 2202-2016。

13.3 增强体质量控制

13.3.1 纵向增强体心墙原材料质量、混凝土配合比应进行控制和检查。

13.3.2 增强体原材料、混凝土配合比应满足《水工混凝土施工规范》（SL 677）和《水利水电工程单元工程施工质量验收评定标准》（SL 632）、《水工混凝土试验规程》（SL 352）和《水利工程建设标准强制性条文》等的规定。

13.3.3 增强体的施工，应由专职质量检测人员对各环节进行质量检测和质量控制。

13.3.4 增强体质量检查应包括工序质量检查和墙体质量检查。

13.3.5 增强体质量工序质量检查应包括造孔终孔、清孔、接头处理、混凝土浇筑(包括钢桁架、预埋件、观测仪器安装埋设)等检查。

13.3.6 槽孔建造的终孔质量检查应包括下列内容：

- 1 孔深、槽孔中心偏差、孔斜率、槽宽和孔形；
- 2 基岩岩样与槽孔嵌入基岩深度；
- 3 一期、二期槽孔间接头的套接厚度。

13.3.7 槽孔的清孔质量检查应包括下列内容：

- 1 接头孔刷洗质量；
- 2 孔底淤积厚度；
- 3 孔内泥浆性能（包括密度、黏度、含砂量）。

13.3.8 钢桁架制作与下设质量检查应包括下列内容：

- 1 桁架的整体刚度与角钢、钢筋的间距尺寸；
- 2 预埋管所在位置及其与导管间距；
- 3 整体下设时的吊装精度要求；
- 4 预埋件、观测仪器安装埋设。

13.3.9 增强体墙体质量检查应包括下列内容：

- 1 导管布置；
- 2 导管埋深；
- 3 浇筑混凝土面的上升速度；
- 4 混凝土面高差。

13.3.10 增强体施工质量检查与控制应满足下列要求：

- 1 增强体施工时，应按要求进行现场检测，并做好记录。
- 2 增强体检测宜采用无损检测。

13.3.11 增强体强度检验与评定应满足下列要求：

1 增强体混凝土试件生产质量控制水平评定应在搅拌机的机口随机取样，以 150mm 标准立方体试件、标准养护至 28d 龄期抗压强度为准；每组混凝土试件应在同一储料斗或运输车箱内取样制作。浇注地点取一定数量的试件进行比较。

2 增强体质量验收应在搅拌机的机口随机取样，以 150mm 标准立方体试件、标准养护至设计龄期抗压强度为准。单元工程抗压强度平均值大于或等于配制强度（验收强度）、抗压强度最小值大于或等于 0.75 倍的强度设计标准值时为合格品。

3 增强体施工现场的综合评价，宜进行钻孔取芯检测，芯样直径不宜小于 200mm。必要时可采用孔内电视摄像、红外成像仪、孔内声波测试等手段评价增强体质量。

4 混凝土增强体结构物应以无损检测为主，必要时采取钻孔法检测混凝土，具体钻孔取样部位、检测项目与压水试验的部位、吸水率的评定标准，应根据工程施工的具体情况确定。

14 大坝安全监测

14.1 一般规定

14.1.1 纵向增强体心墙土石坝应按《水利水电工程安全监测设计规范》(SL 725-2016)和《土石坝安全监测技术规范》SL551-2012 有关规定进行安全监测设计, 并符合下列条件:

- 1 监测增强体土石坝的安全运行;
- 2 根据施工期监测资料控制施工进度, 确定增强体施工时间, 并做好施工计划安排;
- 3 根据这种坝型长期监测资料, 检验设计的合理性与正确性;
- 4 为深入开展这类土石坝提供研究资料。

14.1.2 监测仪器、设施设备的选择, 应可靠、耐久、适用、经济, 力求先进和便于实现自动化监测。

14.1.3 监测设施布置应符合下列规定:

- 1 点位布置宜少而精, 突出重点, 并能充分反映大坝各部位的工作状况;
- 2 外部监测表面位移点宜等间距布置;
- 3 内部监测设施至少应沿坝轴线或增强体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, 可增设横断面;
- 4 各观测设施宜能相互校核、对照, 一种设施多种用途。

14.1.4 监测设施埋设应按设计要求进行, 并做好技术交底, 由专业人员或专业公司承担, 加强监测机构建设和人员培训, 保证监测数据测试可靠、可信。

14.1.5 监测设施埋设前, 应进行仪器率定和线路检验校对, 取得初值, 标识清晰, 建档备案。

14.1.6 增强体监测设施埋设时应确保仪器设施无损坏、无异常, 同时不应损坏增强体结构, 从而对防渗、受力、抵抗变形等功能造成不利影响。

14.2 坝体安全监测

14.2.1 坝体安全监测应按照《土石坝安全监测技术规范》SL551-2012 等有关规程规范的规定执行。

14.2.2 坝体安全监测除符合本导则要求外, 宜按《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001) 2 级或 3 级坝应监测的项目进行。根据工程具体情况, 可增加下列专门性监测项目:

- 1 坝体内部水平位移;
- 2 坝体内部土体的应变;

- 3 坝体应力;
- 4 地震;
- 5 岸坡稳定;
- 6 其他 (如波浪、水质等)。

14.3 增强体安全监测

14.3.1 增强体心墙安全监测应在施工前提出总体技术方案, 经项目法人批准后实施。

14.3.2 增强体心墙安全监测设施在仪器埋设前应按照《大坝安全监测仪器检验测试规程》(SL530-2012) 完成仪器的力学率定、温度率定、绝缘气密性率定等工作, 进行电缆绝缘气密性检查, 芯线电阻、接头强度和绝缘情况的检查, 并做好相关记录归档。

14.3.3 在增强体心墙内埋设的观测仪器, 其埋设断面应在相邻混凝土导管的中心位置上, 仪器埋设断面处的造孔质量应符合 SL531 和 SL551 有关仪器安装与埋设的要求。

14.3.4 增强体心墙变形监测应包括下列项目:

- 1 墙体沿高程分布的水平位移、垂直位移, 墙顶的变位;
- 2 增强体与上下游过渡层在不同高程的错位变形;
- 3 墙体与两岸岸坡代表部位或其它建筑物连接处的变形等。

14.3.5 增强体心墙渗流监测应包括设在相同高程处墙体上下游侧面的渗透压力观测, 其中墙体固定端 (即增强心墙底部与坝基结合部位) 应至少有一组上下游对应监测点。

14.3.6 在增强体心墙内部应进行应力应变监测。增强体内部应力与应变监测仪器应按不同断面和高程布置, 在钢桁架下设前按照预设的断面和高程将监测仪器固定在具代表性部位 (如预埋钢管外侧, 型钢或钢筋) 上。河床各断面墙体固定端 (即增强心墙底部与坝基结合部位) 应至少有一组应力应变监测点, 左右岸坡断面可适当减少。

14.3.7 在河床最大坝高断面应按不同高程布置增强体心墙与坝体过渡层上下游接触面的应力应变监测, 其它断面可适当减少。

附录 A. 纵向增强体及其防渗设计

A.1 增强体墙体厚度计算

A.1.1 依据水库正常水位等特征水位和筑坝材料特性进行坝体防渗透与体型设计，由于增强体作为防渗体其高度应略高于上游最高水位，实际上墙体高度与上游水位（诸如正常蓄水位、设计洪水位、校核洪水位等）相差不大，为简化计，假设上游水头与增强体高度保持一致，在以后的计算中均设为 H_1 。混凝土纵向增强体作为防渗心墙在设计上应考虑计算心墙厚度 δ 和心墙下游面出露并高出下游水位的 h_0 ，以及维持下游坝壳渗流稳定的最低水平宽度 L_2 ，如图 A.1-1 所示。

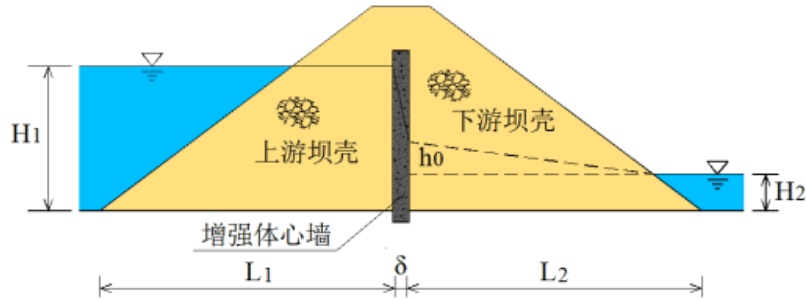


图 A. 1-1 增强体心墙正常渗流示意图

A.1.2 从上游坝壳进入增强体心墙上游界面的单宽入渗量 q_1 ：

$$q_1 = \frac{k_e (H_1^2 - (h_0 + H_2)^2)}{2\delta} \quad (\text{A. 1-1})$$

增强体心墙下游界面至下游坝壳的单宽出渗量 q_2 ：

$$q_2 = \frac{k_2 ((h_0 + H_2)^2 - H_2^2)}{2L_2} \quad (\text{A. 1-2})$$

由于 $q_1 \ll q_2$ ，则有 $q_1 = \beta \cdot q_2$ (A. 1-3)

$$\beta = \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^\alpha$$

其中

式 (A. 1-1) ~ (A. 1-3) 中：

β ——与材料渗透性有关的参数；

k_e ——增强体心墙的渗透系数；

k_2 ——下游坝壳的渗透系数；

α ——系数, $\alpha = 0.65$ 。

h_0 、 δ 、 q_1 或 q_2 、 L_2 为待定参数。

A.1.3 由式 (A.1-1) ~ (A.1-3) 可得

$$h_0 = H_2 \left(\frac{i_{c2}}{i_{ce}} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{\alpha-1} - 1 \right) \quad (\text{A.1-4})$$

$$\delta = \frac{H_1^2 - \frac{1}{i_{ce}^2} H_d^2}{2H_d} \quad (\text{A.1-5})$$

式中: $H_d = i_{c2} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{\alpha-1} \cdot H_2$ ——称为下游等代水深, 则

$$q_1 = k_e \cdot H_d \quad (\text{A.1-6})$$

$$L_2 = \frac{H_2}{2i_{c2}} \left(\frac{i_{c2}^2}{i_{ce}^2} \left(\frac{k_e}{k_2} \right)^{2(\alpha-1)} - 1 \right) \quad (\text{A.1-7})$$

上式中 i_{ce} —心墙体的允许水力坡降,

i_{c2} —下游坝壳的允许水力坡降,

其余符号意义同前。

A.1.4 从式 (A.1-5) 可知, 如果上下游坝体筑坝料与心墙的材料特性一旦确定, 那么增强体的厚度就可以从上下游水深来定量。如图 A.1-2 所示, 为墙体厚度与上下游水深的关系图。实际上, 在前期工作阶段, 可以依据上下游水深, 从此图查得初拟的增强体心墙厚度值。

增强体厚度与上下游水位关系曲线

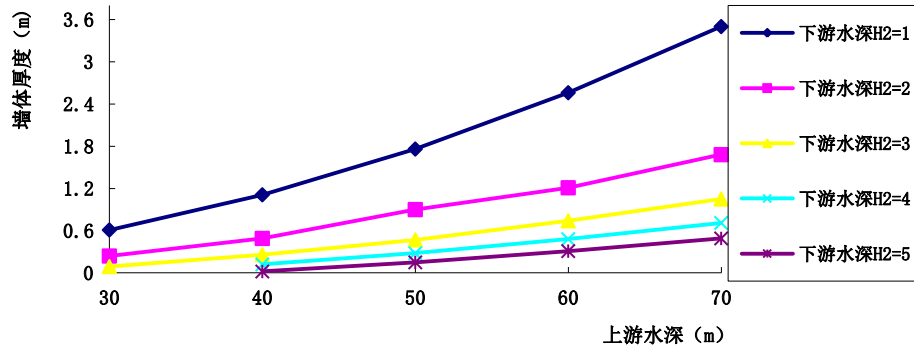


图 A. 1-2

A.1.5 计算实例: 方田坝水库作为抗旱应急水源的小(1)型水库, 新建大坝正常蓄水位 577.50 m, 坝顶高程 581.00 m, 坝顶宽 6.0 m, 坝顶轴线长 365.00 m, 心墙基础最低高程 539.50 m, 最大坝高 41.50 m, 最大坝底宽 194.90 m。上游坝坡为 1:2.25, 坡角 $\beta_1 = 24^\circ$, 下游平均边坡坡角 $\beta_2 = 24^\circ$, 增强体心墙位于坝体中部坝轴线上游 1.5 m, 顶部高程 580.70 m, 心墙设计厚度 0.80 m, 底部与坝基灌浆帷幕刚性联接成整体防渗体系。

在正常水位时方田坝水库特征值和坝体材料参数见下表所列。

表 A. 1-1 水位特征值与筑坝材料参数表

上游水位 H_1 (m)	下游水位 H_2 (m)	心墙渗透系数 k_e (cm/s)	心墙允许水力坡降 i_{ce}	下游坝料渗透系数 k_2 (cm/s)	下游坝料允许水力坡降 i_{c2}
39	1.5	4.5×10^{-8}	80~100	7.7×10^{-2}	5.5

代入以上公式 得相应参数设计值见表 A.1-2。

表 A. 1-2 水库大坝设计的相关计算值成果表

计算指标	h_0 (m)	δ (m)	q_1 (cm ³ /s.m)	L_2 (m)
计算值	12.43	0.53	5.64×10^{-6}	11.62

可见:

- 1) 本算例在上游 39m 水头作用下, 增强体心墙下游侧渗透水出露高程约在下游水位以上 12.43m, $h_0 = 12.43$ m;
- 2) 增强体心墙计算厚度为 0.53m;
- 3) 计算坝体单宽渗漏量约为 5.64×10^{-6} cm³/s, 满足土石坝防渗设计要求;
- 4) 计算所得下游坝壳维持渗透稳定的最小宽度为 $L_2 = 11.62$ m, 说明坝体边坡设计应以强度稳定性为控制因素, 所以坝底宽度 L_1 、 L_2 应由强度稳定性计算确定。

附录 B 增强体变形计算与复核

B.0.1 这种坝型结构的变形在两个方面需要关注，一是上下游堆石坝体相对于增强体心墙产生的向下的沉降 S ，二是竣工期和蓄水期两种工况增强体心墙顶部的挠度 y_0 、转角 θ_0 等变形指标。

B.0.2 一般来讲，坝体沉降 S 由筑坝料自重引起的沉降 S_1 和上部新近填筑料作为荷载对下部填料层的附加沉降 S_2 组成，即 $S = S_1 + S_2$ 或 $dS = dS_1 + dS_2$ 。

根据紫坪铺、鱼跳、瓦屋山等工程的筑坝材料研究，单向受力状态筑坝料的压缩模量 E_s 与坝体填筑高 χ 的关系为：

$$E_s = E_{s0} \chi^n \quad (\text{B.1-1})$$

式中： E_{s0} —筑坝料压缩模量初始值；

n —邓肯-张模型参数；

这里重点研究堆石坝体与增强体在坝体轴部附近相接触的变形情况，由于在坝体轴部近似成立侧限条件，坝高为 z 的堆石自重沉降：

$$S_1 = \int_0^z \frac{\rho g}{E_s} (z - \chi) d\chi \quad (\text{B.1-2})$$

上覆厚度为 Δh ($\Delta h = H - z$)的填筑高度对 z 已填堆石层的附加沉降 S_2 ，

$$S_2 = \int_0^z \frac{\rho g}{E_s} (H - z) d\chi \quad (\text{B.1-3})$$

式中：

ρ ——堆石体密度，可取各种料的平均值；

H —坝体高度；

g —重力加速度。

因此，

$$S = S_1 + S_2 = \frac{\rho g}{E_{s0}} \left(\frac{1}{2-n} z^{2-n} + \frac{1}{1-n} (H-z) z^{1-n} \right) \quad (\text{B.1-4})$$

$$\text{坝顶沉降 } S_0 \quad S_0 = \frac{\rho g}{(2-n)E_{s0}} H^{2-n} \quad (\text{B.1-5})$$

从 $\frac{dS}{dz} = 0$, 得出 $z = (1-n)H$, 即最大沉降发生在坝高 $(1-n)H$ 处, 其值为:

$$S_m = \frac{\rho g \cdot H^{(2-n)}}{(2-n)(1-n)^n \cdot E_{s0}} \quad (\text{B. 1-6})$$

上式符号意义均已明确。

B. 0.3 从理论上讲, 增强体顶部 T 点变位最大, 故设计上可只对 T 点进行复核计算, 增强体心

墙顶部的挠度 y_0 、转角 θ_0 等变形指标按下式计算。

施工期:

$$y_T^{(s)} = \frac{(k_{a1}\rho_1 - k_{a2}\rho_2)H_1^4}{6E_c I_c} \left(\frac{H_1}{5} + \frac{3l}{4} \right) \quad (\text{B. 1-3})$$

$$\theta_T^{(s)} = \frac{(k_{a1}\rho_1 - k_{a2}\rho_2)H_1^3}{4E_c I_c} \left(\frac{H_1}{6} + \frac{2l}{3} \right) \quad (\text{B. 1-4})$$

运行期:

$$y_T^{(y)} = \frac{\rho_w H_1}{30E_c I_c} (H_1^4 - H_2^4) + \frac{H_1^4}{6E_c I_c} (k'_{a1}\rho'_1 - k_{p2}\rho_2) \left(\frac{H_1}{5} + \frac{3l}{4} \right) \quad (\text{B. 1-5})$$

$$\theta_T^{(y)} = \frac{(k'_{a1}\rho'_1 - k_{p2}\rho_2)H_1^3}{4E_c I_c} \left(\frac{H_1}{6} + \frac{2l}{3} \right) \quad (\text{B. 1-6})$$

式中: 上脚标 (s) 、 (y) 分别表示施工期、运行期, 下脚标 1、2 分别代表上、下游情形。

ρ_1 、 ρ_2 ——上、下堆石料的密度;

ρ'_1 ——上游堆石浮密度;

E_c 、 I_c ——增强体心墙弹模、惯性矩, 可计算与类比确定;

l ——心墙顶部以上至坝顶的垂距 (即通填区高度);

H_1 ——增强体高度, 为简单计, 可取与上游水头相同;

H_2 ——下游水头;

k_{a1} 、 k_{a2} ——施工期堆石对增强体心墙的主动土压力系数;

k'_{a1} ——运行期上游堆石体对心墙的主动土压力系数;

k_{p2} ——运行期下游堆石对心墙的被动土压力系数。

施工期与蓄水期的变形指标须满足相关规范要求。

B.0.4 计算实例：对方田坝水库仅在正常蓄水位时进行计算，已知最大坝高剖面的坝高 $H = 41.5m$ ，堆石体平均密度 $\rho = 2.13g/cm^3$ 。增强体心墙弹模 E_c 、惯性矩 I_c 分别为 $E_c = 2.0 \times 10^5 MPa$ 、 $I_c = 0.042666 m^4$ 。

表 B.1-1 变位计算参数表

$\rho_1/t/m^3$	$\rho_2/t/m^3$	$\rho'_1/t/m^3$	n	E_{s0}/MPa	l/m	k_{1a}	k_{a2}	k'_{1a}	k_{p2}
2.12	2.13	1.35	0.56	83.5	2.4	0.198	0.215	0.198	1.627

表中符号意义如上。

l ——心墙顶部以上至坝顶的垂距（即通填区高度）；

n ——邓肯-张模型参数之一， E_{s0} ——堆石料压缩模量初始值。

其它参数选取详见表 B.1-1。

表 B.1-2 坝体沉降与增强体顶端变位值计算成果表

坝顶沉降 s (cm)	最大沉降 s_m (cm)	竣工期		蓄水期	
		$y_T^{(s)}$ (cm)	$\theta_T^{(s)}$	$y_T^{(y)}$ (cm)	$\theta_T^{(y)}$
3.78	5.98	-0.097	-0.0054	4.684	0.0376

注：表中转角单位为弧度，“-”值表示向上游。可见 T 点变位很小。

附录 C 纵向增强体结构与复核

C.1 一般规定

C.1.1 从理论上讲，增强体可被视为置于坝体中的一道挡土墙，其底部为固定端，顶部为自由端，增强体上下游表面垂直光滑，如同一道薄薄的混凝土坝，只有依靠上下游堆石体提供强大的“围护”才能发挥作用，其计算模式基本符合库伦土压力理论，如图 C.0-1 为其受力简图。

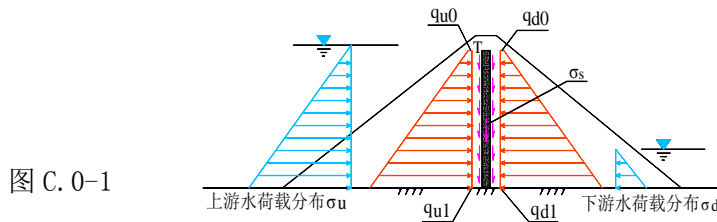


图 C.0-1

设计复核计算增强体作为挡土墙在不同工况下的受力表现，此时墙体只承受上下游水平向荷载作用，通填区（即增强体顶部至坝顶区域）水平土压力相互抵消，对增强体无影响，只有通填区填土的重力对墙体产生压力作用。采用受力安全系数来描述这一情况，并定义其值为反向力与正向力之比。

C.1.2 增强体受力复核计算

按基本荷载组合分施工完建、蓄水运行、水位骤降三种情况进行复核计算。

C.1.3 为简单计，约定增强体顶部高程与上游水位齐平，也就是墙体高度与上游水头一致。

C.2 施工完建复核计算

C.2.1 施工完建期的增强体“不偏不倚”地置于坝体中，起着承受上下游荷载与抵抗变形的作用，增强体一般处于静止土压力状态。

1 上游静止土压力

$$P_{01} = \frac{1}{2} K_{01} \rho_1 g H_1^2 \quad (C.1-1)$$

式中： P_{01} ——上游填筑料的静止土压力；

K_{01} ——上游填筑料的静止土压力系数，可取 $K_{01} = 1 - \sin \varphi_1$ ， φ_1 为上游填筑料的内摩擦角；

ρ_1 ——上游填筑料的密度；

g ——重力加速度；

H_1 ——计算剖面的增强体高度。

2 下游静止土压力

$$P_{02} = \frac{1}{2} K_{02} \rho_2 g H_1^2 \quad (\text{C.1-2})$$

式中： P_{02} ——下游填筑料的静止土压力；

K_{02} ——下游填筑料的静止土压力系数，可取 $K_{02} = 1 - \sin \varphi_2$ ， φ_2 为下游填筑料的内摩擦角；

ρ_2 ——下游填筑料密度；

其余符号同上。

C.2.2 施工完建期增强体受力安全系数 $S_f^{(s)}$ ：

$$S_f^{(s)} = \frac{P_{02}}{P_{01}} = \frac{(1 - \sin \varphi_2) \rho_2}{(1 - \sin \varphi_1) \rho_1} \quad (\text{C.1-3})$$

式中，上脚标^(s)表示施工完建期。

施工完建期的受力安全系数 $S_f^{(s)}$ 理论上应等于 1.0，但由于上下游堆石体物理力学性质存在差异，实际 $S_f^{(s)}$ 接近于 1.0，这也是增强体在施工完建期仍然有微小变形的原因，但无论如何，施工完建期上下游堆石的水平推力相对于增强体而言基本能够达到力的平衡。

C.3 蓄水运行期复核计算

C.3.1 运行期增强体受到上游水荷载水平推力和上游堆石主动土压力作用而倾向下游变位，同时又受到下游堆石体的被动土压力作用。

1 水荷载的水平推力：

$$P_{w1} = \frac{1}{2} \rho_w g H_1^2 \quad (\text{C.3-1})$$

式中， ρ_w ——水的密度。

H_1 ——计算剖面的增强体高度，为简单计，上游水头与增强体高度保持一致。

2 上游堆石水平推力(主动土压力)：

$$P_{a1} = \frac{1}{2} \rho'_1 g k'_{a1} H_1^2 \quad (\text{C.3-2})$$

式中：

ρ'_1 ——上游坝体填筑料浮密度；

$$k'_{a1} \text{——上游主动土压力系数, } k'_{a1} = \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \beta_1)}{\cos \beta_1}}\right)^2};$$

β_1 ——上游坝坡坡角;

其余符号意义同上。

3 下游堆石体对增强体的被动土压力:

$$P_{p2} = \frac{1}{2} \rho_2 g k_{p2} H_1^2 \quad (\text{C. 3-3})$$

式中: 下游被动土压力系数—— $k_{p2} = k' \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right)^2}$

k' ——被动土压力折减系数, 可按表 C. 2-1 选取;

β_2 ——下游坝坡坡角;

其余符号意义同上。

表 C. 3-1 被动土压力折减系数表

填筑料 φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	备注
k'	0.75	0.64	0.55	0.47	0.41	0.35	饱和状态
	1.0	0.95	0.81	0.70	0.62	0.53	非饱和状态

注: 摘自《水工挡土墙设计规范》(SL379)表 A. 0. 11-1 (内容有增加)。

C. 3. 2 蓄水运行期的受力安全系数 $S_f^{(y)}$ 为:

$$S_f^{(y)} = \frac{P_{p2}}{P_{a1} + P_{w1}} \quad (\text{C. 3-4})$$

式中, 上脚标 (y) 表示运行期。

说明蓄水运行期上游水荷载产生的巨大水平推力使增强体心墙有向下游变形的趋势, 但却获得了下游堆石体对增强体的抵抗, 增强体背后具有强大的“后盾”支撑。

C.4 库水骤降期复核计算

C. 4. 1 在水库水位发生骤降时, 增强体由于上游水荷载卸载就有向上游变位的倾向, 下游堆石对墙体的作用则由原来蓄水期的被动土压力变为主动土压力, 而上游堆石体对墙体而言, 便成为

被动土压力。复核考虑最危险的工况即上游水荷载被卸去同时上游堆石尚未排水而整体处于饱水状态。

1 上游饱水堆石体为被动区，其被动土压力为：

$$P_{p1} = \frac{1}{2} \rho_{1m} g k'_{p1} H_1^2 \quad (\text{C. 4-1})$$

式中：上游被动土压力系数—— $k'_{p1} = k' \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 - \beta_1)}{\cos \beta_1}}\right)^2}$ ；

ρ_{1m} ——上游堆石饱和密度；

其余符号意义同上。

2 下游堆石对增强体的主动土压力：

$$P_{a2} = \frac{1}{2} \rho_2 g k_{a2} H_1^2 \quad (\text{C. 4-2})$$

式中：

$$k_{a2} = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right)^2}$$

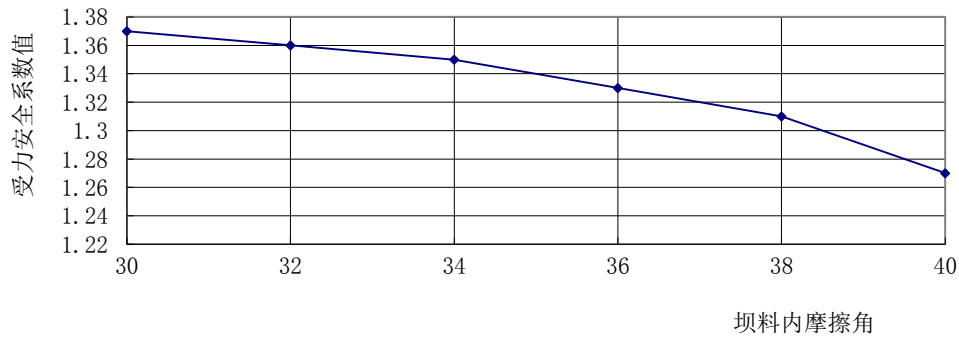
C. 4.2 水位骤降期的受力安全系数 $S_f^{(z)}$ ：

$$S_f^{(z)} = \frac{P_{p1}}{P_{a2}} \quad (\text{C. 4-3})$$

式中，上脚标 (z) 表示水位骤降期。

说明水位骤降工况下游坝体产生的主动水平推力使增强体心墙有向上游变位的趋势，却获得了上游饱和坝体对增强体的抵抗，增强体背后（即上游侧）同样提供了强大的“后盾”支撑。

说明一，当坝坡坡角与内摩擦角一致时（ $\varphi_1 = \beta_1$ 或 $\varphi_2 = \beta_2$ ），可以得到对应的最小受力安全系数值，如下图所示。



图C.4-1 坝坡坡角与内摩擦角相同时的受力安全系数值

说明二，由以上关系式可知，当坝坡坡角 β (β_1 或 β_2) 小于内摩擦角 φ (φ_1 或 φ_2) 时，可以得到坝坡坡角与内坝料摩擦角之间的对应关系，如图 C.4-2 所示。

总之，增强体的受力安全系数与坝坡稳定安全系数存在某种内在联系，这方面应深入研究。

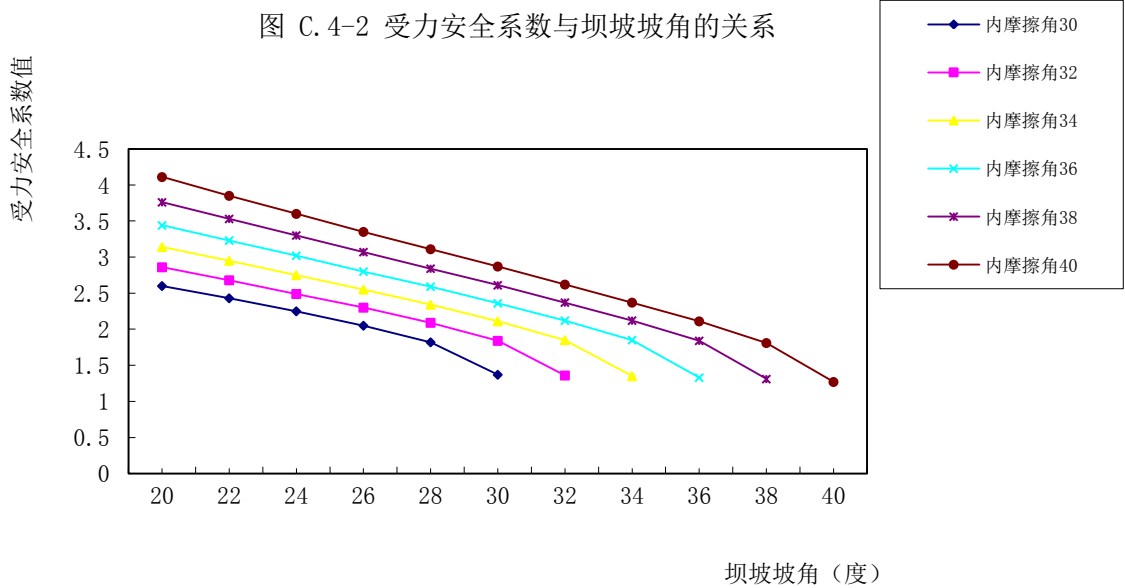


图 C.4-2 受力安全系数与坝坡坡角的关系

C.5 计算实例

以方田坝水库为例，按基本荷载组合分施工完建、蓄水运行、水位骤降三种情况进行复核。

C.5.1 施工完建期

1 计算上游主动土压力。取上游坝体（含上游过渡料）强度值 $\varphi_1 = 38^\circ$ ，上游坝坡坡角 $\beta_1 = 24^\circ$ ，则有

$$k_{1a} = \frac{\cos^2 \varphi_1}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \beta_1)}{\cos \beta_1}}\right)^2} = \frac{\cos^2 38^\circ}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin 38^\circ \sin(38^\circ + 24^\circ)}{\cos 24^\circ}}\right)^2} = 0.198$$

因此： $P_{1a} = \frac{1}{2} \times 2.12 \times 9.8 \times 0.198 \times 39^2 = 3126.78(kN)$

2 计算下游主动土压力。下游坝体（含下游过渡料）的抗剪强度 $\varphi_2 = 36^\circ$ ，下游坝坡坡角 $\beta_2 = 24^\circ$ ，

$$k_{2a} = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 + \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right)^2} = \frac{\cos^2 36^\circ}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin 36^\circ \sin(36^\circ + 24^\circ)}{\cos 24^\circ}}\right)^2} = 0.215$$

$$P_{2a} = \frac{1}{2} \rho_{2a} g k_{2a} H^2 = \frac{1}{2} \times 2.13 \times 9.8 \times 0.215 \times 39^2 = 3406.44(kN)$$

因此，施工完建期的受力安全系数 $S_f^{(s)}$ ：

$$S_f^{(s)} = \frac{P_{2a}}{P_{1a}} = \frac{3406.44}{3126.78} = 1.089$$

理论上讲施工完建期的受力安全系数 $S_f^{(s)}$ 应等于 1.0，但由于上下游堆石体物力学性存在差异，实际 $S_f^{(s)}$ 接近于 1.0，这也是增强体在施工完建期仍然有微小变形的原因，但无论如何，施工完建期上下游堆石的水平推力相对于增强体而言基本能够达到力的平衡。

C.5.2 蓄水运行期

1 上游水荷载的水平推力：

$$P_{1w} = \frac{1}{2} \rho_w g H_1^2 = \frac{1}{2} \times 1.0 \times 9.8 \times 39^2 = 7452.90(kN)$$

2 上游坝体水平推力(主动土压力)

经计算，上游坝体对增强体的主动压力：

$$P_{1a} = \frac{1}{2} \rho'_{1a} g k'_{1a} H_1^2 = \frac{1}{2} \times 1.35 \times 9.8 \times 0.198 \times 39^2 = 1992.16(kN)$$

3 下游坝体对增强体的被动土压力:

$$\text{被动压力系数 } k_{2p} = k' \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right)^2}, \text{ 土压力折减系数 } k' = 0.597 \text{ (非饱和}$$

状态), 计算得 $k_{2p} = 0.972$ 。下游坝体对增强体的被动水平压力:

$$P_{2p} = \frac{1}{2} \rho_2 g k_{2p} H_1^2 = \frac{1}{2} \times 2.13 \times 9.8 \times 0.972 \times 39^2 = 15419.37 (\text{kN})$$

式中: ——下游堆石体密度 $\rho_2 = 2.13 \text{ t/m}^3$;

所以蓄水运行期的受力安全系数 $S_f^{(y)}$:

$$S_f^{(y)} = \frac{P_{2p}}{P_{1a} + P_{1w}} = \frac{15419.37}{7452.9 + 1992.16} = 1.63$$

说明蓄水运行期上游水荷载产生的巨大水平推力使增强体心墙有向下游变位的趋势, 但却获得了下游坝体对增强体的抵抗, 这一抗力(被动水平压力)是上游推力的 1.63 倍, 增强体背后具有强大的“后盾”支撑, 因此, 增强体在水位上升和蓄水期是安全的(不计底部固端约束)。

C.5.3 水位骤降期

1 下游坝体对增强体的主动水平推力 P_{2a} : 由 $\varphi_2 = 36^\circ$, $\beta_2 = 24^\circ$, 计算下游坝体作为主动土压力系数 $k_{2a} = 0.215$, 则 $P_{2a} = 3406.440 \text{ kN}$ 。

2 上游饱和水坝体为被动区, 其被动土压力值 P_{1p} : 由上游坝体饱水密度 $\rho'_{1m} = 2.35 \text{ t/m}^3$, 以及不排水强度指标 $\varphi_1 = \varphi_{cu} = 35^\circ$, 饱和状态时的 $k' = 0.41$, 上游坝体在饱和状态时的被动土压力系数 $k'_{1p} = 0.643$, 则 $P_{1p} = 11266.78 \text{ kN}$ 。

因此, 库水位骤降时增强体受力安全系数 $S_f^{(z)}$:

$$S_f^{(z)} = \frac{P_{1p}}{P_{2a}} = \frac{11266.78}{3406.44} = 3.31$$

说明水位骤降工况下游坝体产生的主动水平推力使增强体心墙有向上游变形的趋势, 但却获得了上游饱和坝体对增强体的抵抗, 这一抗力(被动水平压力)是上游推力的 3.31 倍, 增强体背后(即上游侧)同样具有强大的“后盾”支撑, 此工况增强体也是安全的(不计底部固端约束)。

附录 D 增强体抗压强度复核计算

D.1 一般说明

D.1.1 复核不同工况下增强体底部的受力状态，主要复核计算底部受力不能超过材料的力学强度。

D.2 增强体底部固定端强度复核

D.2.1 在施工完建和蓄水运行两种工况下，对增强体底部固定端点进行强度复核，验证（按正截面计）压应力 $\sigma_d^{(i)}$ 不超过混凝土抗压强度：

$$\sigma_d^{(i)} \leq R_y \quad (\text{D.2-1})$$

上脚标 (i) 分别表示施工完建 (s) 和蓄水运行 (y) 两种工况。

$$\text{由于} \quad \sigma_d^{(i)} = \frac{N_0^{(i)}}{\delta} \quad (\text{D.2-2})$$

式中， $N_0^{(i)} = (\rho_c \cdot H_1 + \rho_1 l) \delta + N_s^{(i)}$ ——增强体底部固定端所受轴向压力；

ρ_c —增强体密度；

$N_s^{(i)}$ 为下拉（曳）荷载，分两种情形，

$$\text{施工期:} \quad N_s^{(s)} = \frac{(A_{01} + A_{02})H_1^2}{2} + \frac{(A_{11} + A_{12})H_1^{(4-n)}}{(1-n)(2-n)(4-n)} \quad (\text{D.2-3})$$

$$\text{运行期:} \quad N_s^{(y)} = \frac{(A'_{01} + A'_{02})H_1^2}{2} + \frac{(A'_{11} + A'_{12})H_1^{(4-n)}}{(1-n)(2-n)(4-n)} \quad (\text{D.2-4})$$

$$\text{式中:} \quad A_{01} = f_0 \mu \rho_1 k_{1a}; \quad A_{02} = f_0 \mu \rho_2 k_{2a}; \quad A_{11} = \frac{f_c \mu \rho_1^2 k_{1a}}{E_{s0}}; \quad A_{12} = \frac{f_c \mu \rho_2^2 k_{2a}}{E_{s0}};$$
$$A'_{01} = f_0 \mu \rho'_1 k_{1a}; \quad A'_{02} = f_0 \mu \rho_2 k_{2p}; \quad A'_{11} = \frac{f_c \mu \rho_1'^2 k'_{1a}}{E_{s0}}; \quad A'_{12} = \frac{f_c \mu \rho_2^2 k_{2p}}{E_{s0}};$$

各符号下脚标 1、2 分别为上、下游情形。

其余符号意义同前。

f_0 —堆石与墙体竖向静止摩擦系数，考虑泥浆护壁作用，取值 0.045—0.065，也可由试验确定；

f_c —堆石与墙体竖向动摩擦系数，取值 0.022，也可由试验确定；

μ ——堆石泊松比，此值较为复杂，考虑线性变形，可取值 0.27；

D.2.2 可见，由式 (D.2-2) — (D.2-4) 计算得 $\sigma_d^{(i)}$ ，应当满足式 (D.2-1) 才是安全的。

D.3 计算实例

D.3.1 以方田坝水库为例，有关计算参数前面已有详述。由 $(\rho_c \cdot H_1 + \rho_1 l) \delta$ 计算坝体通填区土重和增强体自重引起的基底应力为 0.967MPa (取增强体密度 $\rho_c = 2.35t/m^3$)，该值不随工况不同而变化。

D.3.2 再由式 (D.2-3) 计算出施工期下拉 (曳) 荷载作用在增强体底部压应力为 0.083MPa，同样，由式 (D.2-4) 运行期增强体底部固端因接触面下拉 (曳) 荷载引起的压应力为 0.343MPa。

D.3.3 由此，计算出施工期和运行期增强体底部固端压应力：

$$\text{施工期: } \sigma_d^{(s)} = 1.05MPa ; \quad \text{运行期: } \sigma_d^{(y)} = 1.31MPa$$



很显然，两种工况增强体底部固定端的压应力均不超过材料的抗压强度。

附录 E 洪水漫顶安全性复核

E.1 一般说明

E.1.1 纵向增强体土石坝比常规土石坝更加能够降低洪水漫顶导致溃坝的风险，从设计角度看，仍需复核其安全性。

E.1.2 引入漫顶不溃安全系数概念用于判断坝体溃决与否的标准，一是洪水漫顶对坝体（以坝轴线为准）下游侧形成冲刷，直至形成最大冲刷深度，二是由于增强体下游侧因洪水冲刷使坝料流失形成冲刷深度范围内的临空，则增强体必将单独抵抗来自上游的土水荷载，那么在最大冲刷深度处墙体受剪力和弯矩共同作用，该处是否被破坏将成为大坝是否溃决的直接依据。

E.1.3 漫顶冲刷形成最大冲坑所需的时间 。当从一开始洪水过坝形成漫顶过流到漫顶冲刷直至出现溃决风险时，这一时间过程  可以作为下游人员避险转移所需的最小时间，从而为下游人员提前撤离提供依据。

E.2 洪水漫顶冲刷形成的冲坑与时间计算

E.2.1 坝体在下游侧形成的冲刷坑最大深度 Z_m 由下式计算确定：

$$Z_m = \Phi \Delta H^m q^n \bar{D}^s \quad (\text{E.2-1})$$

式中： Φ ——冲刷系数，与筑坝料的物性及密实程度、级配等有关， $\Phi = 3.25 \sim 4.25$ ；

ΔH ——上下游水位差；

q ——漫顶时的单宽流量；

\bar{D} ——下游堆石料平均粒径；

m, n, s 均为试验系数， $m = 0.16 \sim 0.30$ ， $n = 0.42 \sim 0.56$ ， $s = 0.18 \sim 0.24$ ，也可试验确定。

E.2.2 形成最大冲坑的时间  由下式计算：

$$T_m = \omega \cdot q^\alpha \cdot \bar{D}^\beta \quad (\text{E.2-2})$$

式中： ω ——时间系数， $\omega = 3.16 \sim 3.88$ ；

α 、 β ——试验因子， $\alpha = - (0.40 \sim 0.55)$ ， $\beta = 0.12 \sim 0.18$ ，也可试验确定；其余符号意义同上。

E.3 满足结构强度的深度计算

E.3.1 洪水漫顶冲刷造成增强体下游侧临空，增强体单独承受上游荷载作用，从受力来看，在墙顶以下 Z_m 深度范围内墙体将受到上游荷载对它的剪力和弯矩作用，而在这个深度以下，墙体将不能承受剪力和弯矩的作用而发生折断失稳，从而导致整个坝体的最终溃决，所以，应从满足抗剪强度和抗弯强度两方面进行复核。满足其抗剪强度的极限深度：

$$Z_m^Q = \sqrt{\frac{2K_Q R_Q \cdot \delta}{g(\rho_w + k_{a1} \rho'_1)}} \quad (\text{E. 3-1})$$

E.3.2 洪水漫顶冲刷造成增强体下游侧临空，增强体单独承受上游荷载作用，在坝顶以下 Z_m 深度处，满足其抗弯强度的极限深度：

$$Z_m^M = \sqrt[3]{\frac{6K_M R_M}{g(\rho_w + k_{a1} \rho'_1)}} \quad (\text{E. 3-2})$$

E.4 洪水漫顶溃坝复核

E.4.1 据以上计算，在遭遇设计洪水时，漫顶不溃安全系数 S_d ：

$$\text{当： } S_d = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^D} \geq 1.25 \text{ 时，} \quad (\text{E. 4-1})$$

增强体心墙尚未破坏（尽管可能已出现较大变形），坝体不会出现溃坝。

$$\text{当： } S_d = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^D} < 1.25 \text{ 时，} \quad (\text{E. 4-2})$$

表明遭遇设计洪水形成漫顶将会产生坝体溃决。但此时，尚有一定的安全撤离时间 T_d （小时计）： $T_d = T_m$ ，对应设计洪水冲刷形成最大冲坑的时间 T_m 由式(E1.2-2)计算。

E.4.2 当遭遇校核洪水时，漫顶不溃安全系数 S_c ：

$$\text{当： } S_c = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^C} \geq 1.10 \text{ 时，} \quad (\text{E. 4-3})$$

表明遭遇校核洪水形成漫顶不会产生坝体溃决的。

$$\text{当： } S_c = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^C} < 1.10 \text{ 时，} \quad (\text{E. 4-4})$$

表明遭遇校核洪水形成漫顶，将会产生坝体溃决。此时，尚有一定的安全撤离时间 T_c （小时计）： $T_c = T_m$ ，对应校核洪水冲刷形成最大冲坑的时间 T_m 由式(E1.1-2)计算。

E.5 计算实例

E.5.1 以方田坝水库为例, 水库上游水位 39.5m, 下游水位 1.5m, 最大坝高 41.5m, 坝顶长 365m, 采用砂岩石渣料填筑坝体, 下游堆石料平均粒径 $\bar{D} = 0.45\text{m}$ 。该水库洪水特性如表 E.5-1 所列。

表 E.5-1 洪水漫顶冲刷计算表

洪水频率 P	1/300	1/30	1/20	1/10	1/5
流量 Q (m ³ /s)	149	93.4	83.2	66.1	49.1
单宽流量 q(m ³ /sm)	0.408	0.256	0.228	0.181	0.135
计算冲坑深度 Z _m (m)	5.26	4.17	3.93	3.50	3.03
冲坑形成时间 T _m (h)	4.67	5.77	6.07	6.74	7.69

E.5.2 计算假定库水漫顶冲刷后上游库水位与增强体心墙顶部高程齐平, 则上下游水位差 $H = 39.5 - 1.5 = 38\text{m}$, 冲刷系数 $\Phi = 3.83$, $m = 0.25$, $n = 0.50$, $s = 0.18$; 时间系数 $\omega = 3.52$, $\alpha = -0.45$, $\beta = 0.15$ 。分别由式 (E.2-1)、(E.2-2) 计算各频率洪水冲刷坑深 Z_m 和达到计算坑深所需的时间 T_m 列入表 E.5-1。由表可知, 在水库遭遇 300 一遇的校核洪水漫顶冲刷时, 最大冲深可达 5.26m, 相应时间为 4.67 小时; 在 30 年一遇的设计工况下, 如洪水漫顶, 则坝下游最大冲深 4.17m, 相应时间为 5.77 小时。

E.5.3 依据式 (E.3-1)、E.3-2) 进行增强体的抗折断强度复核, 取 $K_Q = 1.3$, $K_M = 1.25$, C25 墙体混凝土的 $[R_C] = 17\text{MPa}$, 则 $[R_Q] = 3.162\text{MPa}$, $[R_M] = 7.083\text{MPa}$, 对本工程, 增强体设计厚度 $\delta = 0.8\text{m}$, 上游堆石浮密度 $\rho'_1 = 1.62\text{ t/m}^3$, 土压力系数 $k'_{a1} = 0.24$, 由此得: $Z_m^Q = 6.95\text{ m}$, $Z_m^M = 7.31\text{ m}$ 。

$$\text{由式 (E.4-1)-(E.4-4), } S_d = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^D} = \frac{\min(6.95, 7.31)}{4.17} = 1.67 > 1.25$$

因而在设计洪水时, 不会出现溃坝的情况。

$$S_c = \frac{\min(Z_m^Q, Z_m^M)}{Z_m^C} = \frac{\min(6.95, 7.31)}{5.26} = 1.32 > 1.15$$

同样在校核洪水时, 也不会出现溃坝的情况。上

述计算成果列入表表 E.5-2。

表 E.5-3 方田坝水库洪水漫顶不溃分析表

工 况	计算冲坑深 Z _m (m)	墙体按抗剪有 效的计算深度 (m)	墙体按抗弯 有效的计算 深度 (m)	漫顶不溃安全 系数 S	结 论
校核洪水	5.26	6.95	7.31	1.32 (>1.15)	不溃决
设计洪水	4.17	6.95	7.31	1.67 (>1.25)	不溃决

因此，方田坝水库在遭遇 300 年一遇洪水和 30 年一遇洪水下，增强体土石坝并不会产生如同常规土石坝所谓溃决的极端情况，因而增强体起到了抵制土石坝漫顶溃坝的结构支撑作用，说明增强体土石坝的安全运行性能比常规土石坝更为出色。

附录 F 增强体混凝土心墙施工记录图表格式

表 F.1 增强体混凝土心墙工程冲击钻机造孔班报

表 F.2 增强体混凝土心墙工程抓斗挖槽班报

表 F.3 导管下设及开浇情况记录表

表 F.4 混凝土浇筑导管拆卸记录表

表 F.5 混凝土浇筑孔内混凝土面深度测量记录表

表 F.6 第 号槽孔混凝土浇筑指示图及浇筑过程记录

表 F.7 增强体混凝土心墙接头管下设记录表

表 F.8 增强体混凝土心墙接头管起拔记录表

表 F.9 增强体混凝土心墙造孔质量检查记录表

表 F.10 增强体混凝土心墙清孔质量检查记录表

表 F.11 增强体混凝土心墙单孔基岩面鉴定表

表 F.12 增强体混凝土心墙造孔清孔检查合格证

图 F.1 增强体混凝土心墙竣工图

表 F.3 导管下设及开浇情况记录表

工程项目：_____ 槽孔编号：_____ 导管编号：_____

施工单位：_____ 清孔结束时间 _____年____月____日____时____分

下设时间(时:分)：_____至_____ 清孔验收时间 _____年____月____日____时____分

一、导管管节编号及长度

导管内径：_____mm

管节编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
管节长度(m)										
累计管长(m)										
管节编号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
管节长度(m)										
累计管长(m)										
管节编号	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
管节长度(m)										
累计管长(m)										
管节编号	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
管节长度(m)										
累计管长(m)										

注：每套导管的底节编号为1，自下而上编号。

二、导管实际下设情况

导管塞直径：_____mm

终孔验收孔深 (m)	导管长度 (m)	孔外管长 (m)		导管下端距孔底 (m)	孔内管长 (m)
		导管放置孔底	导管安置后		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)=(4)-(3)	(6)=(2)-(4)

三、开浇情况

砂浆开始注入孔内时间： _____日____时____分；混凝土开始注入时间： _____日____时____分
开浇过程及情况说明：

技术值班：

浇筑班长：

记录：

表 F.6 第__号槽孔混凝土浇筑指示图及浇筑过程记录

工程项目: _____ 槽孔长度: _____ m 平均孔深: _____ m 平均孔宽: _____ m 计划方量: _____ m³ 实浇方量: _____ m³
 起止桩号: _____ 清孔验收时间: _____ 开浇时间: _____ 终浇时间: _____ 终浇高程: _____ m

单孔编号	导管编号	预留孔编号	测点编号	高 程 深 (m) (m)	混凝土面 测量时间 (时:分)	累计浇筑 车(盘)数	累计浇筑方 量(m ³) 计划 实际	累计方量—浇筑高程曲线	气象 情况	浇筑情况说明	记 录 员	浇 筑 班 长	技 术 值 班
终孔验收孔深 (m)							0 50 100 150 200 累计浇筑方量 (m ³)		混凝土 运输方式		技术负责:		
孔底淤积厚度 (m)					混凝土配合比: 混凝土坍落度: _____ mm ; 混凝土扩散度 _____ mm			混凝土面平 均上升速度	m/ h	监 理:			
导管底至孔底 距离 (mm)					施工单位:			导管埋深	最小 (m): 最大 (m):				

注: 本记录应采用方格纸(米格纸)绘制, 图幅的长度和宽度根据孔深和槽孔长度确定。

表 F.7 增强体混凝土心墙接头管下设记录表

第 _____ 号槽接头管下设记录表

工程名称: _____

施工单位: _____

下设日期: _____年____月____日

编号: _____

_____ 1 号孔 孔深_____m					_____ 3 号孔 孔深_____m				
下设时间: __日__时__分至__日__时__分					下设时间: __日__时__分至__日__时__分				
序号	编号	管长	备注		序号	编号	管长	备注	
1					1				
2					2				
3					3				
4					4				
5					5				
6					6				
7					7				
8					8				
9					9				
10					10				
11					11				
12					12				
13					13				
14					14				
15					15				
16					16				
17					17				
18					18				
19					19				
20					20				
注: 接头管底节编号为 1, 按由下向上顺序编号					注: 接头管底节编号为 1, 按由下向上顺序编号				
接头管总长(m) (1)	孔外管长(m) (2)	接头孔孔深(m) (3)	孔内管长(m) (4)=(1) -(2)	管底距孔底(m) (5)=(3)- (4)	接头管总长(m) (1)	孔外管长(m) (2)	接头孔孔深(m) (3)	孔内管长(m) (4)=(1) -(2)	管底距孔底(m) (5)=(3)- (4)

记录:

验收:

现场工程师:

_____年____月____日

表 F.8 增强体混凝土心墙接头管起拔记录表

第 号槽接头管起拔记录表

工程名称: _____ 施工单位: _____

开浇时间: _____月_____日_____时_____分 终浇时间: _____月_____日_____时_____分

强度等级: _____ 级配: _____ 气温: _____℃ 预计初凝时间: _____小时 编号: _____

_____ 1 号孔起止时间: _____月_____日_____时_____分 至 _____日_____时_____分						_____ 3 号孔起止时间: _____月_____日_____时_____分 至 _____日_____时_____分							
验收孔深: _____m 孔内管长: _____m						验收孔深: _____m 孔内管长: _____m							
序号	动作时间 (h:m)	泵源		表压 (MPa)	升管 (m)	备注	序号	动作时间 (h:m)	泵源		表压 (MPa)	升管 (m)	备注
		小	大						小	大			
1							1						
2							2						
3							3						
4							4						
5							5						
6							6						
7							7						
8							8						
9							9						
10							10						
11							11						
12							12						
13							13						
14							14						
15							15						
16							16						
17							17						
18							18						
19							19						
20							20						
拔管后孔深: _____m						拔管后孔深: _____m							

记录: _____ 验收: _____ 现场工程师: _____年_____月_____日

表 F.10 增强体混凝土心墙清孔质量检查记录表

槽孔编号：_____ 槽孔长度：_____m 清孔方法：_____ 孔口高程：_____

施工单位：_____ 施工机组：_____ 清孔日期：_____年_____月_____日

槽孔开孔日期：_____年_____月_____日		清孔开始时间：_____时_____分								
槽孔终孔日期：_____年_____月_____日		清孔结束时间：_____时_____分								
项 目		孔 位								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
孔 内 泥 浆 性 能	取样深度 (m)									
	取样时间 (时:分)									
	密度 (g/cm ³)									
	黏度 (s)									
	含砂量 (%)									
孔 底 淤 积	终孔孔深 (m)									
	测饼深度 (m)									
	淤积厚度 (mm)									
	测量时间 (时:分)									
接 头 刷 洗	刷洗方法	起端：_____ 末端：_____								
	刷洗遍数	起端：_____ 末端：_____								
	刷洗效果	起端：_____ 末端：_____								
说 明						检验人员签字				
						年 月 日				

表 F.12 增强体混凝土心墙造孔清孔检查合格证

工程项目：_____ 槽孔编号：_____ 槽孔长度：_____ m 起止桩号：_____

施工单位：_____ 开孔时间：_____ 终孔时间：_____ 清孔时间：_____

检 验 项 目	质量 标准	各部位质量检查结果									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
孔径孔宽(mm)											
孔位偏差(mm)											
终孔深度(m)											
嵌岩深度(m)											
最大孔斜率(%)											
相应孔深(m)											
泥浆密度(g/cm ³)											
泥浆黏度(s)											
泥浆含砂量(%)											
淤积厚度(mm)											
槽孔	长度(mm)	起端					末端				
套接	厚度(mm)	起端					末端				
接头	遍数	起端					末端				
刷洗	效果	起端					末端				
施工单位说明：			验收意见：				验收成员签字：				
							年 月 日				
附件	名 称						编 号				

图 F.1 增强体混凝土心墙竣工图

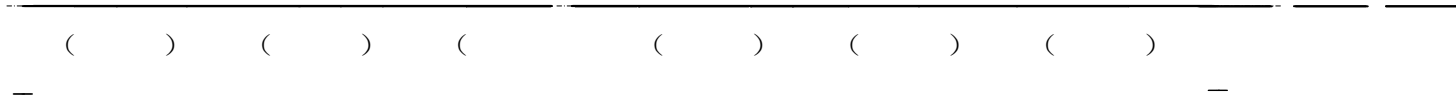


图 例

造孔	槽孔编号					
	起止桩号 (m)					
	槽孔长度 (m)					
	起止日期 (年.月.日)					
	造孔进尺 (m)					
	成墙面积 (m ²)					
	平均孔深 (m)					
	嵌入基岩深度 (m)					
清孔	泥浆	黏度 (S)				
		密度 (g/cm ³)				
		含砂量 (%)				
	孔底淤积厚度 (mm)					
混凝土浇筑	浇筑日期 (年.月.日)					
	浇筑方量 (m ³)					
	平均上升速度 (m/h)					
	混凝土试件	抗压强度 (MPa)				
		抗渗标号				
	弹性模量 (MPa)					

墙顶净长	m
平均深度	m
截水面积	m ²
造孔总进尺	m
混凝土总方量	m ³
总工期	日

绘图说明:

1. 纵剖面图应绘制下列内容:

- ①墙顶高程线; ②墙底轮廓线, 墙底高程; ③槽孔接缝线; ④地层分层线及符号;
- ⑤预留孔、钢筋笼、观测仪器埋设位置示意; ⑥较大事故出现部位; ⑦检查孔位置;
- ⑧勘探孔位置; ⑨大孤石位置。

2. 平面图应绘制下列内容:

- ①施工轴线位置; ②墙顶平面位置; ③接缝位置; ④预留孔、平面位置; ⑤墙顶起点、终点、明显的拐点桩号。

3. 检查孔的各墙段施工资料汇总表应一并绘入竣工图。

标准用词说明

标准用词	在特殊情况下的等效标书	要求严格程度
应	有必要、要求、要、只有……才允许	要 求
不应	不允许、不许可、不要	
宜	推荐、建议	推 荐
不宜	不推荐、不建议	
可	允许、许可、准许	允 许
不必	不需要、不要求	

纵向增强体心墙土石坝技术导则

Technical guidelines for longitudinal reinforcement earth dam with
central core construction

条文说明

编制说明

本技术导则在编制过程中，进行了较为广泛的研究、分析和调研，通过总结全省在红层地区的土石坝筑坝经验，并结合当地特色，同时参考国内工程建设的实践经验以及国外相关技术成果，提出适合于四川红层地区土石坝建造的新思路。对其它地区类似工程建设也有借鉴作用。

为了便于广大设计、勘测、施工、科研等人员使用本导则开展相关技术工作，我们编制了《增强体土石坝技术导则》及其条文说明，对有关技术规定的依据、目的以及执行过程中应当注意的问题或事项进行了力求详尽的说明与解释。条文说明不俱备与技术导则同等的效力，只供使用者作为进一步理解和把握导则有关规定的参考。

在本导则与条文说明使用过程中，欢迎广大使用者提出批评与改进意见，以期本导则日臻完善。

目 录

条文说明	63
编制说明	64
1 总则	67
2 术语	70
3 增强体心墙原材料.....	71
3.1 一般规定	71
3.2 混凝土骨料	71
3.3 水泥	71
3.4 水	72
3.5 外加剂	72
3.6 掺合料	72
3.7 钢材	72
4 增强体心墙技术要求.....	74
4.1 一般规定	74
4.2 增强体心墙材料	74
4.3 钢管混凝土	75
5 坝体设计	77
5.1 一般规定	77
5.2 坝体结构	77
5.3 渗流计算	79
5.4 大坝稳定计算	79
5.5 变形与应力计算	80
6 荷 载	82
6.1 一般规定	82
6.2 荷载分类与组合	82
6.3 荷载计算	82
7 增强体心墙设计.....	84
7.1 一般规定	84
7.2 增强体心墙厚度	84
7.3 增强体变形计算	86
7.4 增强体受力分析	88
7.5 增强体结构	92
7.6 心墙与坝基、岸坡及其它建筑物的连接.....	92
8 增强体心墙基础处理.....	94

8.1	一般规定	94
8.2	软弱基础处理	94
8.3	砂砾石基础处理	94
8.4	基岩基础处理	94
9	大坝施工	96
9.1	一般规定	96
9.2	施工填筑	96
10	增强体心墙施工	97
10.1	一般规定	97
10.2	槽孔建造	98
10.3	增强体施工	99
10.4	钢桁架和预埋钢管	100
10.5	墙段连接	101
10.6	灌浆与封堵	102
11	安全性评估	103
11.1	一般规定	103
11.2	洪水漫顶的安全性评估	104
12	增强体加固	106
12.2	堰塞体加固利用	107
13	质量控制与检查	108
13.1	一般规定	108
13.2	坝体填筑质量控制	108
13.3	增强体质量控制	108
14	大坝安全监测	110
14.1	一般规定	110
14.2	坝体安全监测	110
14.3	增强体安全监测	110

1 总则

1.0.1 土石坝作为一种古老的坝型由于其技术简单、造价低廉、适应性强而一直为工程界所喜闻乐见，土石坝建设一直存在于人类历史的发展之中，特别从近代以来，工业文明进程也极大地促进了筑坝技术的不断进步。可以说，到了现代社会，土石坝技术理论也日臻完善，如从土石坝计算分析看，沉降计算有分层总和法，坝坡稳定分析有条分法，应力与变形计算有有限元法等。从土石坝的防渗型式看，有全断面防渗型式如均质坝；有坝体内部防渗型式如心墙坝、斜墙坝；有坝体表面防渗型式如面板堆石坝。从土石坝施工看，坝体分层填筑、振动碾压、防渗体碾压式与浇筑式等工法不断进步。从大坝安全监测来看，已经在坝体与防渗体施工期建立基于信息化管理的施工实时监控系統，实现施工阶段的大坝安全与优化控制。从筑坝材料来看，土石坝的用料范围得以进一步拓宽，比如防渗材料大致有刚柔之分，如采用柔性材料用于表面防渗称为沥青混凝土面板土石坝，采用刚性混凝土面板用于表面防渗称为钢筋混凝土面板土石坝；采用柔性材料用于坝体内部防渗称为土质心（斜）墙或沥青混凝土心墙土石坝；同样，如果采用混凝土刚性材料作为心墙而建造的土石坝称之为增强体土石坝。总之，现代科技促使土石坝建设向着完备性发展，使其真正成为一门独特的应用科学与技术理论。

自上世纪五十年代以来，我国在水利水电工程大量应用针对基础防渗和截水的地下连续墙施工技术，近几年来，已建成的造墙深度最大达 210m（西藏旁多水利工程）。当前我国西部省份许多高坝大库的坝基防渗均采用地下连续墙技术，在高土石坝中自上而下形成“柔性防渗心墙（如砾石土或沥青混凝土）+基础防渗墙+墙下帷幕灌浆”的“三位一体”垂直防渗体系。近年来，鉴于环保要求和土地资源的征用难度，已有人开始研究不用或少用天然土料作为土石坝防渗料而寻求替代常规的粘土或砾石土的其他防渗材料，因此将混凝土防渗墙提高到土石坝坝体用于防渗体具有重要的现实意义。实际上采用混凝土材料作为土石坝的防渗心墙在工程中已有应用，但原来的混凝土防渗心墙的施工方法大都按分层浇筑的方式进行，工艺上并没有突破土石坝分层填筑的传统思想，设计方法上也仅仅限于作为防渗材料来使用。

刚性混凝土与柔性土石坝填筑料组合在一起形成“刚柔相济”有别于传统的新的土石坝构造，其性能也与传统土石坝不尽相同。在满足防渗性能这一基本要求的基础上，混凝土防渗心墙还具有承重受力、抵抗变形的特点，这与传统的柔性防渗材料又不一样，另外，研究表明，刚性的防渗体在遭遇洪水漫顶防止溃坝方面具有传统土石坝所没有的功能，具体来说，刚性防渗体杜绝、延迟或降低了土石坝漫顶溃坝的风险。基于上述原因，混凝土防渗心墙已经超越了单纯的防渗材料的桎梏，

而上升为具有结构性能的结构体，所以，混凝土防渗心墙应改称为增强体（或简称增强体、墙体等），相应地混凝土防渗心墙土石坝也应改称为“增强体土石坝”。结合增强体土石坝的研究，本导则还齐备并述及了增强体心墙的受力与变形、洪水漫顶的安全评估、防渗体厚度定量确定、增强体作为挡土墙的土压力受力分析、坝体内建造混凝土刚性心墙作为结构体的系列施工方法等一些创新性内容。因此，提出增强体土石坝的计算分析理论与方法以及相关导则是对土石坝应用科学理论的补充与完善，它再一次证实和丰富了土石坝完备性技术体系的应用与发展。

1.0.2 增强体土石坝是对常规土石坝的关键部位——防渗体进行了理论创新和应用创新，除此以外，其它部位仍然与常规土石坝相同。按照有关技术规定，以坝高 70m 为划分标准，大于 70m 为高坝，小于 70m 为中低坝，增强体用于土石坝的建造仍然从其划分标准。另外，就四川红层地区而言，在红层地区筑坝规模一般为中低坝，坝高很少超过 70m，同时，红层地区作为沉积岩地层，地震烈度也在 7 度以下，由此，在适用范围上规定对坝高 70m 以下的和 2 级及以下的土石坝均可适用。为慎重计，规定对坝高 70m 以上或坝址地处 8 度地震裂度的土石坝应开展专门研究。一般而言，处于四川红层区域内的土石坝建造，均可修建增强体土石坝，而在较高地震裂度地区由于增强体和土石料的动力响应性质不同，故应专门进行适宜性研究。目前已在 大竹河水库（最大坝高 61.0m）渗漏处理、方田坝水库（最大坝高 41.5m）扩建、仓库湾水库（最大坝高 34.15m）新建、马头山水库（最大坝高 36.5m）扩建、竹子坎水库（最大坝高 29.6m）除险加固等四个项目中得到应用。

近年来，由于多种原因引发堰塞湖已成为常见的地表地质现象，一般在堰塞体形成之初因其截断河道影响了河道水流天然的排泄关系，因而多是有利的。随着堰塞湖人工或自然消除险情，堰塞体经过多年的冲刷逐步形成较为稳定的河道堆积物，因而对这种堰塞体加以合理利用是有可能的，2014 年云南鲁甸地震，在拟建的红石岩水电站上游形成山体滑坡堵塞牛栏江形成堰塞湖，经研究有关方面及时将堰塞体改造成拦河大“坝”，所用方法就是采用类似于增强体加固的方法，在堰塞体上“插入”增强体防渗墙，从而开创增强体加固堰塞体开发利用堰塞湖的应用先例。

1.0.3 如前所述，增强体就是混凝土防渗墙的理论提升和应用拓展。增强体的提出，实际就是“刚柔相济”筑坝理论的进一步完善。增强体不能仅仅认为是具备防渗功能的防渗墙体，而更是具有抵抗变形和受力的结构体。由此进行设计，并引伸出增强体是土石坝工程能够解决漫顶不溃的最终方案。

1.0.4 增强体筑坝技术已经获得了几个工程的实际应用，其中有新建大坝也有已成水库的除险加固，个别项目运行 5 年的实践表明，一方面，增强体作为新建项目，在方法上独具特色，较传统工法更为简洁；另一方面，对已成项目的除险加固，可以杜绝坝顶沉陷和白蚁危害，减少渗漏引起的滑坡、

开裂，延长土石坝的安全运行周期并降低大坝病险程度和出险概率。这一新坝型可以上升为通过实际应用引领理论发展的又一工程典范。

1.0.5 本条规定了与常规土石坝相同的设计条件，这一规定实际上表明增强体土石坝与常规的碾压式土石坝在设计条件上是一致的，由此，也便于比较这种坝型与传统坝型的异同之处，从而积累可供参考的相关工程设计和经验积累。

1.0.6 本导则罗列一些主要的相关技术规程规范和标准，包括水利行业以外的技术标准，以供参阅。

1.0.7 这里特别指出的是，增强体土石坝属碾压式土石坝范畴，已有的土石坝规程规范对增强体土石坝同样适用，上一节已罗列了相当一部分规程规范可供参照。

2 术语

本导则列举了 20 个主要术语，包含了土石坝工程、混凝土结构工程、水工挡土墙、水工水力学等各方面的术语并给予相应解释，其中也有一些新术语也予以相应解释。

本导则有一些术语是其它规范所没有的或不具明确的解释的，诸如增强体、常规土石坝、钢桁架、下拉（曳）荷载、上（下）游主动（被动）推力等，导则一一做了解释说明。

本导则还有一些术语是根据增强体土石坝的工程特点而新设的，诸如受力安全系数、洪水漫顶不溃安全系数等，导则中已给予相应解释。

3 增强体心墙原材料

3.1 一般规定

增强体心墙所用的原材料包括拌制水、水泥、骨料、掺合料、外加剂、型钢、钢筋、钢管等的选用、堆放、储存、加工等应按国家和行业有关标准、规定执行。如果限于工程现场条件，对一些材料（如水泥、骨料等）的选用不合规定或有偏差时，应当进行复核性试验论证。

3.2 混凝土骨料

3.2.1—3.2.3 混凝土骨料分粗细两大类骨料，粗骨料一般要求采用新鲜、坚硬、完整、磨圆度好、针片状含量少的河床天然砂砾石或人工加工料，石料母岩饱和抗压强度不低于 40MPa，应注意有害物质的含量不能超过国家和行业规定。使用其它材料诸如山砂、特细砂和含有活性骨料、黄锈和钙质结核等骨料应经过试验论证，不影响设计要求的墙体材料的物理力学性能指标，则可使用。

工程上广泛使用天然卵石、砾石、人工碎石和天然砂、人工砂等建材，对一些地区，如经过论证不影响设计要求的墙体材料的物理力学性能指标，可适当放宽骨料的使用限制，如软岩或次软岩等。对四川红层地区广布的侏罗纪、白垩纪砂岩、粉砂岩的使用应慎重，这些岩石的饱和抗压强度普遍偏低（一般为 20-30MPa 左右，属软岩或次软岩），如使用应有充分的试验验证，最好采用掺配的方法，依据有关工程试验，如软岩骨料与其它硬岩骨料（河道砂砾石）掺配，掺配比为软岩掺量不宜粗骨料的 20%。骨料最大粒径规定不大于 60mm，主要是考虑在钢桁架中应防止构造钢筋分布容易对最大骨料形成卡住以致架空的情况。但钢管内的核心混凝土骨料仍宜采用坚硬岩石或砂砾石料。

四川营山金鸡沟水库试验表明，采用嘉陵江天然砂砾石 70% 掺合当地砂岩骨料 30%，强度将减少 15% 左右。

3.2.4 参照有关规范规定，细骨料的细度模数宜控制在 2.0—3.0（天然砂）或 2.2—2.9（人工砂）之间，本导则采取控制下限，适当放宽上限。实际施工中，当砂细度模数较粗时，可以通过掺加粉煤灰等进行调整，能够满足工程质量要求，同时还可以放宽砂的选择范围。

当增强体心墙混凝土设计强度等级大于等于 30MPa 和有抗冻要求时，细骨料含泥量不应大于 3%。设计强度等级小于 30MPa 时，细骨料含泥量不应大于 5%。

3.3 水泥

增强体混凝土不宜采用凝结速度较快的水泥，例如铝酸盐水泥、硫铝酸盐水泥等，以保证混凝

土有足够的扩散度,同时水泥选用还应考虑外加剂的相容性。施工前应检验水泥与外加剂的相容性,以保证施工质量和施工进度。对已经受潮结块的水泥,必须经加工处理,并检验合格后才能使用。

3.4 水

混凝土拌制用水应按有关规范规定使用合格的施工用水,必要时对用水水源进行检测,保证水质符合混凝土拌制要求,防止水中的有害物质对混凝土结构形成潜在危害。

3.5 外加剂

3.5.1 混凝土外加剂的品质要求应满足《水工混凝土外加剂技术规程》(DL/T 5100-2014)的规定,外加剂品种的选用和掺入量应通过实验确定,并定期进行周期性检验。

3.5.2 根据增强体混凝土的设计指标、施工季节、颗粒料特性等具有情况,确定是否掺用外加剂。高温施工时,掺加缓凝高效减水剂,可以延缓增强体凝结时间。根据配合比试验和现场抽样检验的增强体混凝土性能指标应满足下列要求:入槽坍落度 18~22cm,扩散度 34~40cm,坍落度保持 15cm 以上的时间不小于 1h;初凝时间不小于 6h,终凝时间不宜大于 24h。

3.6 掺合料

3.6.1 膨润土的主要成分为钠基蒙脱石,它是一种由微观片状晶体结构组成的矿物片状晶体通常小于 2 μm 且呈胶状,它们能够吸收水分子,从而使得分子间距加大、膨润土颗粒膨胀一旦膨润土颗粒吸水后,分子内电荷达到饱和即会阻止水分子通过,这就保证了膨润土具有极低的透水性,使之具有优良的防水屏障作用。在国内外,数十年来膨润土防水材料被广泛应用于地下防渗帷幕工程。

3.6.2 品质优良的粉煤灰可以改善混凝土的工作性能,提高混凝土后期强度和耐久性。由于粒化高炉矿渣粉具有较高的强度活性,需水量也较小,可以改善混凝土的工作性能,也有利于提高混凝土的后期强度与耐久性。硅灰的技术性能指标主要是比表面积和二氧化硅含量,可以改善混凝土拌合物的粘聚性与流动性,可显著提高混凝土的强度和耐久性。复合矿物掺合料可以由多种不同的矿物掺合料组成,如粉煤灰、矿渣、硅灰等。各种掺合料及其性能指标测定都有其相应的标准规定,如《高强高性能混凝土用矿物外加剂》(GB/T18736—2002)、《用于水泥和混凝土中的粒化高炉矿渣粉》(GB/T18046-2008)等等,应遵照执行。

3.7 钢材

宜按照《水工混凝土结构设计规范》(SL191)和工程的具体设计选用钢筋。钢管选用宜满足后期灌浆需要,规格一般选用尺寸不小于 DN100,外径 \times 壁厚为 108 \times 4.0 以上的,但不宜选用尺寸太

大的钢管，否则不经济，也不利于施工。条文规定了增强体所需各类钢材的用途和具体规格尺寸。各类型钢并不做为必须的材料选项，只是为了增加钢桁架的整体稳定，根据现场施工条件进行选择的。

4 增强体心墙技术要求

4.1 一般规定

4.1.1 大坝等级和坝高一般反映出工程的重要程度，作为起结构性作用的增强体在功能上也应有所改变。从工程实践看，对于坝高不超过 50m 的中低坝，增强体的强度等级大于 C20、抗渗等级大于 W6 或 W7 就能满足要求；对于坝高 50-70m 的中高坝强度与抗渗级别也应相应提高，但不宜太高，按技术经济考虑，强度不宜超过 C35，抗渗等级不超过 W8。同时 GB175《通用硅酸盐水泥规范》规定了各种水泥的强度等级，因此本导则规定，增强体的混凝土强度等级一般不宜低于 C20。另外，强度和抗渗级别的考虑除了经济造价因素以外，还应综合考虑筑坝材料特别是过渡料的力学指标，满足变形协调与应力过渡要求。

4.1.2 钢管混凝土是指在钢管中填充混凝土而形成的构件，按截面形式不同，可分为圆钢管混凝土，方、矩形钢管混凝土和多边形钢管混凝土等。有关建筑规范规定，钢管混凝土系采用直径不小于 ϕ 100mm 且壁厚 4.0-18mm 的钢管，钢管内外浇筑成混凝土立柱结构，以增强结构的强度和刚度，这也是增强体心墙不同于常规的混凝土心墙之处。水利行业采用钢管混凝土结构十分少见，因而对此研究得也很少。

钢管混凝土结构具有良好的受力性能和施工性能，一是承载力高、延性好，抗震性能优越。钢管混凝土中，钢管对其内部混凝土的约束作用使混凝土处于三向受压状态，提高了混凝土的抗压强度。有关资料研究显示，钢管混凝土的抗压强度较钢筋混凝土的抗压强度一般高 40—100%（周晓玉等），相应地它的抗剪与抗弯性能均有提高（约 15—40%）。钢管内部的混凝土又可以有效地防止钢管发生局部屈曲。研究表明，钢管混凝土柱的承载力高于相应的钢管柱承载力和混凝土柱承载力之和。钢管和混凝土之间的相互作用使钢管内部混凝土的破坏由脆性破坏转变为塑性破坏，构件的延性能明显改善，耗能能力大大提高，具有优越的抗震性能，在这方面，钢管混凝土构件要比钢筋混凝土构件强得多。二是施工方便、工期缩短。增强体钢桁架施工下设时，钢管可以作为刚性骨架承担施工阶段的施工荷载和结构重量，施工不受混凝土养护时间的影响。由于钢管混凝土内部没有钢筋，便于混凝土的浇注和捣实，不需要模板，既节省了支模、拆模的材料和人工费用，也节省了时间。近年来，泵送砼相当普遍，简化了现场灌混凝土的工序，简便了施工。在浇筑后，钢管内处于相当稳定的湿度条件，水分不易蒸发，省去浇水养护工序，简化了混凝土的养护工艺。

4.2 增强体心墙材料

4.2.1 这是关于确定混凝土施工配制强度的推荐性条文。混凝土施工配制强度的计算，有标准差法和

离差系数法两种方法，近年来国内多数规范采用标准差法，其原因是：在强度等级大于 20MPa 时，在同等质量控制水平下，标准差 σ 的变化很小，用标准差法反而更方便，所以对增强体用普通混凝土采用标准差法计算混凝土施工配制强度是合适的。《水工混凝土试验规程》SL352 中有详细的计算方法，本条引用该标准。

墙体混凝土是用直升导管法在泥浆下浇筑的，据国内外资料，其强度比同等级地面浇筑的混凝土强度有不同程度的降低，仅为后者的 70%~90%。所以考虑到泥浆下浇筑条件对实际强度的不利影响，设计施工配合比时应相应提高混凝土的强度等级，参照国内外经验，建议对普通混凝土可提高一个强度等级。

增强体混凝土是刚性墙体材料，主要是用于满足增强体土石坝的技术要求。胶凝材料的用量、水灰比是决定混凝土强度、抗渗性和耐久性的主要因素，故参照国内外的有关规范和施工经验，并考虑浇筑上的一些的不利因素，本条提出了其配合比参数的控制下限。

4.2.2 有关混凝土墙体材料的施工性能应有具体要求。工程实践证明，入槽坍落度低于 180mm 浇筑将很困难，因此实际坍落度应以槽孔口测量数据为准。必须同时提出，入槽坍落度保持 150mm 以上的时间不小于 1h，对于孔内混凝土的均匀扩散很重要。初凝时间过短会给混凝土浇筑施工和接头孔拔管施工造成困难，终凝时间过长会影响施工进度。混凝土的密度过小不利于混凝土充分置换孔内泥浆，所以应予适当限制。

4.3 钢管混凝土

4.3.1 如前述，水利行业尚无钢管混凝土规范，依据建筑行业有关规范，外径大于 100mm、管壁厚度不小于 3mm 的钢管通过内部混凝土充填所形成的立柱称为钢管混凝土柱。水利工程基础防渗选用多大的钢管首先应满足坝基灌浆的需要，后期对灌浆管的封堵也是从水工防渗的需要而定的。以往水利工程对灌浆管的封堵并没有刻意要形成所谓钢管混凝土，也没有认识到通过钢管混凝土来提高防渗墙的结构性能。因此，以往封堵灌浆钢管一般都是采用水泥砂浆而非混凝土。本条明确了后期封堵灌浆管宜采用细石混凝土。

4.3.2 钢管混凝土的真正意义在于能够形成由钢管及其核心混凝土（管内混凝土）和钢管外钢筋混凝土三者共同承受外荷载作用，这是一种比常规钢筋混凝土受力性能更优的结构构件。对于管内混凝土，建筑行业规定，强度等级一般不低于 C30，水利行业没有此硬性规定，可根据实际需要选定，但仍然规定，管内混凝土强度等级不宜小于管外混凝土的强度等级，即不低于 C20。

4.3.3 增强体心墙作为混凝土结构应满足强度要求，通过处于坝体中的受力分析，在各种工况下的

荷载作用下是安全的。混凝土强度等级由标准立方体试件抗压强度标准值确定的，是混凝土其他力学指标的基本代表值。有关资料研究表明，钢管混凝土的抗压强度较钢筋混凝土的抗压强度一般高 40—100%（周晓玉等），相应它的抗剪与抗弯性能均有提高（可参见 7.4.1）。据有关资料显示，抗剪强度值为其抗压强度的 0.316（施士昇），混凝土结构设计规范 GB50010-2010 规定其抗弯强度为抗压强度的 (1/20-1/30)（中国建筑科学研究院），这里所述的抗压强度为《水工混凝土结构设计规范》（SL191-2008）中的建议取值。

由此,为了统一并留有一定的安全储备,可以仍然按照《水工混凝土结构设计规范》(SL191-2008)有关钢筋混凝土的抗压强度建议取值作为基准值,增强体的抗剪强度按 40-50% 计算;抗弯强度按 3.5-5.0% 计算。有条件时，宜根据试验进行取值。

有关混凝土抗剪强度研究曾在 20 世纪早期得到重视，对不同方法和不同试件导致不同结果，其抗剪强度与抗压强度之比为 0.056-0.316，平均值 0.18。清华大学施士昇通过混凝土试件纯扭转试验研究，认为混凝土的抗剪强度与抗压强度之比为 0.095-0.121，平均值 0.11。Hofbeck 等人研究混凝土的抗剪强度和抗压强度之比的结果为 0.119-0.316，平均 0.22。

表 7.5.1-1 公路行业有关有关规范的取值

抗压强度 (MPa)	7	11	15	20	25	30	36	42	49
抗弯强度 (MPa)	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
抗拉强度 (MPa)	0.89	1.21	1.53	1.86	2.20	2.54	2.85	3.22	3.55
弹性模量 (GPa)	15	18	21	23	25	27	29	31	33

同样，混凝土抗弯强度通过前人研究，得出一些有益的成果。如《公路水泥混凝土路面设计规范》（JTG D40-2002）有关取值的选择如表 7.5.1-1 所列，建筑行业有关规范列出混凝土抗压强度与抗弯强度的关系如表 7.5.1-2 所列，均可作为取值的参考，在考虑钢管混凝土时，可以提高相应值的 23-38%（周晓玉）作为设计计算选用值。

表 7.5.1-2 建筑行业有关规范列出混凝土抗压强度与抗弯强度的关系

抗压强度 R_c	25	30	35	40
抗弯强度 R_M	4.0	4.5	5.0	5.5

5 坝体设计

5.1 一般规定

5.1.1 本条规定增强体土石坝的土石坝部分依然与常规土石坝相同。诸如有关土石坝勘察设计程序、应完成的现场勘测工作内容、坝体料物分区及相应的分析计算、料场开采规划、管理与上坝公路布置、施工碾压参数等等。

5.1.2 增强体土石坝是仍属土石坝范畴，其坝址选择有关原则应与土石坝基本相同。所不同的是首先本坝型较传统土石坝的安全运行性能更为可靠，当洪水发生漫顶冲刷时，不会出现漫顶溃决的恶性事件；其次对坝基选择与处理可进一步放宽，无论什么类型的坝基都可以通过增强体的建造而建成大坝，这比其它坝的选址更简洁、建造更经济；第三，本坝型的选择将进一步简化坝基处理的难度，特别适合于在原老坝基础上加高、重建等，因为通过增强体的开槽施工，可以避免许多坝基开挖和处理的不必要开支，这样即经济又节省工期，比如四川通江方田坝老坝从原 15m 加高 25m，形成高约 40m 的新建坝。经土质心墙坝、沥青心墙坝、面板堆石坝等几种方案的技术经济比较，最终采用能够大量节省基础开挖量和大大缩短工期的增强体土石坝的设计方案。

5.1.3 本条目推荐增强体轴线布置在坝轴线上游侧并与之平行，主要是便于坝体防渗与两岸防渗帷幕线的一致，以及增强体顶部与防浪墙的连接。墙体轴线和坝轴线也可以重合。另外，还应考虑并服从施工平台布置和槽孔建造施工的便利。

5.1.4 增强体心墙采用垂直式布置首先是本坝型的基本需要，因为增强体具防渗以外还具有结构体的功能，能够承重与受力，并使坝体中的受力条件趋于简化。另外，增强体做成垂直式十分有利于机械化施工作业，质量安全均有保障。

5.2 坝体结构

5.2.1 如图 5.1.1 所示，为增强体土石坝典型剖面图。增强体土石坝分区更趋简化，与常规土石坝的分区不同之处在于设计了增强体功能区。如前所述，这个区是土石坝的关键区域，称之为“心脏”也不为过，它承担着防渗不漏、抵抗变形、受力承重、漫顶不溃等四大作用，故称其为增强体功能区，以示与常规土石坝的区别。

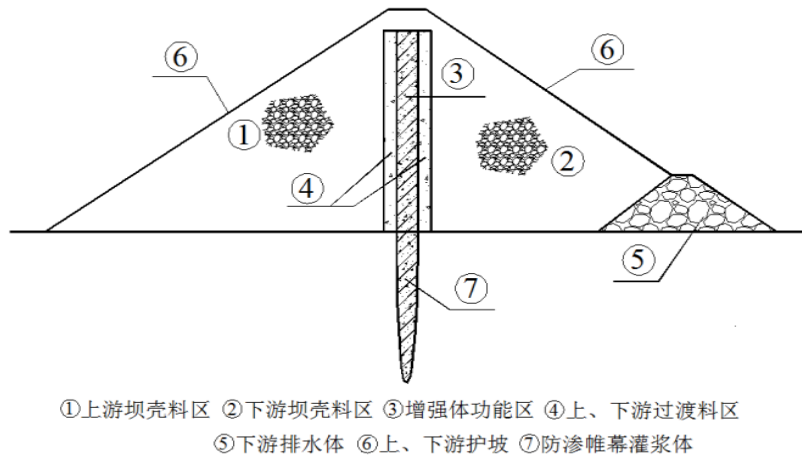


图 5.2.1 增强体土石坝典型剖面图

5.2.2 本条目推荐坝坡的坡角宜陡不宜缓是基于增强体对坝体填筑料的支撑作用，坝坡可适当变陡。根据四川大学侯奇东等人对方田坝坝坡所做的计算分析，列出不同的上下游坝坡选择与坝坡稳定安全系数相对应的关系分析，如表 5.2.2 所列。

表 5.2.2 上下游坝坡与坝坡稳定安全系数的关系表

工况	上游坝坡	下游坝坡	竣工期	正常蓄水	水位骤降
工况 0	1:2.25	1:2~1:2.25	3.20	2.90	2.10
工况 1	1:2	1:2	3.15	2.73	1.85
工况 2	1:1.75	1:1.75	2.82	2.57	1.67
工况 3	1:1.5	1:1.5	2.51	2.24	1.48

可见，随着坝坡逐渐变陡，坝坡稳定安全系数随之减小，工况 3 时达到最小值 1.48，由此可知，增强体土石坝较常规土石坝的边坡宜更陡一些。有关坝体边坡稳定安全系数与增强体受力的关系详见 7.4。

5.2.3 增强体作为坝轴线附近的刚性体，对墙体上下游两边的填筑料的沉降具有约束作用，坝体沉降预留时间足以使坝体完成大部分沉降变形，据有关监测资料分析，坝体堆石料在大坝填筑完成时的沉降量已达总沉降量的 95% 以上。因此，不预留竣工后的沉降超高是合理的。

5.2.5 增强体心墙作为混凝土防渗材料与土石材料之间并不存在层间反滤关系，因此反滤层可以取消。在坝体内设置排水与反滤构造实际上是一种安全储备，应按照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》5.6 进行设计，对增强体土石坝在坝体下游排水与反滤层的设置不宜过大，否则会造成用料浪费和投资增大。

5.2.6-5.2.9 在增强体心墙上下游设置过渡层（区）是根据施工的要求确定的，与大坝堆石体同时填筑的过渡层（区）在增强体心墙造孔施工时，由于过渡料颗粒较小，级配较细，易于固壁成槽，能够起到保护泥浆不漏失、保证护壁效果的作用。另外，过渡料介于上下游堆石体与增强体之间，可

以起到应力过渡的作用，这对增强体的均匀受力不至于形成应力集中从而防止不应有的开裂或裂缝是十分有益的。

对过渡料的具体要求一是最大颗粒粒径不宜太大，且级配连续，一般最大颗粒不超过 200mm 为宜；二是可采用自下而上变截面布置方式，底部宽顶部薄，可按 6m（底部）—3m（顶部）布置。如按等宽度布置，则以不小于 3m 为宜，会东马头山增强体坝的过渡层设计选择上下等宽，为 4m。通江方田坝过渡层为 6m 等宽。

5.2.10、11 本两条详细规定了上下游坝壳料的技术选择，这是根据相关规范相应技术条款和工程实践经验的总结。

5.2.4, 5.2.12-5.2.15 推荐性条文宜参照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》进行选定，这也是大量工程实践经验的积累与总结。为了维护本导则的相对完整性，故将常规的选项列于此，便于对比。

5.3 渗流计算

5.3.1 本条系从渗流计算的基本原理上规定增强体心墙与常规土石坝心墙之间是一致的，没有什么太大的区别。

5.3.2 本条是增强体土石坝的一个特点。改变了以往土石坝防渗设计与计算都是凭经验进行的传统套路，而将布置的防渗体的厚度与水库水位特征、墙体与筑坝材料力学特性联系起来，从理论上得出防渗体厚度的定量计算值，该数值应作为进一步设计的基本依据。

5.3.3 从目前工程实践来看，增强体心墙的设计厚度主要是考虑机械化施工的技术要求，即垮卡石钻机的施工作业宽度，这个宽度可以通过钻头的直径进行调整，一般为 0.6—1.2m,这对中小工程已经足够。

5.3.4 按照设计值进行的复核是必要的，这样也使防渗设计更有依据，也更安全。其中，下游填筑体满足心墙渗透稳定性的水平宽度一般小于由边坡稳定分析满足强度稳定性的坝体下游水平宽度，也说明下游坝体与边坡的设计应以强度稳定性控制，而不是由渗流稳定控制的。

5.4 大坝稳定计算

大坝边坡稳定计算的目的是复核土石坝在自重、外荷载、水压力等荷载作用下的稳定状况，不会沿坝体边坡或坝基某些断面产生整体或局部剪切破坏。

增强体土石坝的坝坡稳定计算与常规土石坝的稳定计算是一致的，勿庸赘述，有关计算工况、计算方法、计算参数、计算标准的选择也是相同的，可按相应规定选取。

值得一提，在土石坝上下游边坡、筑坝材料参数指标完全一致的情况下，增强体心墙比土质或砾质土心墙更能保证坝坡的稳定性，换言之，增强体心墙结构可以使坝体上下游边坡更陡一些，具体分析详见 7.4。

5.5 变形与应力计算

5.5.1 常规土石坝的沉降计算一般采用分层总和法，《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》已有表述和硬性规定，而且常规土石坝的沉降均按此法进行计算。但分层总和法只能求出坝顶沉降，而不能了解最大沉降所在位置和沉降分布状况。为了对坝轴线附近的沉降分布进行了解，可按照“模量法”进行复核，详见附录 B。

“模量法”计算坝体沉降的基本思路是考虑在坝轴线附近的填筑体基本处于荷载对称的单向压缩状态（侧限条件），这一计算方法可以了解沉降沿坝高分布情况。实际上，由于作为刚性材料的增强体“插入”土石坝体中，坝体实际沉降由于受到墙体的约束而比分层法计算得数值小，因此，按模量法计算的数值似更接近实际。仓库湾坝按模量法计算：坝顶沉降 $s=3.49\text{cm}$ ；最大沉降 $s_m=4.73\text{cm}$ ，发生在坝高 18m 处（即坝体中部略偏上的位置，此处增强体受下拉荷载也最大）。按分层总和法计算结果为坝顶沉降 7.78cm。

5.5.2-5.5.5 常规土石坝的有限元计算是一种复核。目前二维或三维有限元计算在各级设计院均有计算分析标准软件和专业人员，此项工作应当是普及的，有关计算模型及参数选择已有成熟资料可供对比分析，此处不再赘述。进行计算特别是对坝体进行非线性弹塑性分析甚至流变分析是有条件的，可以通过计算对照分析坝工设计与坝料分区的合理性，从而对施工组织方案、时间安排等都具有指导意义。

有限元计算在材料的本构模型确定后，主要看计算参数的合理性与可靠性，计算参数的选择一般都是基于试验分析的工程类比，根据实际观测结果进行参数反分析有时也是必要的，而且应依据实际情况对程序进行适当修改与试算，调试模拟参数与模拟过程的合理性，通过这种复核对坝体实际施工模拟有一个计算分析的预案参考，对下一步施工节点安排与选择、保障质量安全仍有裨益。

从有限元计算结果来看，土石坝体的应力与变形规律与常规土石坝情况基本一致，但也有不同之处，如沉降计算分布，由于增强体的存在而将坝体沉降分为上下游两个各自独立的区域，如图 5.5-1—4 所示为仓库湾水库大坝的有限元成果（陈立宝）。

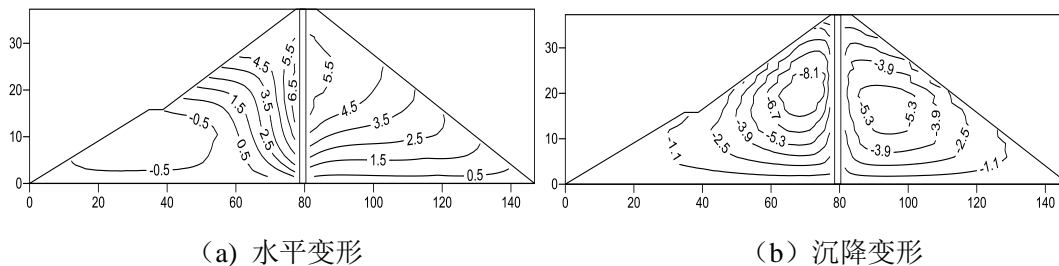


图 5.5-1 蓄水期坝体变形 (cm)

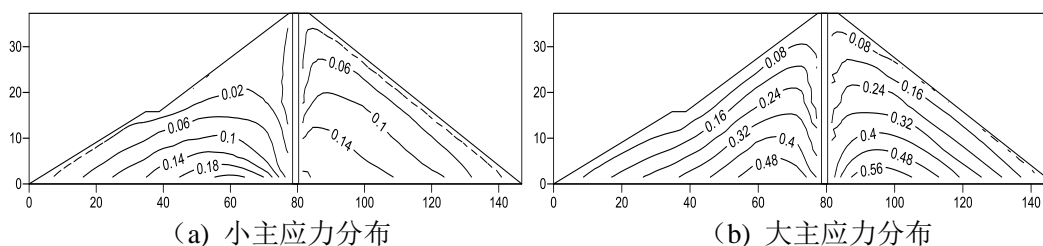


图 5.5-2 蓄水期坝体应力分布 (MPa)

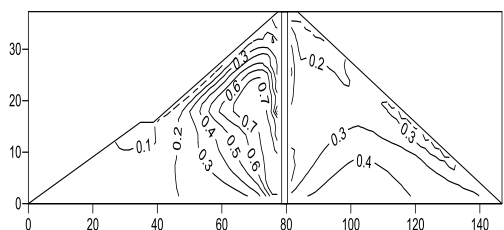


图 5.5-3 蓄水期坝体应力水平

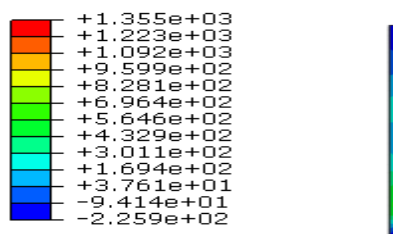


图 5.5-4 计算沿增强体的拉应力分布 (kPa)

可见，1) 在蓄水期坝体水平向位移向上游最大值为 1.09cm，向下游最大值为 7.35cm，这主要是水荷载的推力作用，使墙体向下游偏移。沉降最大值出现在坝体上游堆石区的中部，为 9.72cm，缘于上游堆石受蓄水影响的变形，较下游沉降稍大。2) 蓄水期坝体小主应力最大值为 0.25MPa，大主应力最大值为 0.63MPa，此时应力水平较大区域出现在上游堆石区，最大值为 0.75，坝体不会出现塑性破坏，如图 3 所示。3) 蓄水期增强体应力分布如图 4 所示，计算最大拉应力出现在增强体中下部下游侧，最大值为 1.25MPa，最大压应力最大值为 8.32MPa，出现在增强体（混凝土心墙）中下部靠近上游侧。增强体不会出现拉裂破坏。有关增强体在柔性土石坝的受力，以及其自身产生的拉应力是业内十分关心的重大问题。墙体出现过大的拉应力不利于墙体的安全运行，因此，应限制增强体内的拉应力值和其分布范围。从增强体土石坝设计计算理论方法并不能得出增强体心墙内会产生拉应力的结果（梁军），但针对沥青心墙土石坝的有限元计算却得出心墙将产生拉应力的结果，同时建议通过降低墙体的模量来获得较小的拉应力的结论（王清友）。另外，不同的本构关系，计算出的拉应力及其分布也是不一致的，有关工程实测并没有测出心墙承受较大拉应力的实际证明，因此，有关增强体的拉应力及其分布有待于进一步深入研究。

6 荷 载

6.1 一般规定

6.1.1 荷载分析主要针对增强体的。由于墙体的渗透系数远小于两边堆石体的渗透系数，大约相差5-6个数量级以上，增强体可以看成“插入”土石坝中的一道挡土墙，挡土墙无疑将坝体分成了两部分。从水平方向看，墙体上游部分受上游坝体和库水作用，下游部分受下游坝体与下游水体作用，下游水位一般较低，荷载分析时也可略去不计。从垂直方向看，心墙与堆石体之间因变形差异存在堆石体对墙体向下的拖曳力（亦称下拉荷载）作用。

6.1.2 “插入”坝体中的增强体首先作为防渗体，这是基本要求，由此，其底部必须与坝基无缝连接，满足防渗要求。因此，增强体底部与坝基通过浇筑或灌浆形成固定端，限制任何变位或位移，而增强体顶部与坝体没有强制性连接，只能算是“自由端”，因而允许变形。

6.2 荷载分类与组合

现行的水工设计规范将荷载组合归结为两类：一类为正常运用情况下的基本荷载组合，要求在各种可能的基本荷载组合作用下，建筑物保持正常功能；另一类为非常运用情况下的特殊荷载组合，在遭遇到特殊荷载组合作用时，建筑物即使不能发挥效用，也应控制建筑物损害限度，不致形成毁坏。荷载组合表 6.1.2 列举了各种可能的荷载组合效应的不利方式，基本荷载组合取同时作用的荷载皆为常遇值或正常值。组合形式较多，据此进行设计。特殊荷载组合内某一荷载作用属于稀遇状况，如遭遇超标洪水或地震等，要求据以校核建筑物的安全性。不应考虑两种稀遇荷载同时作用，因为这类情况出现的机率极其低微。本导则将洪水漫顶冲刷形成冲坑以致增强体单独受力作为遭遇设计洪水的基本荷载组合和在遭遇校核洪水时的特殊荷载组合进行分析。

6.3 荷载计算

6.3.1 荷载计算中，针对各类材料性质指标和设计的几何尺寸进行自重计算是最基本的。应根据设计文件和图纸进行准确计算，量纲应统一并符合有关国家衡器及度量规定与标准。

6.3.2 增强体心墙实际上是分布在土石坝体中的混凝土地下连续墙，从受力角度看，又可在大坝横剖面上视为挡土墙，宜按《水工挡土墙设计规范》（SL379-2007）有关规定执行，其荷载组合应按表 6.1.2 选定。

6.3.3 增强体心墙与上下游坝体填筑料之间的差异沉降而产生堆石料对增强体向下的拖曳力作用，这完全类似于欠固结地基对混凝土桩体存在的下拉荷载。向下的拖曳力增加了增强体的“负担”，其计

算分析方法见附录 B、D。

6.3.4 钢管混凝土的强度和刚度均比常规的钢筋混凝土要高，这在建筑和交通行业有颇多研究和应用，也有大量规程规范面世。增强体在结构上由于灌浆管的后期封堵，形成类似于钢管混凝土受力结构，因而在增强体的变形与受力计算中应当充分考虑钢管混凝土的增强性作用，所用的力学计算参数应按钢管混凝土结构选择是合适的。在工程实际设计与施工中，也可以采用钢筋混凝土结构的参数通过适当调整进行计算。

7 增强体心墙设计

7.1 一般规定

7.1.1 增强体的基础与常规心墙土石坝的基础一样，依据地质勘察和评价分析确定，详见本导则第8章。参照《碾压式土石坝设计规范（SL274-2001）》规定，防渗心墙顶部高程不低于水库非常运行条件下的库水高程，同时高于正常运行条件 0.3-0.6m，故本导则直接规定增强体顶部高程应高于特征水位最高值 0.3-0.5m，这主要是出于挡水防渗和防止漫顶考虑。

7.1.2 增强体心墙的形成，规定按地下连续墙的施工方式进行浇筑式连续施工，不适合常规的分层碾压式施工。浇筑施工方法能够保证墙体的整体完好性和施工连续性，不存在分层碾压引起的施工缺陷，对保证墙体施工质量具有重要作用。

7.1.3 增强体底部为不可变形的固定端、顶部为自由端，宜将增强体视作直立的悬臂梁，这是增强体土石坝设计计算的基础。

7.1.4 依据结构力学方法和增强体的受力特点，按照正截面进行计算是合理可行的，计算参数的选择按合理可行，安全适度即可。

7.2 增强体心墙厚度

7.2.1-7.2.3 截止目前，土石坝防渗体（包括土质心斜墙、沥青混凝土心墙等）的尺寸尚没有一个理论上可供使用的公式来定量确定，都是采用工程经验与类比。这也是“直到现在坝工技术并不是一门严密的科学，而更恰当地说是一种技艺”的原因。本导则明确了增强体的厚度分为计算厚度和设计厚度两种，计算厚度是基于渗流理论分析得出的理论计算式，是一个创新；墙体设计厚度是为了满足工程机械化施工造墙的便利和保证足够的安全余度而提出来的。这一设计值实际反映在《水工设计手册》、《碾压式土石坝设计手册》、《土石坝沥青混凝土面板和心墙设计规范》（SL501-2010）等标准文本中，心墙宽度尺寸均按经验方法确定：

a) 浇筑式沥青混凝土心墙的厚度可根据坝高、工程级别、沥青混凝土的流变特性、施工要求、当地气温和抗震要求等条件选定。心墙厚度宜为坝高的 1/100，顶部,最小厚度不宜小于 20cm。

b) 土质心墙厚度确定

(1) 心墙断面应自上往下逐渐加厚；

(2) 心墙顶部最小结构厚度，应不小于下表的尺寸：

表 7.2-1 土质心墙顶部最小厚度 (单位: m)

坝高 (m)	>70	30~70	<30
心墙顶部最小厚度(m)	1.5	1.25	1

(3) 心墙在坝底部的宽度, 应根据土料的容许水力坡降 (见表 7.2-2)、允许渗透量和抗剪强度, 以及反滤层尺寸、性质和施工方法来决定。土料的允许水力坡降应根据试验确定, 在缺乏试验资料的情况下, 可参考下表和已建工程, 进行拟定。

表 7.2-2 粘性土的允许水力坡降

土壤名称	允许水力坡降	土壤名称	允许水力坡降
粘土	6~8	壤土	4~6
砂粘土	6~8	轻壤土	3~4
粉粘土	6~8	黄土	2

心墙宽度可按下式计算:

$$B = F \frac{H}{J}$$

式中 B—心墙宽度;

H—上下游最大水位差;

J—心墙土料容许水力坡降;

F—考虑到土壤的不均匀性, 心墙土料适应变形能力, 心墙底部坝基情况等的系数, 一般取 1.2~1.3。

(4) 参考经验及规范。国外对土质防渗体的厚度有各种评议。我国《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001) 规定心墙厚度不宜小于水头的 1/4。

上述经验方法是国内外土石坝工程建设的总结, 十分有用。但从严格意义讲, 理论性尚需进一步充实提高。本导则提出防渗心墙厚度计算公式 (详见附录 A), 采用定量方法确定防渗体的厚度, 具有理论指导意义。

根据附录 A 的计算公式, 得出一些工程有关增强体心墙计算厚度值, 如表 7.2-3 所列。

表 7.2-3 增强体心墙计算厚度

工程名称	上游水位 H_1 (m)	下游水位 H_2 (m)	增强体心墙渗透系数 k_e (cm/s)	心墙允许水力坡降 i_{ce}	下游坝料渗透系数 k_2 (cm/s)	下游坝料允许水力坡降 i_{c2}	增强体心墙计算厚度 δ (m)
方田坝	39	1.5	4.5×10^{-8}	80~100	7.7×10^{-2}	5.5	0.53
仓库湾	30.8	1.0	4.5×10^{-8}	80~100	1×10^{-1}	5.2	0.49
大竹河	60.5	4.7	4.5×10^{-8}	80	2.3×10^{-2}	4.6	0.68
马头山	31.7	2.0	4.5×10^{-8}	90	3.5×10^{-2}	4.5	0.42

从工程角度看，心墙的设计厚度还应依据施工机具的宽度最终确定。目前，工程上多采用成槽机具宽度为 60cm 和 80cm,但很少用宽度 1.0m 或 1.2m 的成槽机具做增强体防渗墙。显然，这不仅便于机械挖槽施工，满足防渗要求，还应满足结构设计要求，同时经济节省也是应当考虑的。

另外，按《水工挡土墙设计规范》(SL379-2007)规定，当墙体顶部计算厚度 $\delta \leq 30cm$ 时，应取计算厚度为 30cm。

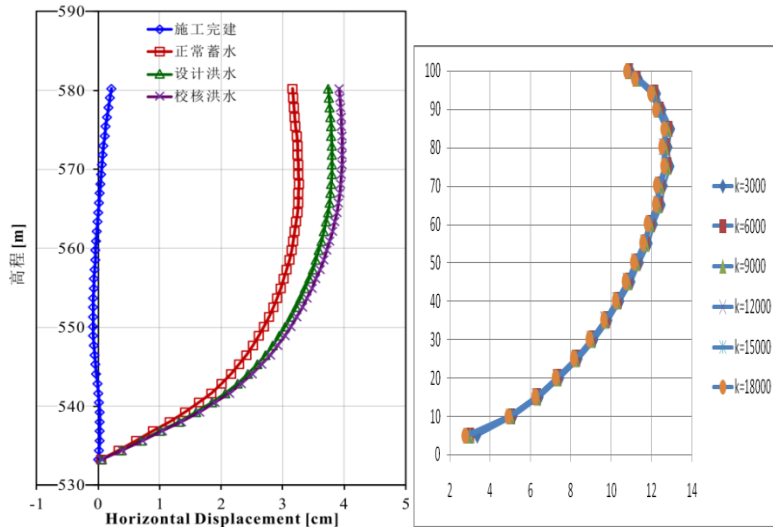
7.2.4 增强体顶部虽然比最高水位高出 0.3-0.5m,但由于距坝顶较近，坝体中的不均沉降、坝顶各种荷载作用使得增强体必须受到适当保护，增强体顶部高程至坝顶高程之间称为通填区，此区域上下游坝体填筑料基本一致，施工可以不加区分。通填区的高度应满足其物质组成厚度的迭加，一般多采用坝体填筑料、砂砾石层、泥结石等，在接近坝顶处还可以适当铺设砂垫层、沥青碎石等材料作为持力层。其细部构造应按有关规范执行。

7.3 增强体变形计算

7.3.1 增强体的变形分析主要考察其顶部自由端的变位和挠度，墙体不允许产生过大的变形。从增强体在坝体中所处的位置和所扮演的角色，将其视为底部固定顶端自由的竖向悬臂梁是合适的，这个悬臂梁所受的荷载也很明确，由此按照结构力学方法十分容易得出各种荷载作用下的变形计算公式，详见附录 B。

有关计算表明，增强体顶部变位值和挠度值一般均不大，在有关规范允许范围内。针对墙体变形的研究已有几家单位得出初步结果，四川大学张建海等人研究增强体沿坝高的变形如图 7.3-1 所示，图中竣工期（工况 0）的水平位移很小，对比在增强体选用 C5、C25 和塑性心墙的情况下，位移变

化规律基本相同，只是变形最大值出现位置略有不同，塑性墙体更靠近坝体中部。计算在运行期不同模量墙体的水平位移，如图 7.3-2 所示，可见增强体的变形规律是一致的。



混凝土心墙位移随高程变化图

(工况 0—竣工期，工况 1—C25 心墙，
工况 2—C5 心墙，工况 3—塑性心墙)

混凝土心墙水平位移与模量关系图

横轴为水平位移，单位：cm，
纵轴为坝高，单位：m（运行期）

图 7.3-1

图 7.3-2

7.3.2 目前，尚没有土石坝刚性增强体顶部挠度与转角的限定标准。参照《水工混凝土结构设计规范》(SL-191-2008) 第 3.2.8 规定受弯构件的最大挠度限定值，结合几个工程的实践，初步制定各工况下按荷载效应组合进行验算统一限定值。以后随着工程建设的不断积累，这方面的研究也将逐步完善，相应规定也会更加科学合理。下表为摘自《水工混凝土结构设计规范》(SL-191-2008) 表 3.2.8 受弯构件的挠度限值，做参考。

表 7.3-1 受弯构件的挠度限值

项次	构件类型	挠度限值
1	吊车梁：手动吊车	$l_0/500$
	电动吊车	$l_0/600$
2	渡槽槽身、架空管道：	
	当 $l_0 \leq 10m$ 时 当 $l_0 > 10m$ 时	$l_0/400$ $l_0/500$ ($l_0/600$)

3	工作桥及启闭机下大梁	$l_0/400$ ($l_0/500$)
4	屋盖、楼盖： 当 $l_0 \leq 6m$ 时 当 $6m < l_0 \leq 12m$ 时 当 $l_0 > 12m$ 时	$l_0/200$ ($l_0/250$) $l_0/300$ ($l_0/350$) $l_0/400$ ($l_0/450$)
<p>注 1：表中 l_0 为构件的计算跨度。</p> <p>注 2：表中括号内的数字适用于使用上对挠度有较高要求的构件。</p> <p>注 3：若构件制作时预先起拱，则在验算最大挠度时，可将计算所得的挠度减去起拱值；对预应力混凝土构件尚可减去预应力所产生的反拱值。</p> <p>注 4：悬臂构件的挠度值按表中相应数值乘以 2 取用。</p>		

注：此表引自《水工混凝土结构设计规范》(SL-191-2008)表 3.2.8。

置于坝体内部的增强体作为挡土墙，其顶部的转角一般较小，对挡土墙墙顶的转角目前没有规定相关的限定值，本导则类比提出这个限定标准，旨在积累相关经验。

7.4 增强体受力分析

7.4.1 增强体在坝体中作为防渗、承重的连续结构体，其受力特点十分类似于挡土墙体，根据《水工挡土墙设计规范》(SL379-2007)有关规定，增强体作为挡土墙的工程级别应等同于大坝级别。计算各种工况下墙体所受各类荷载的作用，具体计算方法详见附录 C。由于增强体在竣工期基本处于结构对称状态，因而其受力亦是基本对称的，增强体一般处于静止土压力状态。增强体在其他工况下所受上下游水土荷载作用分为两类，一类是主动压力作用，另一类是被动压力作用。墙体所受的主动压力或被动压力均应由附录 C 公式计算出来。

7.4.2-7.4.5 除竣工期外，增强体在各种荷载作用下有着不同的受力表现，如在蓄水运行期，对墙体而言，上游荷载是主动土压力作用，而下游坝体提供了被动土压力作用，水位骤降时又正好相反。定义在同一工况下墙体所受的被动压力与主动压力的比值作为衡量受力安全程度的指标，称之为增强体的受力安全系数。增强体作为一种挡墙结构，目前尚无受力安全评价的依据和标准，也由于增强体心墙在坝体中类似于水工挡土结构中的无锚碇板桩墙，因此，按照《水工挡土墙设计规范》(SL379-2007)3.2 的有关规定来确定墙体的受力安全系数指标仍然是合理的，如正文表 7.4.2 所列。

事实上，墙体受力安全系数与土石坝的坝坡抗滑稳定安全系数之间有着必然的内在联系，这两个指标是密切相关的，从某种意义讲，具有同一性。

为了简单计，考虑竣工期，由于施工工艺参数（填筑料的密度、内摩擦角）不一致，使得坝体内产生较小的非静止应力状态。假设上游产生主动土压力、下游形成被动土压力的情况：

$$S_f = \frac{P_{p2}}{P_{a1}} = k' \frac{\rho_2 \cos^2 \varphi_2}{\rho_1 \cos^2 \varphi_1} \frac{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi_1 \sin(\varphi_1 + \beta_1)}{\cos \beta_1}}\right)^2}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi_2 \sin(\varphi_2 - \beta_2)}{\cos \beta_2}}\right)^2} \quad (7.4.2-1)$$

式中，脚标 1、2 分别表示上游、下游；

k' —被动土压力折减系数；

ρ —堆石料密度；

φ —堆石料内摩擦角；

β —坝坡坡角值。

显然，由于施工工艺的差异， $\frac{\rho_2 \cos^2 \varphi_2}{\rho_1 \cos^2 \varphi_1}$ 不等于 1.0，只有当 $\rho_1 = \rho_2$ ， $\varphi_1 = \varphi_2$ 时，才等于 1.0，如果设 $\beta_1 = \beta_2$ ，则

$$S_f = k' \frac{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \beta)}{\cos \beta}}\right)^2}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} \quad (7.4.2-2)$$

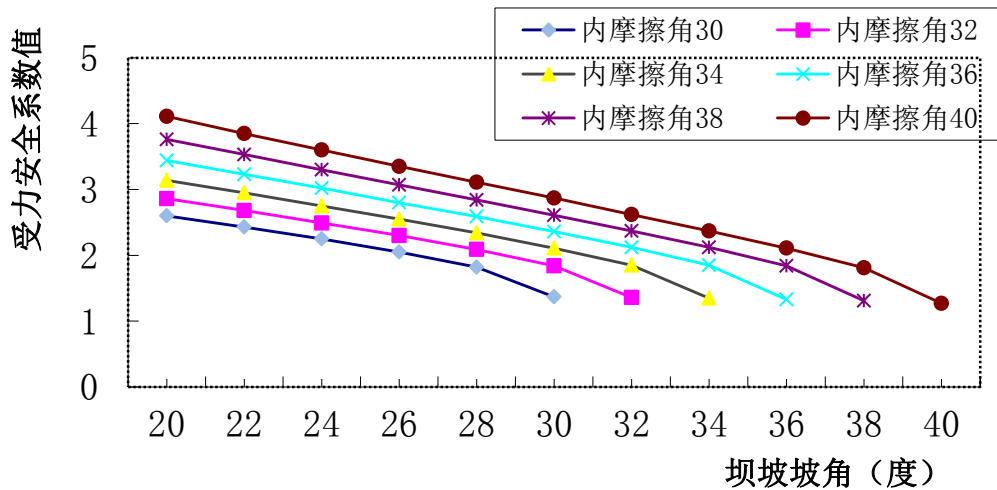
显然，为上式成立，必有关系式 $\beta \leq \varphi$ 即 $\beta_1, \beta_2 \leq \varphi$ 。亦即坝坡的坡比在设计时，不能超过堆石料的内摩擦角。考虑以下两种情况：

$$1) \text{ 当 } \beta < \varphi \text{ 时, } S_f = k' \frac{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi + \beta)}{\cos \beta}}\right)^2}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta)}{\cos \beta}}\right)^2} \quad (7.4.2-3)$$

经过方田坝增强体水库大坝的试算，如图 7.4.2-1 所示，图中横坐标为坝坡坡角从 20 至 40 度

变化时对应的受力安全系数，这是一条下降的曲线，说明设计选择当 $\beta < \varphi$ 时，受力安全系数总是大于它的最小值（这个值只是在 $\beta = \varphi$ 时才获得），自然也就大于通过边坡稳定分析得到的坝坡稳定系数值。此时，常规的坝坡稳定分析成为控制条件。

图7.3.2-1 受力安全系数与坝坡坡角的关系



2) 当 $\beta = \varphi$ 时,

$$S_f = k' \left(1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin 2\varphi}{\cos \varphi}} \right)^2 \quad (7.4.2-4)$$

首先，为便于分析，将《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)之 8.3 有关规定列入表 7.4.3。

表 7.4.3 坝坡抗滑稳定最小安全系数

运用条件	工程等级		
	2	3	4、5
正常运用条件	1.35	1.30	1.25
非常运用条件 I	1.25	1.20	1.15
非常运用条件 II	1.15	1.15	1.10

注：此表摘自《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)表 8.3.10

如表 7.4.4 所列为方田坝水库（小一型）在上下游坝坡坡角与坝料内摩擦角相等（即 $\beta = \varphi$ ）时计算得增强体最小受力安全系数 S_f 与坝坡稳定安全系数 K 两者关系（王小雷），从表可知，在施工完建期这两值十分接近，具较好的同一性。但在水位骤降期，安全系数普遍低于允许值，此为控制工况。

表 7.4.4 方田坝增强体受力安全系数 S_f 与坝坡稳定安全系数 K 关系

$\beta = \varphi$ 时		30°	32°	34°	36°	38°	40°
受力安全系数		1.37	1.36	1.35	1.33	1.31	1.27
抗滑稳定最小安全系数	工况①	1.345	1.348	1.350	1.353	1.358	1.365
	工况②	1.521	1.525	1.611	1.527	1.531	1.450
	工况③	1.015	1.052	1.122	1.126	1.163	1.176
规范 (SL274-2001) 允许值		1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

注：工况①——施工完建期，上下游无水的下游坝坡；

工况②——校核洪水位，下游无水的下游坝坡；

工况③——水位由校核洪水位骤降至死水位，下游无水的上游坝坡。

另外，通过对仓库湾水库（小二型）计算三种不同工况的在上下游坝坡坡角与坝料内摩擦角相等（即 $\beta = \varphi$ ）时增强体最小受力安全系数 S_f 与坝坡稳定安全系数 K 两者的关系（陈立宝），也能获得类似的一致结果，如表 7.3.5 所列。分析表明，依然是非常运用条件（或特殊荷载组合）制约着坝坡稳定性，其中水位骤降仍是控制工况。

表 7.4.5 仓库湾增强体受力安全系数 S_f 与坝坡稳定安全系数 K 关系

$\beta = \varphi$ 时		30°	32°	34°	36°	38°	40°
受力安全系数		1.37	1.36	1.35	1.33	1.31	1.27
抗滑稳定最小安全系数	工况①	1.341	1.345	1.349	1.352	1.355	1.360
	工况②	1.301	1.313	1.323	1.333	1.341	1.345
	工况③	1.159	1.150	1.151	1.153	1.161	1.172
规范 (SL274-2001) 允许值		1.15	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15

注：工况①——施工完建期，上下游无水的下游坝坡；

工况②——校核洪水位，下游无水的下游坝坡；

工况③——水位由校核洪水位骤降至死水位，下游无水的上游坝坡。

由上两表计算的数据做出在 $\beta = \varphi$ 时的 S_f 与 K 两者关系图，如图 7.4.2-2 所示， S_f 曲线呈下降趋势，与 K 线相交在 34° 处，表明坝坡取值不宜超过 34° 。按本导则正文表 7.3.2，对 2、3 级坝，最小受力安全系数不应小于 1.2（施工完建期）；同样，对 4 级坝，此值不能小于 1.15。

综合以上增强体作为挡土墙的受力安全和坝坡抗滑稳定分析，从维持坝坡稳定来看，对 2 级以下的增强体土石坝，上下游坝边坡的坡比不宜陡于 1: 1.5（对应于坡度为 34° ）。所以，在设计上可以把坝坡坡角放陡一些，其坝坡坡角一般为筑坝料内摩擦角的 0.9-0.95 是有依据的，同时计算表明这是可行的，在施工上也是经济的。

7.4.6 在地震荷载作用下，受库水位激振影响，上游坝体对增强体施加主动压力，下游则为被动压力区。

7.5 增强体结构

增强体底部受到诸多荷载作用，按坝高分布来看，一般呈多项式函数展布，其中以底部受力为最大，故建议只复核其底部的受力状况即可。按正截面计算，其压应力不能超过混凝土材料对应的抗压强度，计算具体方法详见附录 D。

由于计算得增强体变形十分微小，从整个墙体受力分析计算来看，荷载计算并未出现拉应力，而且内置灌浆钢管混凝土具有一定的抗拉强度，可不进行拉应力计算复核。值得说明的是，有限元计算分析认为，在一些工况如正常蓄水期增强体心墙中下部存在一定范围的拉应力，但不影响墙体的安全运行。因此，在有条件时，建议通过有限元分析方法对增强体的受力分布状况进行复核。

7.6 心墙与坝基、岸坡及其它建筑物的连接

7.6.1 增强体心墙与坝基、岸坡以及建筑物的连接十分重要，涉及到大坝安全，必须认真做好设计和施工，一些成熟的规范诸如《碾压式土石坝设计规范》（SL274-2001）均有相关规定，同时也有大量的工程实践，应做好连接部位的防渗和防变形开裂等细部设计和施工处理。

7.6.2 心墙墙体底部系槽孔施工的下边界，深入弱风化岩基 1—3m 或弱透水土基 3—5m 是为了保障坝基的防渗效果，实践证明，这是保证坝基不产生渗漏破坏的关键。历史上因坝基防渗未处理好而导致大坝失事例子不在少数，如美国巴尔温霍尔斯(Baldwin Hills)坝（1963）、第顿（Teton）坝（1976）等都与基础连接处渗漏有关。

7.6.3 刚性墙体与岸坡宜随坡平顺连接、切忌反坡、台阶状或陡坡突变，在《碾压式土石坝设计规范》（SL274-2001）中均有详细规定，宜从其规定。为防止墙体施工在过陡的岸坡形成溜钻、嵌岩困难等情况，影响钻进效率和效果，进而影响成墙质量，一方面，预设增强体所在位置的岸坡不宜太陡，应满足对岩质岸坡不陡于 1: 0.3—0.5，对土质岸坡不宜陡于 1: 1.2—1.5 的要求，另一方面，还应采取适合于岸坡嵌岩施工的一些专门性工法，有效嵌入，保证质量。

7.6.4 增强体与其它建筑物的连接最关键是应当防止集中渗漏和变形开裂，采用接触面灌浆或扩大基础灌浆是一种好的做法，可以有效防止渗漏和开裂的发生。一般来说，只要不产生因变形引起的裂缝，渗漏也可以被制止，坝基接触面的防渗和结构性能在质量上就会得到保障。

8 增强体心墙基础处理

8.1 一般规定

8.1.1 增强体土石坝的坝基应按《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)等有关坝基处理的规定要求执行。对于特殊岩土地基,应按有关规范慎重研究处理。

8.1.2 根据工程实践,土石坝防渗一般采用上铺、中截、下排,其中以采取可靠又有效的垂直截断坝基渗透水流的中截为主要手段,这是一种彻底解决坝体渗透的方法。增强体土石坝采用垂直向刚性混凝土结构作为防渗体,正好适应了这一理念,由于刚性混凝土垂直防渗体的防渗效果较好,可以不考虑在坝体上游设置水平防渗铺盖的常规做法。

8.1.3 对于新建坝,可以预先在增强体轴线基础位置开挖至弱风化或弱透水基础一定深度,然后回填过渡料作为将来增强体的基础,这样可以有效减少后期成墙施工的难度,提高工效和施工质量。

8.2 软弱基础处理

预建增强体的底部遇到软弱地基时,应按《碾压式土石坝设计规范》(SL274-2001)之6的规定进行处理(深厚砂砾石层除外),清除不宜做为墙体建基的软弱层,建基面及高程宜现场确定。宜采用质量较好的过渡料回填软弱层开挖部分,并通过碾压密实,作为预留的增强体底部基础,开挖与回填宽度按心墙厚度的4-5倍选定。

8.3 砂砾石基础处理

建造在砂砾石地层上的增强体土石坝,其防渗体系由上部混凝土防渗墙作为增强体与墙下预埋灌浆管进行灌浆形成防渗帷幕等两部分组成。应预先查清砂砾石层地层的分布范围、物质组成、性质指标等,做好坝体防渗体系在砂砾石地层的设计与施工。厚度较浅的砂砾石层(小于 $0.2H$, H —坝高),增强体可以穿入下部地层建基。砂砾石地层较深厚时(厚度大于 $0.2H$),墙体插入砂砾石地基的深度以坝高的 $1/15$ 为限进行建基,如果太深,应进行应力应变分析,核算墙体的应力,为确定混凝土的强度提供依据。由于砂砾石地层渗透较强,墙体建基应注意增强体底部与下部灌浆体的防渗连接,必要时可通过压力灌浆适当扩大连接部位的基础,这样即提高了防渗效果又增强了建基面的固端稳定性。

8.4 基岩基础处理

8.4.1-8.4.5 查明基岩的地质条件有助于增强体对软弱夹层、断层与风化破碎带等不利基础条件的处理。处理的方式主要是清除、置换回填与灌浆,对不良地质组成宜予以清除干净,对延展性断层、

破碎带宜用混凝土置换，增强体底部通过清除、置换处理后，对基槽采用过渡料回填，如果软弱夹层、断层及破碎带深度较厚或单向延展性较长，宜采用低压固结灌浆，以利于保持坝基整体性，为后期墙下帷幕灌浆施工提供便利条件。固结灌浆的浆材技术要求应按照《水工建筑物水泥灌浆施工技术规范》（SL62-2014）执行。

8.4.6、8.4.7 通过预埋灌浆钢管实施墙下帷幕灌浆是增强体土石坝的特点和关键环节。防渗帷幕的深度与水头、下伏相对不透水层的埋深有关，帷幕必须深入相对不透水层才能有效截断坝基渗流，形成上部为增强体防渗、下部为灌浆帷幕防渗的整体系统。四川省许多水利工程实践表明，帷幕灌浆依透水率指标按条文规定的设计标准进行控制是合适的。

9 大坝施工

9.1 一般规定

增强体土石坝的坝体施工与常规土石坝相同，可以按照有关土石坝设计与施工规范执行。

9.2 施工填筑

9.2.1 按照坝体设计断面和施工方案进行大坝填筑，推荐开展全断面坝体填筑，当有防洪度汛任务时，可以按照临时施工断面进行。临时的断面分期分区施工应根据坝型、坝地质条件、筑坝料源、导流施工与度汛方案、枢纽建筑物开挖料利用和总体施工进度等具体情况确定。临时施工断面的坡面应做好防护与排水工作，以防汛期日晒雨淋、降雨冲刷造成不必要的质量缺陷导致返工。

9.2.2 临时断面的坝坡作为永久边坡的，应遵循经计算分析稳定的边坡。增强体土石坝如按照常规土石坝的坝坡取值，一般都是安全的。如前面分析，增强体受力安全系数总是不小于坝坡稳定安全系数值，因此，增强体土石坝较常规土石坝的安全余度更大，上、下游边坡的坡角取值不超过筑坝料内摩擦角的 0.9-0.95（见 5.1.2）。在材料选择上，推荐采用当地堆石料或石渣料，其边坡取值一般不超过规定值。如超过规定值，必须进行专门论证。

9.2.3 过渡料是作为应力过渡以及保护泥浆护壁不致漏浆而设置的。过渡料随坝壳料同步填筑是必然的。

9.2.4 大坝在填筑过程中，存在沉降变形，为有效消除坝体不均匀沉降和过大的侧向或水平变形，形成相对均衡的填筑加荷方式，以维持应力与变形分布的合理性和状态的渐变性，规定各分区筑坝料的填筑高差不宜超过 5m。

10 增强体心墙施工

10.1 一般规定

10.1.1 目前我国防渗墙的应用极其广泛，必须了解施工场地各种条件才能保证施工组织顺利进行。在不同的地质环境施工必须掌握地层岩性、地下水等工程地质与水文地质条件并进行准确的分析，才能保证造孔和混凝土墙体材料的施工质量；增强体在已填筑完成的坝体上施工，技术难度相对于自然地层更加容易，至少在物质组成上是可控的。在坝体沉降控制上，对中小工程较难具备像样的沉降观测设备，根据工程实验，一般坝体填筑完成三至四个月后坝体沉降基本趋于稳定，可以进行增强体施工。关键还是坝基，这是设计单位应该技术交底的。总之，翔实的资料数据可以保证墙体的施工顺利和合格的工程质量。按照目前工程建设管理运行体制，中标的施工单位应编制施工组织设计，其中包括对中标后施工组织设计的修改和优化、施工技术细则。这些工作对能否顺利施工至关重要。

10.1.2 本条规定较为详细，这些都是施工单位进场前后所必须的。强调有关准备工作的重要性。

10.1.3 中标的施工单位应按本条要求，做好施工前的准备工作，这也是现场施工组织的重要内容。

10.1.4 本条是对专业施工队伍的要求。施工平台和导墙是混凝土增强体顺利施工的重要前提。修筑之前，宜根据情况进行必要的平台基础加固处理，这样，即可保证施工平台和导墙的稳定，也有利于加快施工进度和质量。施工平台建在水库正常水位以上，主要是有利于保证增强体作为防渗墙的整体防渗性能，有利于保证洪水漫顶不溃的保坝安全，增强体不浇筑至设计高程而由浇筑的常规混凝土替代容易造成界面施工缺陷，形成漫顶冲蚀的安全隐患。目前，一些工程如方田坝建造增强体其顶部高程低于正常水位 2.3m，主要原因是能够获得尽可能宽敞的施工平台便于布置各种施工机械作业面，墙体顶部以上最后立模浇筑一道 2-3m 高的非槽孔混凝土墙体，这样做目前看来尚未发现问题，但在有条件时，应尽量将施工平台建于最高水位以上，力求增强体形成一个整体为宜。

10.1.5 预定宽度的过渡料轴线是基于在坝轴线以上选定的增强体轴线位置，一般靠上游平行于坝轴线且距坝轴线 2—3m 布置，过渡料相当于情况已知的人工地基，造孔的难度不大，也不会出现自然地基诸如地下水突变、遭遇大孤块石地层等意外情况。间隔式施工是一般要求，主要在于有一个间隙时间，对施工、墙体凝结有所缓冲。施工试验实际就是复核原定施工计划与坝体形成增强体的适应性研究，以期寻求安全、可靠、快速的施工方法。

10.1.6 本导则是基于一些已成技术的创新，在一些具体的施工技术方法上，原有技术规范仍然具有指导作用。

10.2 槽孔建造

10.2.1 近年来,越来越多的先进设备应用于防渗墙体的槽孔建造。在人工填筑的土石坝体上的槽孔建造,宜采用对坝体影响较小的施工方法,从目前来看,抓取法比较适宜,抓取法为纯抓斗施工。目前在国内属于较新的槽孔建造工艺,多适用于细颗粒地层,工效较高,但成槽精度相对稍低,应加强成槽控制,施工设备可以是液压抓斗或机械抓斗。在已成的土石坝坝体中实施槽孔建造,相对于条件复杂的天然地基而言,施工总体可以控制和预见,但也可能存在一些不利因素,比如浆液漏失、塌孔等,这些在具体施工时必须注意并加强处理。地下连续墙体施工常用的钻劈法、钻抓法不宜推荐。因为,钻劈法属于传统的槽孔建造方法,对地层适应性强,多用于砂卵石或含漂石地层中,但工效较低,其设备是冲击钻机或冲击反循环钻机;钻抓法由钻机和抓斗配合施工,适用于多数复杂地层,总体工效高于钻劈法,钻机可以是冲击钻机、冲击反循环钻机或回转钻机等,抓斗可以是液压抓斗或机械抓斗。

10.2.2 增强体的厚度即槽孔的厚度首先取决于设计计算的厚度,其次施工造孔的厚度也应考虑,因此,满足计算厚度是基础,满足施工造孔厚度是关键。这两者同时满足时,宜取大值。另外,应注意施工造孔机具是定型化的,为经济节省计,应取满足技术要求又造价低廉的槽孔施工厚度。

10.2.3 本条规定了施工进度和质量的保障措施,槽孔建造机具采用间隔法分开布置有利于提高施工工效,而且为墙体固结预留了足够时间,下一轮施工时,相邻墙体已具有相当的力学强度,不至出现塌孔、失稳等不利情况。在施工过程中,应加强在岸坡段或易塌孔漏浆槽段的控制与观察,如塌孔漏浆较为严重时,可以采取预灌浆的方法,先行做好处理。

10.2.4 要求施工中重视所使用的泥浆的性能指标,以保证槽孔稳定。可根据坝体堆石料的具体情况予以调整,要特别注意混凝土墙体浇筑前泥浆的黏度、密度以及含砂量等重要指标,保证泥浆有足够的悬浮能力。

10.2.5 槽孔建造是增强体心墙施工的关键工序,必须在终孔质量检查合格后再进行清孔换浆。如终孔检查存在质量问题即进行清孔换浆,必将对墙体质量产生严重影响,修孔处理又会影响固壁泥浆质量,而后还需再次清孔换浆,造成浪费。终孔质量检查中的孔斜检测方法有多种,增强体造孔应采用超声波测井仪进行检测;成槽设备配备的测斜仪器,其测量精度经校检合格后,检测成果也可作为验收依据。槽孔的孔斜率是槽孔建造质量的主要控制因素,直接影响增强体在坝体中形成后的受力状态,端孔的孔斜率决定墙段是否可靠连接,对墙体的整体性具重要的作用。总体原则是要保证墙体厚度、槽段内部的连通性以及墙段连接部位的墙体厚度。

根据抓取法施工特点,并借鉴国内外地下连续墙施工经验,此处规定了孔斜率控制在 4%范围

内，具体操作时仍要遵循上述原则。应该注意，不能把孔斜率确定为检验和控制槽孔建造质量的唯一标准。位于两岸坝坡的浅槽孔孔斜率，虽其绝对偏差值即使较大，可能超过规范的要求，但不会影响墙段连接质量，没有必要耗费资源进行处理；对于位于河床部位深度较大的槽孔（比如达到 20—30m 以上），接头孔的孔斜率可能并没有超出规范要求，但绝对偏差值可能超过了设计墙体厚度的 1/3，此时已不能满足墙体连接质量要求。因此，本条要求，当槽孔深度较大时也应控制在 6% 以内。施工中对孔斜率既要严格控制，又要根据实际情况具体掌握。

10.3 增强体施工

10.3.1 本条强调浇筑前有关准备工作的重要性，强调围绕保证质量和施工进度所开展的各项必须工作是不能省略的，特别是施工关键线路上的一些保障措施、设备状况和材料供应都应全部按时到位。

10.3.2 现场施工组织和管理是实现工期目标的关键要素，各作业环节的施工效率应按计划进行并留有余地。“最大计划浇筑强度”是指最长槽孔在浇筑过程中能满足混凝土面计划上升速度的混凝土浇筑强度。

10.3.3 墙体混凝土需在泥浆下用导管浇筑，单个槽孔必须一次连续浇完，不得中断时间过长。否则孔内混凝土的流动性将大幅度下降，不但造成浇筑困难，容易发生堵管事故，而且对成墙质量会产生不利影响，故有必要对浇筑中断时间作出明确规定。欧洲相关规范规定：“应尽量避免中断时间超过 15min，超过 30min 以上的中断将会对墙体质量及稳定性造成潜在危险”。DL/T 5199《混凝土外加剂应用技术规范》中规定不宜超过 40min。考虑到国内近年来随着技术进步及设备更新，故此处将中断时间规定为不宜超过 40min，总体上能够保证混凝土墙体的质量。

10.3.4 按照国外同类标准并结合实际工程经验，导管埋深与混凝土的施工性能有关，导管布置在本条建议的范围内，浇筑质量是能够保证的，限制过严不利于导管的布置。另外，导管的直径过小容易发生堵管事故，甚至引发严重的质量事故，故在选择导管直径时应注意它与最大骨料粒径的匹配关系，国内外某些同类规范规定导管直径不小于最大骨料粒径的 6 倍，故建议浇筑二级配混凝土采用直径 240mm 以上的导管，直径 150mm 的导管一般只适用于浇筑薄型混凝土墙体。

一般说来，提高混凝土面上升速度有利于保证混凝土浇筑质量，尤其是当今国内混凝土墙逐渐向更深、更宽的方向发展之时，提高混凝土的浇筑速度就显得尤为重要。国外的规范规定为不小于 3m/h，考虑到目前国内墙体施工的实际能力，尤其是在许多水利工程中地方施工队伍也参与施工，本导则规定浇筑速度不小于 2m/h。

按规定准确测量混凝土面深度，可预防或及时发现浇筑事故。

10.3.5 本条规定是为了保证墙顶混凝土的质量，因为顶面附近的混凝土在浇筑过程中长时间与泥浆接触，质量较差，且存在混浆层，故应当挖除。

10.3.6 这既是对施工质量的要求，也是增强体在坝体中承担受力和抵抗变形的结构性要求。

10.4 钢桁架和预埋钢管

10.4.1 钢桁架的结构尺寸不仅要根据墙体应力与变形计算的结果，还要充分考虑到防渗心墙的施工机具与工艺，满足施工要求。一般施工机具尺寸（如抓斗宽度）应不低于防渗和应力变形计算的墙体宽度，这样既保证防渗与结构要求，又保证施工工艺要求，从而确保墙体的整体质量，使钢桁架真正发挥作用。

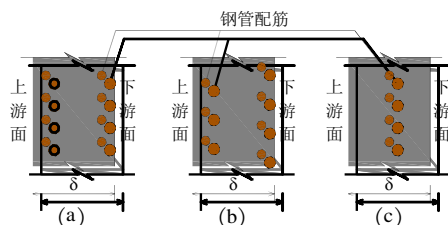
1 钢桁架的外形尺寸指的是其长、宽、高的尺寸，也包括其横断面的形状(矩形或两端为正反弧形)、桁架的分节数量。因起重能力限制，每个槽段也可并列下设几个钢桁架。

2 钢桁架外应有足够厚度的保护层，除了为防止钢筋被侵蚀，也是为了留有足够的流散净宽，以有利于混凝土扩散，保证浇筑质量。

3 合理的钢筋间距可保证混凝土顺利扩散。对在泥浆下浇筑的钢筋混凝土结构(桩、墙等)，国内规范多数没有明确地规定钢筋间距，所以参考国外规范或资料，并结合若干工程实例，提出了相关规定。对于泥浆质量、混凝土质量相对较好，浇筑速度较高的工程，垂直钢筋的净间距可以适当缩小，但一般不小于骨料直径的3倍。为增加桁架稳定性，可采用4-5号小型角钢与钢筋焊接。

4 预埋灌浆钢管是防渗墙施工的关键，也是后期增强体发挥结构作用的关键，为防止桁架变形和钢管对接部位的误差过大，可以采用角钢等型钢进行加固。

5 对于混凝土质量较好、浇筑速度较高的墙体工程，保证墙体不会出现空穴，垂直钢筋的净间距可以适当缩小，但一般不小于骨料直径的3倍。



10.4.2 灌浆钢管布置型式

10.4.2 墙下坝基灌浆或墙体变位测斜管等仪器埋设，均在墙体浇筑混凝土后进行，如在墙上钻孔，费时费力，且不易保证质量，所以一般采用预埋管或管模成孔。预埋灌浆钢管的布置由设计单位在

坝基帷幕防渗设计中确定，一般墙内灌浆管所成帷幕是主帷幕，按本条的规定布置预埋管和预留孔的孔位，才能保证成孔质量。

有关灌浆管的布置型式不但要方便施工，而且更重要地须满足作为钢管混凝土的受力要求，尽量通过优化布置达到增强体受力变形的安全可靠。常见布置型式如图 10.4.2 所示，图中（a）所示的布置型式用于增强体厚度较厚（一般大于 0.8m）或坝基渗透性较大需两排布置防渗帷幕的情形，图中（b）的布置型式主要用于墙体厚度介于 0.6—0.8m 且坝基帷幕按梅花型布置的情形，图中（c）的布置型式用于坝不高（一般在 50m 以下）、增强体厚度在 0.6m 以下、一排防渗帷幕布置的薄型墙体的结构型式。增强体这三种灌浆钢管布置型式主要还是基于坝基的渗透条件而定的，增强体作为结构受力特别是所谓拉应力的考虑并不占主要成份。

为防止预埋管在混凝土扩散推力下移位而影响成孔质量，管底和上端的固定尤为重要。管底的固定可采取定位架预埋钢管法，灌浆预埋管成功率达 96.5%，为墙下灌浆埋管提供了成功的经验。

10.4.3 灌浆管封堵是增强体施工的最后道工序。在坝基帷幕灌浆完成后，通过检查灌浆效果满足设计要求，即可进行灌浆管封堵。封堵作业从下向上进行，利用坝基灌浆管灌注标号不低于防渗墙体的细石混凝土，其最大粒径不大于 0.2d（d 为钢管内径），应防止管内混凝土出现空隙、孔洞。

10.4.4 提出了钢桁架分节长度的几个主要影响因素，总的要求是分节数量越少越好，但分节少重量大，又对起吊与吊装提出更高要求，因此，需综合考虑合理的分节数量。

10.4.5 钢桁架在堆放、运输、起吊过程中，如发生变形，将给安装带来困难。一般可采取的措施有：

- （1）加工时，视需要增设架立钢筋、斜拉补强钢筋或型钢。
- （2）堆放时，安装专门的钢筋组装框架。
- （3）装卸和起吊时，使用型钢起吊架。

10.4.6 选择合适的起吊点和起吊方法是为了防止钢筋笼在起吊和下设过程中产生变形，通常情况下可采用两点法起吊。下设时，应对准槽孔中心线缓慢下沉，避免钢筋笼碰撞槽壁。

10.4.7、10.4.8 对制作安装做出相关规定主要是为了保证施工质量，保证后期成墙和灌浆乃至封堵施工的顺利进行。

10.4.9 在施工现场这个细节也不能遗忘。倘若出现类似情况，对施工进度影响较大，而且必须采取措施清除异物。

10.5 墙段连接

10.5.1 增强体施工一般是采用地下连续墙的施工方式，即采取间隔法施工墙体的，工序上可分为二

期，分别按 1、3、5...和 2、4、6...进行墙体（段）施工。这些墙体（段）之间的连接十分重要，是成为增强体结构的关键。接头管法是在国内外使用最多的一种墙段连接方法，本导则推荐使用这个方法。

1 该方法是在建造完成的一期槽孔混凝土浇筑前，在其端孔处下入接头管，待混凝土初凝后，用专用机械将接头管拔出后，在两期槽孔之间形成一定形状的曲面接头的。

2 由于孔形、孔斜等原因，特别是槽孔较深时，接头管时常难以下到预定深度，此时，接头管以下部分可采用钻凿法连接。

3 正确确定开始拔接头管的时间是该工法成败的关键。过早不能成孔，过晚可能造成接头管断裂事故。按国内外的施工经验，接头管开始起拔应在混凝土初凝之前进行，一般控制在混凝土的贯入阻力在 0.3~3.5MPa 之间进行。对某一具体工程，除了依据混凝土初凝时间之外，还要考虑气温、混凝土配比、混凝土面上升速度、接头管埋深等因素，通过试验来确定开始拔接头管的时间。

4 如不能及时用泥浆充填接头孔，往往会导致强度很低的混凝土坍塌，接头孔周围的覆盖层也可能在地下水的作用下坍入孔内。

5 在拔接头管施工中，作好混凝土浇筑和拔接头管的记录，才能严密地控制拔接头管时间和整个拔接头管过程，避免发生事故。

10.5.2 其他连接方法如钻凿法是我国最早并广泛采用的墙段连接方法，即采用冲击式钻机在已浇筑的一期槽两端主孔中套打一钻，重新钻凿成孔，在墙段间形成半圆形接缝连接的一种方法，它适用于低强度(<20MPa)的墙体材料。对于强度大 20MPa 的混凝土可降低其早期强度，使接头处混凝土易于钻凿，以保证墙体连接厚度。墙体深度一般不宜大于 50m。

10.5.3 《水利水电工程混凝土防渗墙施工技术规范》(SL174—2014)对墙体连接施工有明确规定，施工上应严格遵循。

10.6 灌浆与封堵

坝基灌浆应按基础灌浆有关规范进行。应根据现场灌浆试验取得合适的施工工艺参数。坝基灌浆出现的一些问题和应该控制的一些方法参照有关基础灌浆施工技术规范进行解决。坝基灌浆完成后，采用自下而上的封堵方法，进行预埋钢管封堵施工。管内混凝土使用普通混凝土，其强度标号不低于增强体的混凝土标号。

11 安全性评估

11.1 一般规定

11.1.1 增强体土石坝是在常规土石坝内部“插入”集防渗与受力为一体的刚性结构体（即增强体）构成的一种坝型，它具有常规土石坝所应有的特点，又具有混凝土刚性体的特点。增强体既起到防渗作用有效降低浸润线并极大减小渗漏量，又起到结构体作用能够增强坝体的稳定性、提高应力变形能力，还能防止漫顶溃坝保障坝体运行安全。显然，增强体的结构性、防溃坝性是对常规土石坝的一种突破。

通过对某水库大坝采用增强体结构并按照 Duncan-Chang E-B 非线性弹性模型进行应力-变形有限元计算分析表明，坝体在竣工期整体变形主要是坝体沉降，为大坝总坝高的 0.76%，坝体向上下游水平位移很小。正常蓄水位下坝体向下游产生的水平位移最大值为 6.17cm，达到坝高的 0.18%，详见表 11.1.1-1。

表 11.1.1-1 坝体主要变形值表

工况	最大沉降 (cm)	向上游最大水平位移 (cm)	向下游最大水平位移 (cm)
竣工期	26.87	5.49	5.52
正常蓄水位	25.18	5.01	6.17
一级马道高程	25.76	5.31	5.77
死水位	26.44	5.47	5.58

对于混凝土增强体心墙，竣工期主要受力为压应力，拉应力范围较小，最大值不超过压应力的 3%，墙体未产生明显的沉降和水平位移。在正常蓄水位下，心墙向下游最大水平位移达到 3.42cm，心墙内压应力区域减少，拉应力区域增加，最大拉应力为最大压应力的 94%，但均没有超出混凝土材料的极限强度，详见表 11.1.1-2。

表 11.1.1-2 增强体心墙主要应力变形值表

工况	最大沉降 (cm)	最大水平位移 (cm)	最大压应力 (MPa)	最大拉应力 (MPa)
竣工期	2.10	0.12	0.771	0.018
正常蓄水位	0.59	3.42	0.312	0.292
一级马道高程	1.04	1.52	0.477	0.059
死水位	1.64	0.63	0.692	0.032

按照经典力学的方法，计算出增强体顶端变位值如表 11.1.1-3，施工期和运行期增强体底部固

端压应力 $\sigma_d^{(s)} = 0.903$ MPa (施工期), $\sigma_d^{(y)} = 0.945$ MPa (运行期), 很显然, 两种工况的压应力均不超过材料的抗压强度。经典力学方法并没有计算有拉应力产生。

表 11.1.1-3 增强体顶端变位值计算结果表

坝顶沉降 s (cm)	最大沉降 s_m (cm)	施工期			运行期		
		$y_T^{(s)}$ /cm	$\theta_T^{(s)}$	$\sigma_d^{(s)}$	$y_T^{(y)}$ (cm)	$\theta_T^{(y)}$	$\sigma_d^{(y)}$
3.49	4.73	0.1237	0.0057	0.903	-3.0289	-0.1405	0.945

表中上脚标^(s)、^(y)分别表示施工期、运行期; 下脚标 1、2 分别代表上、下游情形; 转角单位为弧度, “-” 值表示向上游。

11.1.2 根据模型试验, 土石坝将因“插入”的刚性混凝土增强体而产生不同于洪水漫顶溃坝的水力学过程, 在墙体下游侧形成冲坑(槽)而非溃坝式的冲刷是增强体土石坝相对于常规土石坝的一个可喜改进。由此使漫顶不溃或漫顶缓溃成为可能, 同时也为防止常规土石坝洪水漫顶“瞬溃”、“溃决”等重大缺陷提供了工程实际解决方案。

11.2 洪水漫顶的安全性评估

11.2.1 进行洪水漫顶的安全性评估是增强体土石坝的一个特点。依据本导则的计算公式进行安全评估, 需要水库设计的有关资料, 包括水库特性指标、水文指标、筑坝材料物理力学性质指标等, 特别需要收集筑坝材料的抗冲刷性能指标。目前, 针对筑坝材料的冲刷研究资料较少, 虽然已经开展了这方面的初步研究, 但由于资料缺乏, 参照国内外有关碎裂岩体的冲刷研究成果, 类比堆石料的抗冲刷性能。堆石抗冲刷性能在规律上与碎裂岩体基本一致, 只是与冲刷有关的参数较有差异。

11.2.2 按 6.1 荷载组合情况, 分别在设计状态和校核状态进行洪水漫顶时的安全性评估, 主要根据附录 E 罗列的计算公式进行计算, 通过洪水漫顶计算设计时的最大冲刷深度 Z_m^D 和校核时的最大冲刷深度 Z_m^C 。

11.2.3—11.2.5 模型试验表明, 洪水漫顶冲刷使在增强体下游一侧形成临空面或因冲刷而松动的坝料堆积体, 已经失去了下游堆石体对墙体的围护功能。这样增强体在冲刷深度范围内变成挡土墙单独抵抗来自上游的水荷载和上游土压力作用, 因此, 在某一工况下的最大冲刷深度与增强体单独抵抗上游荷载作用的极限深度之间的关系比较便成为坝体是否漫顶溃决的关键。

条文中列出了设计和校核两种工况下的漫顶不溃安全系数 S_d 和 S_c 计算公式, 设计工况时设定 S_d 值为增强体结构遭受破坏(剪切破坏或弯矩破坏)时的极限深度与洪水漫顶形成下游最大冲刷深度的比值, 选定 1.25 作为这个比值的判断标准, S_d 如果大于 1.25, 则表明洪水漫顶冲刷不会导致增强体结构破坏, 如 S_d 小于 1.25, 表明洪水漫顶将导致增强体产生破坏(墙体折断), 从而漫顶冲刷

将继续向坝体下部发展，坝体安全难以保证。但是，无论坝体冲刷的结果如何，这都需要一个时间过程，在漫顶不溃安全系数 $S_d < 1.25$ 时，冲刷坑形成的时间为 T_m ， T_m 的计算详见附录 E。这样溃坝下游避险转移的安全撤离时间 $T_w = S_d \cdot T_m$ （以小时计），这里没有计入溃坝洪水传播的时间。

12 增强体加固

12.1 病险土石坝除险加固

12.1.1 事实上，增强体土石坝最初的构想就是针对病险土石坝除险加固的，并适合于各类土石坝，导则规定得较细，便于掌握。尽管土石坝病险多种多样，也有原发性和次生性之分，诸如洪水漫顶、坝体渗漏、变形裂缝是原生性的病害，而滑坡、开裂、坝顶沉陷、白蚁等均属次生性的病害，这在土石坝中具有共性。在土石坝坝体沿坝轴线附近做一道混凝土防渗墙，可以有效降低坝体渗漏量，由此引起的病险及其程度也会大为减小，同时这一墙体又有了控制变形，承受上下游土水荷载作用。在常规土石坝中做一道刚性防渗心墙，实际上就是在柔性土石坝体中增加了一道刚性结构体，很大程度上改变了土石坝的受力、变形和防止病害的程度。从理论上讲，在病险水库内“植入”增强体可从根本上消除土石坝的病险程度和状况，因此，针对土石坝的除险加固在措施上应尽量选用增强体加固的方法。土石坝的病险除险加固设计没有专门的规范或标准，基本上都是沿用现行的设计与施工规范进行的。实际上对病险土石坝采用增强体的施工技术方法也应按照本导则规定的相关内容执行。就目前而言，采用增强体筑坝技术加固已建成坝的高度一般不超过 70m，仍属中低坝的范畴。对于坝高大于 70m 的坝体进行除险加固，采用本技术尚需进一步深入研究。

中小型土石坝漫顶、渗漏、裂缝是三大主要危害，滑坡、裂缝、坝顶沉陷、白蚁等为常见病害。土石坝的整治、维护、加固一般每隔 15—20 年就得整治一次，具有周期性。水利部《水库大坝安全鉴定办法》规定每 6-10 年必须进行一次安全鉴定。鉴定的周期性是由病害的周期性决定的。而事实上，由于中小土石坝数量众多、鉴定工作量太大、再加上经费不足，6—10 年开展一次安全鉴定的要求难以认真执行。因此，对常规中小型病险土石坝采用增强体加固技术可以延长鉴定周期、延长坝体病险时间，同时下游坝体（坡）的滑坡、裂缝、白蚁等危害可得以消除。由此，节省大量投资和管理成本，可以进一步充实《水库大坝安全鉴定办法》有关规定。

12.1.2 土石坝除险加固设计应收集原勘测设计、施工、运行、监测资料，以及安全鉴定成果、补充勘测资料并进行分析，这是基本要求。

12.1.3 整治加固施工期间，宜充分注意库水位或上下游水位差对墙体施工的影响，因此，要求尽可能地降低水库蓄水位或使上下游水位差不宜过大，以保证在墙体施工时，坝体中下部槽孔两侧壁不会出现太多的塌孔、漏浆等情况发生，否则应采取适当措施。

12.1.4 整治加固后，应当恢复原有观测设施仪器，进行重新率定，完善水库除险加固后的运行管理期的定期定测制度，为坝体安全运行提供分析依据。

12.2 堰塞体加固利用

强调对堰塞体就要做相应的资料收集和现场工作，特别针对堰塞体相关工作尤其重要，这是进行加固利用设计的基础。

按照筑坝的有关思路对堰塞体开展技术研究工作，堰塞体不同与新建土石坝通过施工分层填筑到位，而不自然因素在很短时间内形成，十分类似于定向爆破坝。因此，堰塞体的力学稳定和渗流稳定都十分重要，在堰塞体上做增强体防渗心墙施工难度是难以估量的，因此，必须弄清楚堰塞体组成物质状况，并在施工过程中，做好相应的技术处理预案，如浆液漏失、卡钻掉钻、孔壁垮塌、水流冲蚀等不利于施工的各类情况。堰塞体在整治利用时其固结状态如何除了计算分析以外，还要加强现场变形观测，这两方面都是重要的。

堰塞体作为河道堆积体，在加固利用前，必须做好来水量的安全消纳，像水库那样取得实现水量的进出库平衡。从目前的堰塞湖整治利用来看，云南鲁甸地震形成的红石岩堰塞湖通过在堰塞体上做一道增强体防渗心墙形成水库后，利用发电并在河道一侧开挖出泄洪通道（泄洪隧洞），满足上游来水的消纳。诸如四川 1933 年形成的叠溪海子和 2008 年形成的唐家山堰塞湖都是通过堰塞体过流来实现来水量的消纳的，但水流导致堰塞体冲刷也十分明显，而且随着时间延长，因水流冲刷使堰塞体退化十分严重，因此堰塞体的整治利用应以保护为前提。

13 质量控制与检查

13.1 一般规定

应按照国家有关技术标准和工程建设审批文件以及图纸，制定质量管理大纲或类似文本，并形成工程建设各方应当遵循的质量管理强制性文件。质量管理的具体方法是参建各方的质量控制和有关方面的质量检查，以施工各环节的管理为重点，形成施工过程与行为的流程控制，质量检查是流程控制所必需的。首先对各种购买的原材料进行质量检验，确认产品的真实性和样品的代表性，这是质量管理第一关，应从材料的供应批次、储存、加工、使用等环节进行抽检。其次，根据施工组织方案对各施工工序的工艺控制参数进行抽检，质量检验的记录必须真实完整并按规定整编归档。增强体作为水工混凝土其施工质量的影响因素较为复杂，检验项目多，专业性强，相关规定较严格。工地现场应设立专门从事质量检验的试验室，并建立相应的质量检验制度，充分发挥自检、复检、平行检验的作用。

建立健全质量管理的流程式统计分析网络，有条件的工程可以采用施工信息化管理控制系统，实现 24 小时不间断地监控并及时分析预测施工质量发展趋势。增强体心墙施工是土石坝建设的关键部位，应按规定加强其施工各环节的质量检验，包括各类控制标准以及测试仪器的埋设精度和性能指标，并按附录 F 增强体混凝土心墙施工记录图表格式做好相关记录。要求做好工程质量记录汇总、汇编和分类、分析并妥善保存质量有关记录，这也是当前工程建设现场工作的薄弱环节，应当加强。质量管理以及质量检验检测应按照规定执行。

13.2 坝体填筑质量控制

本条目明确增强体土石坝坝体填筑质量控制标准应按有关土石坝填筑质量控制标准执行，如大坝填筑材料、级配、质量控制等应满足《碾压式土石坝施工规范》(DT/T 5129)、《土工试验规程》(SL 237) 和《水利工程建设标准强制性条文》等的规定。

13.3 增强体质量控制

规定了工序管理的一般性原则，现场施工必须严格遵守。依据有关规范，先进行增强体所用原材料的现场检验与检测。防渗墙工程的质量检查应落实专门人员，按照质量检查程序要求，分为工序质量检查和墙体质量检查。工序质量检查在施工过程中进行，墙体质量检查在成墙后抽查。

参照有关规范，对增强体的检查应细化，确定具体工作内容和具体工作量，工作量是最低规定，对有条件的工程，应按检查内容尽量抽检达标，不能省减。

墙体施工属隐蔽工程，其质量控制尤为重要和关键。采取适当检测方法，认真做好施工记录和资料分析是质量保证的基础，附录 F 列出增强体混凝土心墙施工记录图表格式，应认真填写、如实记录、做好分析，及时发现问题并进行改正。

对墙体质量检查时间的规定，是为了更正确地反映墙体质量，如工程由于特殊原因需提前进行检查时，对取芯率等指标不宜提出过高要求。无损检测如超声波法和弹性波透射层析成像法(简称 CT 法)等，可用于墙体质量检测，但由于物探的局限性，其检测结果只能作为对墙体综合评价的依据之一。对防渗墙墙体取芯后进行物理力学性能试验所得到的成果，以及钻孔注水试验的成果，是评价墙体质量的重要依据。

确定检查孔数量的原则：既要全面反映墙体的质量情况，又要考虑在墙体上钻孔过多而对其产生不利影响。根据经验，在增强体轴线上每 100m 左右布置一个检查孔的比例较为适中，考虑到墙体的槽长一般为 6~8m，为便于操作，故以槽孔数量来确定检查孔的数量。

14 大坝安全监测

14.1 一般规定

常规土石坝安全监测已有专门规范，本章只列出了需要埋设仪器进行观测的项目内容。本章重点监测增强体心墙的力学行为及其与筑坝料相互作用关系。仪器的埋设和选择应具有代表性和可靠性，便于进行自动化观测和资料收集。

14.2 坝体安全监测

列出常规土石坝监测的主要内容，可视具体情况按有关监测规范进行设计。

14.3 增强体安全监测

14.3.1 由于不同工程的具体情况各有不同，对增强体心墙的监测项目进行适当取舍，有针对性地选择基本监测项目。由于混凝土结构作为增强体心墙是这类坝型的关键，而当前的相关经验不多，需要进一步研究、掌握这种坝型的应力与变形特点，诸如应力特别是拉应力沿墙体的分布，变形分布，增强体与过渡料界面的力学性质等等，故本导则规定了针对增强体的安全监测应当报业主审批的要求。

14.3.2、14.3.3 仪器的埋设质量和读数要求是取得可靠、有效监测数据的前提，应予以充分重视，必要时纳入监理控制内容。仪器埋设应防止破坏结构的防渗性能，或者埋设的仪器也不能形成新的渗透通道。

14.3.4-14.3.6 不同工程等级的监测内容是不同的，可根据具体情况进行设计，对增强体应重点监测其应力与变形特性以及分布情况，结合坝体监测资料可以对比分析作为结构体的一些工作特点、与坝体的变形协调性等，便于进一步研究这类坝型的力学性能。