

ICS 93.160
P 59

中华人民共和国水利行业标准

SL

SL 282—2018
替代 SL 282—2003

混凝土拱坝设计规范

Design specification for concrete arch dams

018-07-17 发布

2018-10-17 实施



中华人民共和国水利部 发布

<https://www.slzjxx.cc>
水利造价信息网

—————

中华人民共和国水利部
关于批准发布《溢洪道设计规范》
等 4 项水利行业标准的公告

2018 年第 8 号

中华人民共和国水利部批准《溢洪道设计规范》（SL 253—2018）等 4 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	溢洪道设计规范	SL 253—2018	SL 253—2000	2018. 7. 17	2018. 10. 17
2	混凝土拱坝设计规范	SL 282—2018	SL 282—2003	2018. 7. 17	2018. 10. 17
3	碾压混凝土坝设计规范	SL 314—2018	SL 314—2004	2018. 7. 17	2018. 10. 17
4	混凝土重力坝设计规范	SL 319—2018	SL 319—2005	2018. 7. 17	2018. 10. 17

水利部
2018 年 7 月 17 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 282—2003《混凝土拱坝设计规范》进行修订。

本标准共 12 章和 3 个附录，主要技术内容包括：

- 拱坝体形选择、泄洪方式及拱坝布置；
- 泄洪、消能及防冲的水力设计；
- 坝体混凝土材料特性、耐久性要求；
- 作用在拱坝上的荷载及其组合；
- 拱坝应力分析内容、方法及其控制标准；
- 拱座抗滑稳定、整体稳定及其安全指标；
- 坝基开挖、灌浆、防渗、排水及断层破碎带和软弱夹层处理；
- 坝顶布置、分缝、廊道、止水及排水等构造设计；
- 坝体混凝土温控标准及温控措施；
- 安全监测项目及监测设施布置。

本次修订的主要内容有：

- 增加了拱坝合理使用年限及耐久性要求；
- 增加了高拱坝体形选择、应力分析、拱座稳定、温控设计等要求；
- 增加了地震工况坝体应力和稳定控制指标；
- 补充了拱坝过鱼设施布置的原则要求；
- 补充了水垫塘设计内容；
- “坝体混凝土”与“温度控制”分列两章，修改了坝体混凝土强度的表示方法，细化混凝土性能指标及其确定方法；
- 简化了荷载计算内容；

——强调拱座整体稳定性分析；

——适当放宽中、低坝坝基开挖要求，增加了坝基接触灌浆要求。

本标准中的强制性条文有：7.3.1条，8.2.5条，8.2.6条，9.4.6条1款、2款，10.1.1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：

——SD 145—85

——SL 282—2003

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：上海勘测设计研究院有限公司

长江勘测规划设计研究有限责任公司

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：陆忠民 胡中平 柏宝忠 曹去修

罗居剑 孔凡辉 李 剑 胡清义

王志宏 米有明 王汉辉 吴晓梅

李 锋 段国学 熊 堃 汤洪洁

钟源清

本标准审查会议技术负责人：沈凤生 温续余

本标准体例格式审查人：曹 阳

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 术语和符号	4
2.1 术语	4
2.2 符号	6
3 拱坝布置	9
3.1 一般规定	9
3.2 体形选择	9
3.3 泄洪布置	10
3.4 其他布置要求	11
4 水力设计	12
4.1 一般规定	12
4.2 泄水建筑物	12
4.3 消能防冲	14
4.4 泄洪雾化防护	16
4.5 其他有关水力设计	16
5 坝体混凝土	18
5.1 一般规定	18
5.2 坝体混凝土强度	18
5.3 混凝土力学、热学与变形性能	18
5.4 耐久性要求	19
6 荷载与荷载组合	21
6.1 荷载	21
6.2 荷载组合	22
7 拱坝应力分析	25
7.1 分析内容	25
7.2 分析方法	26

7.3	控制指标及其他规定	26
8	拱座稳定分析	28
8.1	一般规定	28
8.2	抗滑稳定	29
8.3	整体稳定及其他	30
9	坝基处理	32
9.1	一般规定	32
9.2	坝基开挖	32
9.3	坝基固结灌浆与接触灌浆	33
9.4	防渗帷幕	34
9.5	坝基排水	36
9.6	断层破碎带和软弱层带处理	37
10	拱坝构造	39
10.1	坝顶布置	39
10.2	横缝和纵缝	40
10.3	坝内廊道与交通	41
10.4	坝体止水和排水	42
11	温度控制及防裂	44
11.1	一般规定	44
11.2	控制标准	44
11.3	控制措施	45
12	安全监测设计	47
12.1	一般规定	47
12.2	监测项目	48
附录 A	水力设计计算公式	50
A.1	表孔堰面曲线	50
A.2	浅孔堰面曲线	51
A.3	泄水建筑物泄流能力	52
A.4	挑流消能的水力要素	54
A.5	跌流消能的水力要素	56

A.6 底流消能的水力要素	58
A.7 防空蚀设计	59
A.8 波动及掺气水深估算	61
附录 B 扬压力计算	62
附录 C 坝体温度和温度应力计算	65
C.1 混凝土温度计算	65
C.2 温度应力	74
标准用词说明	79
标准历次版本编写者信息	80
条文说明	81

<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网

1 总 则

1.0.1 为适应混凝土拱坝建设发展的需要，规范混凝土拱坝设计，使工程设计做到安全适用、质量保证、经济合理、技术先进，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于水利水电工程岩基上的1级、2级、3级混凝土拱坝的设计，4级、5级混凝土拱坝设计可参照执行。

坝高大于200m或特别重要的混凝土拱坝设计，在遵照执行本标准的同时，对坝体结构、拱座稳定、水力设计、坝基处理、温度控制及防裂措施等应进行专门研究。

1.0.3 混凝土拱坝级别划分应符合SL 252《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定，合理使用年限确定应符合SL 654《水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范》的规定。

1.0.4 混凝土拱坝按以下标准分为低坝、中坝和高坝：

- 坝高30m以下为低坝；
- 坝高30~70m（含30m和70m）为中坝；
- 坝高70m以上为高坝。

1.0.5 混凝土拱坝按以下标准分为薄拱坝、中厚拱坝和厚拱坝（或称重力拱坝）：

- 厚高比小于0.20为薄拱坝；
- 厚高比0.20~0.35为中厚拱坝；
- 厚高比大于0.35为厚拱坝。

1.0.6 混凝土拱坝的设计应重视下列问题：

- 充分掌握建坝地区的河流规划、气象、水文、泥沙、地形、地质、地震、建筑材料、生态、环保、施工及运用条件等基本资料，特别是坝区的工程地质和水文地质条件；

- 优选枢纽布置和拱坝布置；
- 合理选择拱坝建基面和拱坝体形；
- 拱座稳定及基础处理设计；
- 拱坝泄洪消能及雾化防护设计；
- 强震区拱坝的抗震设计；
- 提出坝体混凝土性能和温度控制要求，研究坝体浇筑和接缝灌浆程序、施工度汛和蓄水过程中坝体自身稳定和应力问题；
- 安全监测设计；
- 在不断总结实践经验和进行科学试验的基础上，积极运用新技术、新材料、新工艺。

1.0.7 地震工况坝体应力和稳定的分析方法、抗震措施等按 GB 51247《水工建筑物抗震设计规范》的规定执行。

1.0.8 本标准主要引用下列标准：

- GB 50201 防洪标准
- 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 50987 水利工程设计防火规范
- GB 51247 水工建筑物抗震设计规范
- SL 62 水工建筑物水泥灌浆施工技术规范
- SL 74 水利水电工程钢闸门设计规范
- SL 191 水工混凝土结构设计规范
- SL 252 水利水电工程等级划分及洪水标准
- SL 253 溢洪道设计规范
- SL 285 水利水电工程进水口设计规范
- SL 319 混凝土重力坝设计规范
- SL 601 混凝土坝安全监测技术规范
- SL 654 水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范
- SL 677 水工混凝土施工规范
- SL 725 水利水电工程安全监测设计规范

SL 744 水工建筑物荷载设计规范

1.0.9 混凝土拱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。

<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 拱坝 arch dam

在平面上拱向上游，将荷载主要传递给两岸山体的曲线形坝。

2.1.2 坝高 dam height

坝基（不包括局部深槽、井或洞）的最低面至坝顶的高度。

2.1.3 拱坝轴线 axis of arch dam

坝顶拱圈上游边线在水平面上的投影。

2.1.4 拱冠梁 crown cantilever

在拱坝的中心线处与水平拱圈成正交的铅垂坝体断面。拱坝中心线指左右拱圈的分界线。

2.1.5 厚高比 ratio of thickness to height

拱坝拱冠梁处坝底厚度与坝高之比。

2.1.6 拱坝体形 arch dam shape

拱坝所采用的型式、形状和尺寸。

2.1.7 单曲拱坝 single-curvature arch dam

水平截面呈曲线形，而竖向悬臂梁截面不弯曲的拱坝。

2.1.8 双曲拱坝 double-curvature arch dam

水平截面和竖向截面均为曲线形的拱坝。

2.1.9 拱圈线型 arch shape

水平拱圈所采用的曲线型式。拱圈线型包括单心圆、多心圆、抛物线、对数螺线、双曲线、椭圆、统一二次曲线等。

2.1.10 拱圈中心角 central angle of arch

拱坝中心线与拱圈中心线在拱端处曲率半径线之间的夹角为拱圈半中心角，左右半中心角之和为拱圈中心角。

2.1.11 倒悬度 overhanging degree

坝面梁向曲线倒悬的斜率。

2.1.12 综合变形模量 comprehensive deformation modulus

考虑各种岩体结构（含软弱结构面和条带）及基础处理措施等对坝基变形的影响，根据变形等效的原则，将基础特定区域内的非均质基础转换成均质基础后的变形模量。

2.1.13 断面平均温度 average concrete temperature of section

沿水平拱厚度方向的平均温度。

2.1.14 等效线性温差 equivalent linear temperature difference

沿水平拱厚度方向，将实际温度分布按分布图形面积矩相等的原则，换算成直线温度分布时的上下游温差。

2.1.15 拱梁分载法 trial load method

将整个拱坝离散为水平拱和悬臂梁两个系统，根据拱系和梁系交点处变位协调条件来确定拱系和梁系的荷载分配，并以此进行拱坝应力计算的方法。

2.1.16 有限元等效应力 equivalent stress of finite element method

将有限元法分析所得的坝体有关应力分量，沿坝体厚度方向进行积分，求出截面相应内力，再用材料力学方法求出的坝体应力为有限元等效应力。

2.1.17 拱座 arch dam abutment

拱坝所坐落的两岸岩体部分，包括两岸坝体直接浇筑的部位和上游、下游一定范围内的岩体。

2.1.18 拱座（坝肩）稳定 stability of arch dam abutment

拱座岩体在拱端推力（含坝体自重）、岩体自重、扬压力和地震作用下的稳定性。

2.1.19 推力墩 thrust block

设置在坝体与基岩之间，将拱端推力传至基岩的结构物。

2.1.20 重力墩 gravity block

通过自身的重力作用，承受拱推力的重力式结构物。

2.1.21 垫座 support cushion

设置于拱坝坝体与基岩之间，宽度大于该处坝体厚度的人工

地基。

2.1.22 周边缝 peripheral joint

设置于拱坝与河床及岸边混凝土垫座之间的接触缝。

2.1.23 水垫塘 plunge pool

在坝体下游形成足够的水域和水深，满足挑流、跌流消能的一种消能设施。

2.1.24 基础温差 foundation temperature difference

建基面以上 $0.4l$ (l 为浇筑块长边尺寸) 高度范围内的基础约束区内混凝土的最高温度和该部位稳定温度之差。

2.1.25 上下层温差 temperature difference between the upper and lower layer of concrete

在老混凝土面 (混凝土龄期超过 28d) 上下各 $0.25l$ (l 为浇筑块长边尺寸) 高度范围内，新浇混凝土时上层混凝土的最高平均温度与下层老混凝土的平均温度之差。

2.1.26 内外温差 temperature difference between the internal and surface concrete

混凝土内部最高温度与混凝土表面温度之差。

2.2 符 号

2.2.1 荷载

N ——垂直于滑裂面的作用力；

P_m ——脉动压力强度；

P_d ——消力墩所受冲击力；

T ——沿滑裂面的作用力。

2.2.2 材料性能参数

C_c ——混凝土比热容；

C_w ——水的比热容；

c' ——滑裂面上的抗剪断凝聚力；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_k ——基岩变形模量；

f ——滑裂面上的抗剪摩擦系数；
 f' ——滑裂面上的抗剪断摩擦系数；
 α ——混凝土线膨胀系数；
 α_c ——混凝土导温系数；
 β_c ——混凝土表面放热系数；
 γ_c ——混凝土容重；
 γ_w ——水的容重；
 ϵ_p ——混凝土极限拉伸值；
 λ_c ——混凝土导热系数；
 μ ——混凝土泊松比；
 ρ_c ——混凝土密度；
 ρ_w ——水的密度。

2.2.3 几何特征

A ——计算滑裂面的面积；
 A_k ——孔口出口面积；
 B ——溢流孔净宽；
 L_c ——护坦消力池长度。

2.2.4 计算指标

K_1 ——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数；
 K_2 ——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数；
 k_f ——混凝土抗裂安全系数。

2.2.5 计算参数

H_{cr} ——使波浪破碎的临界水深；
 H_s ——定型设计水头；
 Δh ——防浪墙顶至水库静水位高差；
 h_b ——波高；
 h_z ——波浪中心线至水库静水位高差；
 h_c ——安全超高；
 L_m ——平均波长；
 Q ——流量；

- Q_0 ——胶凝材料最终水化热；
 Q_τ ——胶凝材料在龄期 τ 时的累积水化热；
 T_p ——混凝土的浇筑温度；
 T_f ——坝体稳定温度；
 T_c ——混凝土水化热温升；
 θ_0 ——混凝土最终绝热温升。

2.2.6 计算系数

- Fr ——弗劳德数；
 k_p ——由混凝土徐变引起的应力松弛系数。
 m_z ——溢流堰的流量系数；
 R ——基础约束系数；
 σ_k ——水流空化系数；
 σ_m ——淹没系数。

3 拱坝布置

3.1 一般规定

- 3.1.1 拱坝宜修建在河谷较狭窄、地质条件较好的岩基坝址上。
- 3.1.2 拱坝轴线应选择在河谷两岸较完整厚实的山体上。
- 3.1.3 拱坝布置应根据坝址地形、地质、水文等自然条件和枢纽综合利用等要求，以及泄洪方式、枢纽建筑物布置、工程施工等因素，经技术经济比较确定。

3.2 体形选择

3.2.1 拱坝体形应综合考虑坝址河谷形状、地质条件、地震情况、坝体应力、拱座稳定、坝身泄洪布置、工程量、体形适应性及施工条件等因素的影响，通过体形优化比选后确定。

3.2.2 拱坝体形设计应符合下列要求：

1 建基面应平顺，坝面曲线光滑，坝体应力分布合理，并应避免局部应力集中。拱坝体形宜选择双曲拱坝，在特定条件下也可采用单曲拱坝。

2 应合理选定水平拱圈的中心角，拱圈最大中心角宜为 $75^{\circ}\sim 110^{\circ}$ 。在满足坝体应力控制标准的前提下，宜加大拱坝推力与所利用岩面等高线的夹角。拱端内弧面的切线与利用岩面等高线的夹角不宜小于 30° 。

3 应合理设计悬臂梁断面。在满足应力控制标准和坝身泄洪孔口布置要求下，应合理选择拱坝竖向曲率，上游面倒悬度不宜大于 $0.3:1$ 。

4 应合理选择拱圈线型。根据坝体应力、拱座稳定及工程具体条件，可采用单心圆、抛物线、椭圆、双曲线、多心圆、对数螺线、统一二次曲线等拱型，通过体形优化比选确定拱圈线型。

3.2.3 当地形、地质条件不利时，选择拱坝体形可考虑下列措施：

1 可采用两端拱圈呈扁平状、拱端推力偏向山体深部的变曲率拱圈。

2 可采用变厚度拱或拱端局部加厚拱。

3 坝址河谷形状或地质条件对称性较差时，水平拱圈可采用不对称拱，或采取其他措施。

4 河谷形状不规则或较大范围内基岩条件较差时，可设计成有垫座的拱坝。

5 坝址两岸或一岸上部地形较开阔或基岩较差时，可设置重力墩或推力墩与拱坝连接。重力墩、推力墩等连接建筑物的型式、尺寸、体形，应根据两岸地形、地质条件及与坝体连接方式等，通过应力和稳定计算后确定。

3.2.4 高拱坝的体形选择，宜进行坝体弹性模量、坝基综合变形模量、温度荷载等方面的敏感性分析。

3.3 泄洪布置

3.3.1 拱坝泄洪布置应根据拱坝体形、坝高、泄流量、厂房布置，以及坝址地形、地质、水文、施工条件（包括施工导流及度汛）、运行维修条件等因素，经综合技术经济比较选定。

3.3.2 拱坝泄洪布置可单独或同时采用坝身（表孔、浅孔、中孔、深孔）式、岸边式和隧洞式，宜优先采用坝身孔口泄洪方式。拱坝泄洪方式应具有一定的运行灵活性，1级、2级拱坝和水力条件复杂的3级拱坝的泄洪布置应经整体水工模型试验论证。

3.3.3 拱坝的泄洪方式可采用坝顶泄流、坝身孔口泄流、坝面泄流、滑雪道泄流、坝后厂房顶溢流或厂房前挑流等。

3.3.4 拱坝坝身泄洪孔口的型式、孔数、尺寸、位置等的选择，应根据水库运行要求、泄流量和水头大小、消能方式、对坝体应力及下游冲刷的影响、闸门特性与操作方式、枢纽运行要求，以

及对相邻建筑物的影响等因素，经综合技术经济比较选定。

3.3.5 采用坝身泄洪时，应符合下列要求：

1 应使下泄水流平顺归槽，下泄水流不得危及坝体、两岸山体和其他建筑物的安全。

2 泄流量较大、水头较高时，可采用分散消能或对冲消能。

3 应充分考虑泄洪雾化对下游两岸山体、其他建筑物、设施设备以及交通等的不利影响，并根据泄洪雾化影响程度采取相应的防护措施。

3.3.6 采用坝身孔口泄洪时，宜设置拦漂、清漂或排漂措施，并参照 SL 285 的规定执行。

3.3.7 对强震区及地质条件复杂地区的拱坝，宜设置放空设施。

3.4 其他布置要求

3.4.1 采用坝后式或坝内式厂房时，拱坝坝内或坝面压力管道的布置形式应根据坝体厚度、坝体及压力管道受力状况、施工与运行条件等，经技术经济比较研究确定。

3.4.2 坝身需要布置供水孔、排沙孔、生态放水孔或放空底孔等时，其孔口位置、形状、尺寸及孔数等，应根据其相应要求和坝体应力分析确定。

3.4.3 对于需要设置过鱼建筑物的拱坝，过鱼设施的布置应与坝身孔口、廊道、电梯井、坝顶机房及坝后消能设施等建筑物的布置相协调。

4 水力设计

4.1 一般规定

4.1.1 拱坝泄水和消能防冲建筑物的水力设计应包括下列内容：

- 泄水建筑物的泄流能力设计；
- 泄水建筑物的体形设计；
- 泄水建筑物下游水流衔接和消能防冲建筑物设计；
- 与高速水流相关的抗冲磨防空蚀设计；
- 雾化影响研究及岸坡保护设计；
- 其他有关的水力设计。

4.1.2 泄水建筑物和消能防冲建筑物的洪水标准，应按 GB 50201 和 SL 252 的规定执行。

4.1.3 泄水和消能防冲建筑物的水力设计除应满足泄洪要求外，还应满足汛前预泄、放空库水、施工度汛、排漂、排沙、排冰、供水及生态放水等要求。

4.1.4 1 级、2 级拱坝和水力条件复杂的 3 级拱坝，其泄水建筑物和消能防冲建筑物应经水工模型试验论证，必要时还应进行减压模型试验。

4.2 泄水建筑物

4.2.1 坝身表孔和浅孔可设计为坝顶挑流或跌流，也可设计为沿坝面或滑雪道泄流。

表孔设置胸墙且胸墙起挡水作用时，应按浅孔设计。

表孔的堰面曲线宜采用幂曲线，浅孔的堰面曲线宜采用抛物线，可按附录 A.1 节、A.2 节确定。经过数值计算或模型试验论证，也可采用其他堰面曲线。

4.2.2 表孔、浅孔溢流堰顶附近堰面压力应符合下列要求：

- 1 常遇洪水位闸门全开泄水时，不宜出现负压。

2 设计洪水水位闸门全开泄水时，其负压值不得超过 $3 \times 9.81 \text{kPa}$ 。

3 校核洪水水位闸门全开泄水时，其负压值不得超过 $6 \times 9.81 \text{kPa}$ 。

4 堰顶闸门槽负压过大，可能产生空蚀破坏时，应改进门槽型式，或改用无门槽闸门。

4.2.3 采用厂房顶泄流或厂房前挑流时，应进行水工模型试验；在各种运行工况下均不应产生危及结构安全的振动，并应采取有效止水措施。

4.2.4 深式泄水孔（包括中孔、深孔）宜设计成有压孔。

有压孔应进行压力坡线计算，不得出现负压。有压孔出口处断面应逐渐收缩，有压孔进、出口面积之比可根据有压段长度及压力分布经综合分析后确定。

4.2.5 深式泄水孔进口段的顶部及侧面宜采用椭圆曲线；出口可采用上挑出流、平底出流或俯角出流；孔身底板和顶板线形可根据出流型式、顶部压坡要求及设计水头等条件，采用圆弧线、抛物线等曲线与直线进行组合，不同线型应衔接平顺。

4.2.6 深式泄水孔应在进口处设置事故检修门，事故检修门及通气孔设计应符合 SL 74 的规定。闸门槽负压过大，可能引起空蚀破坏时，应改进门槽型式。

4.2.7 导流底孔所在坝段上部，不宜布置施工度汛临时过水缺口。应采取措施防止导流底孔进口闸门槽顶部进水。导流底孔出口流速较大时，宜设置出口消能工。

4.2.8 可通过调整孔口布置以及采取辅助消能工分散水流的措施减轻或抵消拱坝泄流向心集中的不利影响。重要辅助消能工的体形、尺寸宜通过水工模型试验确定。

4.2.9 泄水建筑物出口段反弧半径，可采用 $(4 \sim 10)h$ (h 为校核洪水水位闸门全开时反弧最低点的水深)。经论证，也可采用小于上述的反弧半径或采用变半径曲线。

坝面或滑雪道泄流设施的体形曲线，可根据具体情况采用较

陡的坡度，但在宣泄设计洪水时应保证水流不脱离坝面，且不产生引起空蚀或严重振动的其他水流现象，必要时应通过水工模型试验确定。

4.2.10 中孔、深孔孔壁混凝土应具有抗冲磨、防空蚀性能。流速或压力较高的有压孔宜采用钢衬。当采用抗蚀耐磨材料衬砌或钢衬时，应与坝体混凝土可靠结合。

4.2.11 泄水建筑物的泄流能力应按附录 A.3 节确定；必要时应通过水工模型试验论证。

4.3 消能防冲

4.3.1 泄水建筑物的出流方式宜采用挑流、跌流。深式泄水孔也可采用底流、屏流方式。坝身多种泄水孔口联合运行时，可采用分散消能或对冲消能。

泄水建筑物的下游应设置相应的消能防冲设施。下游消能设施可采用消力池、水垫塘、消力戽、短护坦等。长期淹没于水下的消能防冲设施，应有检查及维修的条件。

4.3.2 挑流消能适用于坚硬基岩上的高、中坝，应符合下列规定：

- 1 挑流鼻坎的体形及挑角的大小，应通过比较确定。
- 2 鼻坎的设置高程应能保证自由挑流。
- 3 应对各级流量进行水力计算，水舌挑距、冲坑水垫厚度等水力要素应按附录 A.4 节计算。
- 4 挑流形成的冲坑危及拱坝安全时，应采取有效措施。
- 5 在坝顶水头较低时，按挑流设计的坝顶泄流，有可能转变为跌流，应研究可能产生的不良后果，并应采取适当的工程措施。
- 6 对冲挑流消能设计，应对各级流量估算水舌挑距、范围和冲坑水垫厚度，对冲后的挑距、冲坑深度、位置等应通过水工模型试验确定。

4.3.3 跌流消能设计应对各级流量进行水力计算，估算水舌抛

射距离、范围和最大冲坑深度等，并应符合下列要求：

1 跌流消能水力要素应按附录 A.5 节计算，必要时应通过水工模型试验论证。

2 水舌下缘应充分补气。

4.3.4 对于挑流或跌流消能，若消能区自然水垫厚度、水域范围不足时，应根据岸坡和坝址基岩情况采取下列相应措施：

1 坝址和岸坡基岩坚硬完整，冲刷不影响大坝及其他重要建筑物安全且具有检修条件时，可参照类似工程经验，研究采取先冲后护等方法。

2 冲刷影响大坝及其他重要建筑物安全时，应调整布置或进行可靠的防护。根据类似工程经验或水工模型试验成果，可采用短护坦、水垫塘和二道坝等工程措施。

3 消能区水垫厚度较小时，应先泄放小流量，具备足够水垫厚度时，再泄放大流量。

4.3.5 水垫塘设计应符合下列要求：

1 水垫塘应满足各级流量泄流时水流能形成淹没水跃，水垫塘冲击动水压力不宜大于 $15 \times 9.81 \text{kPa}$ ，底板高程不应低于大坝建基面。高拱坝水垫塘的长度、宽度、深度和动水压力等，宜通过水工模型试验确定。

2 水垫塘末端宜设置二道坝，二道坝的位置、高度、体形应根据类似工程经验或水工模型试验确定。水垫塘下游不宜出现二次水跃。

3 应重视水垫塘涌波对水垫塘两岸边坡的影响，并采取相应的防护措施。

4 水垫塘混凝土衬砌分缝宜采用止水封闭。衬砌稳定条件较差或工程量较大时，宜采用封闭式抽排水设施或反拱式衬砌结构。水垫塘衬砌抗浮稳定的计算参照 SL 253 的规定执行。

5 水垫塘衬砌混凝土表面宜设置一定厚度的抗冲耐磨层，且应与下部混凝土牢固结合。

6 对水垫塘两岸边坡的不稳定岩块应清除或加固。

7 水垫塘应具备检查、维修条件。

4.3.6 对坝体下游有软弱基岩、下游水位流量关系较稳定的河道，宜采用底流消能。有排冰或排漂要求时，不宜采用底流消能。底流消能的水力设计应按附录 A.6 节执行，并符合 SL 253 的规定。

4.3.7 当坝体下游尾水较深，且下游河床和两岸有一定的抗冲能力时，宜采用岸流消能。应根据各级流量选择适当的岸半径、岸底高程、岸唇挑角和坎高等，并经水工模型试验确定。

4.3.8 消能防冲建筑物下游河道的流速仍然较大或流态较建坝前恶化时，应研究确定可能被冲刷的河段范围，并采取相应的防冲护岸措施。

4.4 泄洪雾化防护

4.4.1 应根据类似工程经验，分析研究泄洪雾化影响及雨强分布范围。对高坝泄洪雾化，宜采用数值分析或物理模型试验进行研究。

4.4.2 应分析泄洪雾化对雾雨区建筑物、边坡、道路及其他设施设备的不利影响。对泄洪雾化范围内的建筑物、边坡、道路及其他设施设备，应根据相应的雾雨强度采取分区防护措施。

4.5 其他有关水力设计

4.5.1 对泄水建筑物和消能防冲建筑物，应研究下列部位或区域发生空蚀破坏的可能性，并根据其水力特性和施工条件，确定相应的工程措施，必要时采用减压模型试验论证：

- 进出口、闸门槽、弯曲段以及水流边界突变处；
- 反弧段及其附近；
- 异形鼻坎、分流墩；
- 消力池中的趾墩、消力墩；
- 溢流面上和泄水孔内流速大于 20m/s 的区域。

4.5.2 泄水建筑物和消能建筑物各部位的水流空化数宜大于该

处的初生空化数。水流空化数 σ_k 按附录 A.7 节确定。在多泥沙河流上，还应分析研究挟沙水流磨损、推移质跳跃冲击与空蚀对泄水建筑物表面的联合作用。

4.5.3 容易产生空蚀破坏的部位或区域，应采取下列防空蚀措施：

- 1 选择合理的建筑物体形尺寸。
- 2 严格控制过流面的不平整度，局部突体应处理成缓坡，具体要求见附录 A.7 节。

- 3 采用抗蚀性能好的护面材料。

- 4 采用掺气措施。

- 5 选用合理的运行方式。

4.5.4 应重视泄洪振动对拱坝等主要建筑物及泄洪消能建筑物的不利影响，必要时采取相应的抗振措施。

4.5.5 计算泄水建筑物边墙或导墙水面线，当弗劳德数 $Fr > 2$ 时，应计及波动及掺气的联合影响，并按附录 A.8 节确定。

边墙、导墙顶高程应根据波动及掺气后的计算水面线加高 0.5~1.5m 确定，对凹曲线段宜适当增加。

滑雪道式泄水建筑物，其边墙或导墙高度应计及侧向进水引起的水面壅高，由水工模型试验确定。

5 坝体混凝土

5.1 一般规定

5.1.1 坝体混凝土应满足强度、变形、热学、抗渗、抗冻、抗冲耐磨、抗腐蚀等性能要求，混凝土所用的水泥、骨料、掺合料、外加剂、水等原材料应满足相关标准的要求，其耐久性应符合 SL 654 的规定。

5.1.2 坝体混凝土宜选用中热硅酸盐水泥或低热硅酸盐水泥，掺加合适的掺合料与外加剂，并保证混凝土有足够的早期强度。

5.1.3 坝体混凝土可根据应力分布情况和耐久性要求，设置不同混凝土分区。当坝体厚度不大时，同一浇筑层混凝土不宜分区。

5.1.4 坝体混凝土的质量和均匀性，应符合 SL 677 的规定。

5.2 坝体混凝土强度

5.2.1 坝体混凝土强度用按标准方法制作养护的边长为 150mm 立方体试件、在设计龄期用标准试验方法测得的具有 80% 保证率的抗压极限强度表示，符号为“ $C_{\text{龄期}}$ 强度值 (MPa)”。在无试验资料时，混凝土抗拉极限强度可采用混凝土强度的 $1/12 \sim 1/8$ 。

5.2.2 坝体混凝土不同龄期的抗压强度增长率宜通过试验确定。对中、低坝，无试验资料时，可参照类似工程的资料采用。

5.2.3 坝体混凝土强度不应低于 $C_{90} 15$ ，坝体局部结构混凝土强度应符合 SL 191 的规定。

5.3 混凝土力学、热学与变形性能

5.3.1 混凝土容重应由试验确定。对中、低坝，无试验资料时，

可取 24kN/m^3 或参照类似工程采用。

5.3.2 混凝土弹性模量、泊松比和极限拉伸值宜通过试验确定。对中、低坝，可根据需要进行必要的试验或参照类似工程的资料取值。

5.3.3 混凝土热学特性指标宜由试验确定。对中、低坝，可按 SL 744 的规定取值。

5.3.4 拱坝应力分析应采用坝体混凝土持续弹性模量进行计算。坝体混凝土持续弹性模量可采用混凝土试件瞬时弹性模量的 0.6~0.7 倍。

5.4 耐久性要求

5.4.1 坝体混凝土的抗渗等级应采用设计龄期的试件测定。对于低坝、中坝和高坝，其混凝土抗渗等级分别不低于 W4、W6 和 W8。对承受环境水腐蚀作用的坝体混凝土，其抗渗等级和混凝土的密实性应进行专门研究。

5.4.2 坝体混凝土最大水胶比应根据混凝土分区或部位按表 5.4.2 确定。

表 5.4.2 混凝土最大水胶比

气候分区	混凝土分区或部位				
	水上	水位变化区	水下	基础	抗冲耐磨
严寒和寒冷区	0.50	0.45	0.50	0.50	0.45
温和区	0.55	0.50	0.55	0.55	0.45

5.4.3 坝体混凝土抗冻等级应根据气候分区、冻融循环次数、表面局部小气候条件、水分饱和程度、所在部位的重要性和检修条件等因素，按 GB/T 50662 的规定采用。对温和地区的高坝，抗冻等级宜适当提高。抗冻混凝土应掺用引气剂，混凝土的原材料、配合比和含气量应通过试验确定。

5.4.4 在环境水有腐蚀性情况下，混凝土应选择抗腐蚀性能较

好的水泥，并掺用优质活性掺合料。高速水流区的混凝土应采用具有抗冲、耐磨和防空蚀性能的混凝土。

5.4.5 未经专门论证，坝体混凝土不得使用具有潜在碱活性危害的骨料。



6 荷载与荷载组合

6.1 荷载

6.1.1 作用在拱坝上的荷载，应包括自重、水压力（静水压力和动水压力）、温度荷载、扬压力、渗透压力、淤沙压力、浪压力、冰压力、地震荷载和其他可能出现的荷载。

6.1.2 自重主要为坝体混凝土的重量，混凝土材料的容重根据 5.3.1 条的规定确定。

6.1.3 坝体上游面静水压力应根据水库功能和荷载组合所规定的水库水位计算确定，下游面静水压力应根据相应的不利下游水位进行计算确定。水的容重宜采用 9.81kN/m^3 ，对于多泥沙河流应考虑泥沙含量对水容重的影响。

6.1.4 温度荷载应按运行期间坝体混凝土温度与封拱温度的差值确定。应计算封拱温度场和坝体温度场，分别计算设计正常温降和设计正常温升情况。

温差值沿坝体厚度方向的分布（见图 6.1.4），可分解为断面的平均温度变化（I）、等效线性温差（II）、非线性温差变化（III）。采用拱梁分载法和线弹性有限元法分析坝体应力时，应计及（I）和（II）两部分。

温度场的计算应考虑坝址附近的气温、水库水温、地温、日照、坝体厚度、混凝土材料的热学特性等因素。坝体断面平均温度、断面等效线性温差和非线性温差的计算，应按 SL 744 的规定执行。

6.1.5 扬压力按附录 B 确定。拱座稳定分析时，应计算扬压力荷载。

6.1.6 应根据坝址处河流的水文泥沙特性、枢纽布置、水库运行方式和泥沙冲淤平衡年限或工程合理使用年限等，确定坝前泥沙的淤积高程。对于多泥沙河流，宜通过物理模型试验或数学模型计算，并结合已建类似工程的实测资料综合分析，合理确定坝

6.2.2 地震较频繁的地区，当施工期较长时，应采取措施及时封拱。必要时，施工期的荷载组合增加地震荷载，其地震烈度可按设计烈度降低1度考虑。

6.2.3 荷载组合中，可根据工程的实际情况选择控制性的荷载组合进行计算。



7 拱坝应力分析

7.1 分析内容

7.1.1 拱坝应力分析应包括下列内容，设计时可根据工程规模、拱坝的具体情况和不同的设计阶段，计算下述内容的部分或全部，或另加其他内容：

- 坝体上、下游面的主应力及分布；
- 各计算截面上（包括拱端、拱冠和其他需要计算应力的部位）的应力分布；
- 坝体特殊部位（孔洞、坝内埋管、悬臂结构、孔口连接梁等部位）的局部应力；
- 坝基（特别是软弱夹层、断层、岩溶洞穴等部位）内部的应力。

7.1.2 拱坝应力分析中应根据其重要程度和必要性，研究下列问题：

- 不同布置和体形对坝体应力的影响；
- 基础综合变形模量和坝体混凝土弹性模量对坝体应力的影响；
- 坝身孔洞、坝内埋管、悬臂结构、孔口连接梁等结构对坝体应力的影响；
- 分期施工、施工程序、分期蓄水及蓄水过程对坝体应力的影响；
- 封拱温度对坝体应力的影响，并优选对坝体应力有利的封拱温度；
- 混凝土徐变对坝体应力的影响；
- 拱坝设有重力墩、推力墩或周边缝时对坝体应力的影响；
- 在坝体横缝灌浆以前，应验算各单独坝段的坝体应力和

抗倾覆稳定性。

7.1.3 地形、地质条件有明显缺陷时，应研究其对坝体和坝基应力变形的影响。必要时，应结合拱座稳定和基础处理方案研究。

7.2 分析方法

7.2.1 拱坝应力分析的基本方法为拱梁分载法。1级、2级拱坝和高拱坝或情况比较复杂的拱坝（如拱坝内设有大的孔洞、地质条件复杂等），除应采用拱梁分载法计算外，还应进行线弹性有限元法分析。对于高拱坝和情况复杂的拱坝，必要时可采用非线性有限元法进行分析。

7.2.2 用拱梁分载法计算时，应结合坝址地形、地质条件、坝高合理布置拱梁网格体系，并根据坝体应力梯度变化适当调整或加密网格。对于高拱坝，宜采用不少于4向调整的拱梁分载法计算。

7.2.3 采用线弹性有限元法计算坝体应力时，基础计算范围应不小于1.5倍坝高，并结合坝址地形、地质条件、拱坝规模合理选择单元型式和划分单元网格。应力成果应进行等效处理。

7.3 控制指标及其他规定

7.3.1 采用拱梁分载法计算时，坝体的主压应力和主拉应力应符合下列应力控制指标的规定：

1 坝体的主压应力不应大于混凝土的容许压应力。混凝土的容许压应力等于混凝土强度值除以安全系数。对于基本荷载组合，1级、2级拱坝的安全系数采用4.0，3级拱坝的安全系数采用3.5。对于非地震情况特殊荷载组合，1级、2级拱坝的安全系数采用3.5，3级拱坝的安全系数采用3.0。

2 坝体的主拉应力不应大于混凝土的容许拉应力。对于基本荷载组合，混凝土的容许拉应力为1.2MPa。对于非地震情况特殊荷载组合，混凝土的容许拉应力为1.5MPa。

7.3.2 采用有限元法计算时，按有限元等效应力计算的坝体主拉应力和主压应力应符合下列应力控制指标的规定：

1 坝体的主压应力不应大于混凝土的容许压应力，容许压应力的计算按 7.3.1 条的规定执行。

2 坝体的主拉应力不应大于混凝土的容许拉应力。对于基本荷载组合，混凝土的容许拉应力为 1.5MPa；对于非地震情况特殊荷载组合，混凝土的容许拉应力为 2.0MPa。

7.3.3 施工期未封拱坝体最大拉应力不宜大于 0.5MPa。坝体横缝灌浆前遭遇施工期洪水时，坝体抗倾覆稳定安全系数不应小于 1.2。

7.3.4 采用拱梁分载法计算时，地震情况特殊荷载组合下的坝体主压应力和主拉应力应符合下列应力控制指标的规定：

1 坝体的主压应力不应大于混凝土的容许压应力。地震情况特殊荷载组合下混凝土的容许压应力等于混凝土动态抗压极限强度值除以安全系数。当采用拟静力法计算时，安全系数采用 3.5；当采用动力法计算时，安全系数采用 2.3。

2 坝体的主拉应力不应大于混凝土的容许拉应力。当采用拟静力法计算时，混凝土的容许拉应力为 1.5MPa；当采用动力法计算时，混凝土的容许拉应力等于混凝土动态抗拉极限强度值除以安全系数，安全系数采用 1.0。

3 混凝土的动态抗压极限强度可取静态抗压极限强度的 1.2 倍，动态抗拉极限强度可取动态抗压极限强度的 0.1 倍。抗震设防类别为甲类工程的坝体混凝土动态性能应由试验确定。

7.3.5 拱坝设有重力墩时，应将拱坝和重力墩作为整体进行应力分析。重力墩的应力和稳定分析，应符合 SL 319 的规定。

7.3.6 坝体局部结构的设计和计算，应符合 SL 191 的规定。

8 拱座稳定分析

8.1 一般规定

8.1.1 拱坝设计的各阶段均应重视拱座的稳定，并作出相应深度的分析论证。必要时应采取工程措施，确保拱座的稳定。

8.1.2 评价两岸拱座稳定性时，应进行下列基础工作：

- 掌握两岸岩体的工程地质和水文地质条件，确定影响拱座稳定的边界条件和滑动模式；
- 根据试验成果和工程经验，合理选用计算所需的物理力学参数；
- 确定影响拱座稳定的各种荷载；
- 采用合理的稳定分析方法。

8.1.3 分析拱座稳定时，应综合考虑枢纽建筑物布置（包括坝轴线、拱坝平面布置、体形、拱端构造、泄洪消能方式及两岸拱座相邻建筑物布置等）、坝体应力、基础处理、施工方法等影响因素。

8.1.4 拱座稳定分析应特别注意影响拱座抗滑稳定或导致拱座产生较大变形的软弱结构面（包括成组不连续裂隙）的产状、空间展布、密集程度、连通率、起伏粗糙度、填充物及其性状，以及拱座岩体渗流特性等。

8.1.5 拱座稳定分析所需的岩体、结构面物理力学参数，包括抗压强度、抗剪强度、变形模量、泊松比和渗透系数等，应通过试验确定。1级、2级拱坝或地质条件复杂的拱坝，应通过现场试验确定上述参数。地震工况下的坝基岩体及混凝土和坝基间的动态抗剪强度参数的取值应按 GB 51247 的规定执行，对重要工程应通过试验确定。

8.1.6 拱座下游附近存在较大断层、软弱带、岩溶洞穴，可能引起较大变形时，应对拱座变形问题及其对拱坝安全的影响进行

专门研究，必要时应采取工程处理措施。

8.1.7 拱座稳定分析应考虑坝肩及下游边坡开挖对拱座岩体削弱的影响。

8.2 抗滑稳定

8.2.1 抗滑稳定应根据滑动边界的空间展布，分析拱座可能的滑动模式。滑裂面应在工程地质勘察的基础上经研究确定。

8.2.2 滑裂面抗剪强度参数应根据 8.1.5 条规定所取得的试验值，结合岩体实际情况、蓄水后可能的变化以及所采取的工程处理措施，并参照类似工程经验，由设计、地质、试验人员共同研究确定。

8.2.3 拱座抗滑稳定的分析以刚体极限平衡法为主。1 级、2 级高拱坝或地质条件复杂的拱坝还应符合 8.3.1 条的规定。

8.2.4 拱座抗滑稳定计算应考虑坝体作用力、岩体自重、扬压力和地震荷载。荷载组合应符合 6.2 节的规定。

采用刚体极限平衡法进行抗滑稳定分析时，坝体的作用力应采用拱梁分载法的相应计算成果。

8.2.5 采用刚体极限平衡法进行抗滑稳定分析时，1 级、2 级拱坝及高拱坝，应按公式 (8.2.5-1) 计算，其他则应按公式 (8.2.5-1) 或公式 (8.2.5-2) 进行计算：

$$K_1 = \frac{\sum(Nf' + c'A)}{\sum T} \quad (8.2.5-1)$$

$$K_2 = \frac{\sum Nf}{\sum T} \quad (8.2.5-2)$$

式中 K_1 、 K_2 ——抗滑稳定安全系数；

N ——垂直于滑裂面的作用力， 10^3 kN；

T ——沿滑裂面的作用力， 10^3 kN；

A ——计算滑裂面的面积， m^2 ；

f' ——滑裂面的抗剪断摩擦系数；

c' ——滑裂面的抗剪断凝聚力，MPa；

f ——滑裂面的抗剪摩擦系数。

8.2.6 非地震工况按公式 (8.2.5-1) 或公式 (8.2.5-2) 计算时, 拱座抗滑稳定安全系数不应小于表 8.2.6 的规定。

表 8.2.6 非地震工况抗滑稳定安全系数

荷载组合		建筑物级别		
		1级	2级	3级
按公式 (8.2.5-1)	基本	3.50	3.25	3.00
	特殊(非地震)	3.00	2.75	2.50
按公式 (8.2.5-2)	基本	—	—	1.30
	特殊(非地震)	—	—	1.10

8.2.7 地震工况按公式 (8.2.5-1) 计算时, 拱座抗滑稳定安全系数不应小于表 8.2.7 的规定。

表 8.2.7 地震工况抗滑稳定安全系数

计算方法	建筑物级别		
	1级	2级	3级
拟静力法	2.3		
动力法	1.2		

8.2.8 拱座抗滑稳定分析应按空间问题计算可能滑动块体抗滑稳定安全系数。拱座无特定的滑裂面或作初步估算时, 可简化为平面问题进行计算, 如个别计算平面拱圈的安全系数不满足表 8.2.6 的要求, 可根据具体情况采取必要的处理措施。

8.3 整体稳定及其他

8.3.1 对 1 级、2 级高拱坝或地质条件复杂的拱坝, 应采用数值计算或地质力学模型试验, 分析拱坝与坝基在基本荷载和超载(或降强)条件下的坝体应力、变形、开裂、屈服等发展过程及破坏状态, 结合工程类比, 综合评价拱坝整体稳定安全性。

8.3.2 拱座存在较大断层或软弱带等不利地质条件, 导致抗滑

稳定不能满足本标准规定或坝体应力恶化时，应采取加固措施。
加固处理措施应通过多方案比较和整体稳定分析论证后确定。

8.3.3 对平面曲率较小、岸坡较平缓或岸坡有顺坡节理等复杂地质构造的拱坝，宜研究坝基浅层抗滑稳定问题。

<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网

9 坝基处理

9.1 一般规定

9.1.1 混凝土拱坝坝基处理后应达到下列要求：

- 具有足够的强度和刚度；
- 满足拱坝整体稳定和拱座抗滑稳定；
- 满足坝基变形均匀性的要求；
- 满足抗渗性和渗透稳定要求；
- 具有正常工作条件下的长期耐久性；
- 建基面平顺，避免不利的应力分布。

9.1.2 坝基处理设计（包括两岸拱座和河床段的地基）应根据坝址地质条件和基岩的物理力学性质，通过拱坝应力分析和稳定分析，并考虑相邻建筑物的布置、施工技术等因素，选择安全、经济和有效的处理方案。

9.1.3 岩溶地区的坝基处理应通过有效的勘测、试验手段，在查明基础范围内表层岩溶发育深度、岩溶洞穴、暗河、连通管道以及地下水位等基础上，进行专门设计。

9.1.4 坝基处理设计应综合考虑基础与其上部结构之间的相互关系，必要时可采取措施，局部调整上部结构的型式与基础工作条件相适应。

9.1.5 坝基处理可采用不宜利用岩体的挖除、建基面形状的控制、连接建筑物（如垫座、推力墩、重力墩等）的设置、坝基固结灌浆、接触灌浆、基础防渗排水、混凝土置换、高压水泥灌浆及预应力锚固等措施。

9.1.6 地下水有腐蚀性时，坝基处理应选用相应的抗腐蚀性材料。

9.2 坝基开挖

9.2.1 坝基的开挖深度和利用岩体，应根据岩体的类别和质量

分级、物理力学性质、拱坝对坝基的承载要求、坝基处理的效果、工期和费用等，经技术经济综合研究确定。高拱坝应开挖至Ⅱ~Ⅲ₁类岩体，局部可开挖至Ⅲ₂类岩体。中、低坝可适当放宽。岩体分类标准应按 GB 50487 的规定执行。

坝址位于高地应力地区时，应根据岩体岩性和初始地应力场特性进行研究分析，避免开挖过程中因应力释放严重降低岩体质量。

9.2.2 两岸拱座应利用岩面宜开挖成径向面。如拱端厚度较大而使开挖量过多时，宜采用非全径向面。河床段利用岩面的上、下游高差不应过大。整个坝基利用岩面的纵坡应平顺，无突变。

经充分论证，拱座利用岩面也可开挖成其他形状。

9.2.3 坝基开挖设计应对控制爆破提出要求，并在现场试验和施工过程中不断调整爆破参数，减轻开挖爆破引起的建基面岩体的损伤。

9.2.4 应对开挖后的坝基地质条件进行补充评价，复核基础处理方案，必要时开展坝体应力和稳定复核。

9.3 坝基固结灌浆与接触灌浆

9.3.1 坝基固结灌浆设计应根据建基岩体的裂隙发育程度、爆破松弛情况及坝基受力情况综合确定，并应符合下列规定：

1 坝基岩体裂隙发育（包括爆破裂隙）或有松软充填物，且具有可灌性时，应根据受力条件、变形控制和稳定要求，在坝基范围内进行固结灌浆；并应根据坝基应力及地质条件，向坝基外上、下游适当扩大处理范围。

2 防渗帷幕上游区坝基宜进行固结灌浆。

3 断层破碎带及其两侧影响带应加强固结灌浆。

9.3.2 固结灌浆孔的孔距、排距宜为 2~4m，并应根据开挖以后的地质条件，参照灌浆试验确定。

固结灌浆孔的孔深，应根据坝高和开挖以后的地质条件确定，宜采用 5~15m。局部地区及坝基应力较大的高坝坝基，必

要时可适当加深，帷幕上游区的固结灌浆孔可根据帷幕深度确定，宜采用 8~15m。

对于有软弱层带的坝基岩体，可采用高压固结灌浆或孔排距加密的固结灌浆，灌浆应依据软弱层带的分布及性状进行布置。

灌浆压力应根据工程和地质情况进行分析计算并结合工程类比拟定，必要时应进行灌浆试验论证，而在施工过程中调整确定。

9.3.3 固结灌浆孔宜采用梅花形布置，对于较大的断层和裂隙密集带应专门布孔。灌浆孔方向应根据主要裂隙产状，穿过较多的裂隙，结合施工条件确定。

9.3.4 帷幕附近和地质缺陷部位的坝基固结灌浆宜在有 3~4m 混凝土盖重情况下施灌，其他部位的固结灌浆也宜按此方式进行。经论证可采用无混凝土盖重灌浆、引管有盖重灌浆、利用岩体盖重灌浆等方式。采用无混凝土盖重灌浆和利用岩体盖重灌浆应采取裂隙封闭措施。

9.3.5 固结灌浆应合理选择灌浆浆材、浆液水灰比及灌浆工艺，并通过灌浆试验进行优选。

9.3.6 下列部位应进行接触灌浆：

——坡度大于 50° 的建基面；

——在基岩中开挖的槽、井、洞等回填混凝土的顶部和侧墙。

9.3.7 建基面的接触灌浆应在坝体混凝土浇筑达到一定高度，基础混凝土温度达到设计规定稳定值之后，排水孔钻设之前进行。

9.4 防渗帷幕

9.4.1 防渗帷幕应符合下列要求：

1 应减少坝基渗漏量和绕坝渗漏量，并减少坝基渗流对坝基及两岸边坡稳定产生的不利影响。

2 应防止坝基软弱夹层、断层破碎带、岩体裂隙充填物以

及抗水性能差的岩层发生渗透破坏。

3 在帷幕和坝基排水的共同作用下，应将坝基渗透压力控制在允许值以内。

4 应具有可靠的连续性和足够的耐久性。

5 水库蓄水前，应完成不同蓄水时段最高库水位以下防渗帷幕的施工。

9.4.2 坝基和两岸的防渗帷幕宜采用水泥灌浆；在水泥灌浆达不到设计防渗要求时，可采用化学材料补充灌浆，但应防止污染环境。

9.4.3 帷幕线的位置（包括向两岸延伸的帷幕）应根据拱座和坝基应力情况，以及将来可能需要修补和补强的条件，布置在压应力区，且靠近上游面。

两岸帷幕线的走向及深入岸坡内的长度应根据工程地质、水文地质、地形条件、拱座的稳定、枢纽防渗要求和渗流计算成果等综合研究确定，并与河床部位的帷幕保持连续性。

9.4.4 岩溶地区的防渗帷幕应在查明基础范围岩溶发育规律、分布范围、洞穴规模、充填物性质等的基础上，选择经济、合理的帷幕线路。帷幕线宜布置在岩溶发育微弱地带。无法避开岩溶暗河或大型洞穴群时，帷幕线宜与其垂直，可采用混凝土（砂浆）回填、高喷灌浆、防渗墙等措施进行处理。

9.4.5 防渗帷幕的深度及向两岸山体延伸长度应符合下列规定：

1 坝基下存在可靠的隔水层时，防渗帷幕孔应伸入该岩层3~5m。

2 坝基下隔水层埋藏较深或分布无规律时，帷幕深度应符合9.4.1条的要求，根据工程地质条件、地层的透水性、坝基扬压力、排水设施等因素，参照渗流计算，结合工程经验，在0.3~0.7倍水头范围内选择确定。

3 防渗帷幕应向两岸山体延伸到相对隔水层，或正常蓄水位与地下水位交汇处，并留有余地。

9.4.6 帷幕体防渗标准和相对隔水层的透水率根据不同坝高采

用下列控制标准：

- 1 坝高在 100m 以上，透水率 q 为 1~3Lu。
- 2 坝高在 50~100m 之间，透水率 q 为 3~5Lu。
- 3 坝高在 50m 以下，透水率 q 不大于 5Lu。

9.4.7 防渗帷幕的排数、排距、孔距及孔向，应根据工程地质条件、水文地质条件、作用水头以及灌浆试验资料选定。

帷幕灌浆孔的排数，坝高不小于 100m 可采用 2 排，坝高 100m 以下可采用 1 排；对地质条件较差、岩体裂隙发育、透水性较强或可能发生渗透变形的地段，可采用 2~3 排。

帷幕由两排或两排以上灌浆孔组成时，主帷幕孔钻灌至设计深度，副帷幕孔可取主帷幕孔深度的 1/2~2/3。

帷幕孔距宜采用 1.5~3.0m，排距宜比孔距略小。

帷幕钻孔方向宜倾向上游，角度可在 0° ~ 15° 选择，宜穿过岩体的主要裂隙和层理。

9.4.8 灌浆压力应通过试验确定，在帷幕孔顶段不宜小于 1.5 倍坝前静水头，在帷幕孔底段不宜小于 2 倍坝前静水头，均不得抬动岩体。

9.4.9 坝肩及两岸帷幕深度较深时，灌浆洞应分层设置，各层灌浆洞高差可取 30~70m，并与拱坝坝内廊道布置相适应。单排孔灌浆洞断面尺寸不宜小于 2.5m×3.0m（宽×高），双排孔及以上灌浆洞断面尺寸不宜小于 3.0m×3.5m。上层、下层帷幕的搭接型式可采用斜接式、直接式及错列式等，搭接部位应连续封闭和密实。

9.5 坝基排水

9.5.1 正常情况下，防渗帷幕的下游应布置坝基排水，设 1 排主排水孔，必要时可加设 1~3 排辅助排水孔。坝基下存在相对隔水层或缓倾角结构面时，宜根据其分布情况进行合理布置。对于地质条件较差的坝基，设置排水孔时应防止渗透变形。

中、低高度的薄拱坝经论证可简化排水布置或不设坝基

排水。

9.5.2 高坝以及两岸地形较陡、地质条件较复杂的中坝，宜在两岸布置多层排水平洞，在平洞内钻设排水孔。

9.5.3 排水孔的孔壁有塌落危险或排水孔穿过软弱夹层、夹泥裂隙时，应采取孔内设滤层等保护措施。排水孔应在其相应部位的接触灌浆、固结灌浆、帷幕灌浆等完成后钻孔。

9.5.4 排水孔的开孔位置与帷幕下游侧的距离不宜小于 2m。主排水孔的孔距宜采用 2~3m，副排水孔的孔距宜采用 3~5m。

排水孔孔深应根据坝基的工程地质、水文地质条件，结合帷幕和固结灌浆的深度研究确定。主排水孔孔深宜为帷幕深的 0.4~0.6 倍；坝高 50m 以上的坝基主排水孔，不应小于 10m。副排水孔深宜为 6~12m。

9.5.5 坝基内有裂隙承压水层或较大的深层透水区且影响拱座抗滑稳定时，应对排水孔是否穿过此部位及穿过深度进行分析研究，并做好配套措施。

9.6 断层破碎带和软弱层带处理

9.6.1 坝基和拱座范围内的断层破碎带或软弱层带，应根据其所在部位、产状、宽度、断层组成物质以及有关试验资料，分析研究其对坝体和坝基的应力、变形、稳定和渗漏的影响，并结合施工条件，采用适当的方法进行专门处理。

9.6.2 选择断层破碎带和软弱层带处理方案时，宜将坝体与岩基一起研究。

9.6.3 倾角较陡的断层破碎带，应采用以下处理措施：

1 断层组成物为胶结良好、质地坚硬的角砾岩、片状岩、碎块岩等构造岩，对整个坝基的强度、稳定和变形的影响较小时，可将表层较破碎的部分挖除，并进行固结灌浆。

2 断层组成物为糜棱岩、断层泥等软弱构造岩，对整个坝基的强度、稳定和变形有严重影响时，可采用挖除断层物质、回填混凝土（即置换法）、高压水泥灌浆、高喷冲洗灌浆等处理方

法。对规模较大的断层破碎带，高坝的处理方案应根据坝高、断层部位、产状、性质和规模等，通过相应的计算分析或模型试验进行论证；中、低坝可参照其他工程的经验，综合研究后确定。

3 采用置换法处理断层破碎带，应加强置换混凝土与基岩结合面接触灌浆和围岩的固结灌浆。

4 对由数条断层组成的断层交汇带，可根据各断层的破碎程度、组成物情况、交汇带的形态及规模，按 1~3 款的原则进行处理。

5 当混凝土回填规模较大时，应制定相应的温度控制、固结灌浆、接触灌浆与观测等措施。

9.6.4 倾角较平缓的断层破碎带或软弱夹层，应根据其埋藏深浅和力学参数以及对坝体应力、坝基变形和抗滑稳定性的影响程度，采用抗剪（抗滑）混凝土结构、锚固及局部加强防渗排水等处理措施。

9.6.5 断层破碎带或软弱夹层可能成为坝基渗漏通道时，应根据断层破碎带或软弱夹层的具体情况、作用水头、库水侵蚀性等因素，进行专门的防渗处理（如高压冲洗置换处理、防渗井塞等）。

9.6.6 两岸拱座岩体内存在断层破碎带、层间错动等软弱结构面，影响拱座稳定安全时，应对两岸拱座基岩采取相应的加固处理措施（包括设置抗滑键、传力墙、高压固结灌浆和预应力锚固等）。1 级、2 级拱坝或高拱坝工程的处理方案，应通过有限元分析或模型试验论证。

9.6.7 两岸岩体内的顺坡向断层破碎带、节理密集带或软弱夹层，受到库水、地下水、泄洪雾化及泄洪水流冲刷等反复作用后，引发岩体滑塌而危及大坝或其他建筑物的安全时，应采取相应的防护措施。

10 拱坝构造

10.1 坝顶布置

10.1.1 坝顶高程应高于水库最高静水位。坝顶高程（或防浪墙顶高程）与水库正常蓄水位的高差或与校核洪水位的高差，应按公式（10.1.1）计算，应选择两者计算的大值确定坝顶高程（或防浪墙顶高程）。

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_s \quad (10.1.1)$$

式中 Δh ——防浪墙顶与水库正常蓄水位或校核洪水位的高差，m；

$h_{1\%}$ ——累积频率1%的波高，m；

h_z ——波浪中心线至水库正常蓄水位或校核洪水位的高差，m；

h_s ——安全加高，m，按表 10.1.1 规定取值。

$h_{1\%}$ 、 h_z 的计算按 SL 744 的规定执行。

表 10.1.1 安全加高 h_s 单位：m

水 位	坝 的 级 别		
	1 级	2 级	3 级
正常蓄水位	0.7	0.5	0.4
校核洪水位	0.5	0.4	0.3

10.1.2 坝顶布置应结合工程的建筑总体规划，并与周围环境相协调。坝顶结构尺寸应满足坝体结构、设备布置以及交通、观测、照明等运行要求。

10.1.3 防浪墙宜采用与坝体连成整体的钢筋混凝土结构，墙身应有足够的厚度；坝顶下游侧应设置栏杆。防浪墙、栏杆的高度不宜低于 1.2m。防浪墙在坝体横缝处应设置伸缩缝和止水。

10.1.4 非溢流段坝顶宽度应根据剖面设计确定，不宜小于

3m。必要时，可在坝的上、下游面加做悬臂结构，增加坝顶宽度，满足运行、交通等要求。

10.1.5 溢流坝段应结合溢流方式，布置坝顶工作桥、交通桥等，坝顶宽度应满足泄流、设备布置、运行操作、交通和监测检修等要求。表孔溢流坝段顶部拱圈宜采取措施整体连接。坝顶桥梁可采用装配式钢筋混凝土结构或预应力钢筋混凝土结构。强震区溢流坝段的坝顶工作桥、交通桥等宜采用整体式钢筋混凝土结构，并应减轻自重，加强与闸墩的连接。桥下净空应满足泄洪、排凌及排漂等要求。

10.1.6 坝顶路面应有横向坡度和排水系统。当设人行道时，宜高出坝顶路面 0.20~0.30m。

10.1.7 坝顶布置应综合考虑动力电缆、监测电缆等电缆沟或其他管沟的设置，合理布置坝顶照明设施。管沟盖板应有足够的强度。

10.2 横缝和纵缝

10.2.1 拱坝应设置横缝。横缝位置和间距的确定，除应考虑混凝土温控防裂有关因素外，还应考虑坝体结构布置（如坝身泄洪孔口尺寸、坝内孔洞布置等）和混凝土施工等因素。横缝间距（沿上游坝面弧长）宜为 15~25m。

10.2.2 横缝宜采用径向或接近径向布置，横缝面可为铅直面，横缝底部缝面与坝基面夹角不得小于 60°，宜接近正交。

横缝面应设置键槽，并埋设灌浆系统。键槽应为铅直方向，可采用梯形槽、圆弧形槽或球冠形槽。

10.2.3 拱坝厚度大于 40m 时可设置纵缝。当施工有可靠的温控措施和足够的混凝土浇筑能力时，可不受此限制。相邻坝块间纵缝应错开，宜采用铅直纵缝，但在下游坝面附近应缓转与坝面正交，也可在某一高程并缝。并缝缝顶可设圆形孔洞，配置并缝钢筋。

纵缝面应设置键槽，并埋设灌浆系统。键槽走向为水平方向，形状宜为三角形。

10.2.4 横缝和纵缝应进行接缝灌浆。横（纵）缝缝面应采用止

浆片分成若干封闭区进行灌浆。横缝上游面和下游面止水片可兼作止浆片。每一灌浆区的面积宜为 200~400m²，其高度宜为9~15m。

10.2.5 灌浆升浆管路和出浆设施可采用塑料拔管、预埋管、出浆槽和出浆盒等方式。

横（纵）缝同一灌浆区的进、出浆管口、排气管出口等布置，宜集中于廊道或下游坝后桥附近。

10.2.6 进行接缝灌浆时坝体温度应降到设计规定值。缝面张开度不宜小于 0.5mm。灌浆区上部盖重层厚度不宜小于 6m，盖重层混凝土龄期不宜小于 28d，盖重层与灌浆区的混凝土温度宜一致。缝两侧坝体混凝土龄期不宜小于 90d；应在灌浆浆液结石达到预期强度后，坝体方能挡水受力。

拱坝横（纵）缝尚未灌浆而需临时挡水时，应进行专门论证。

10.2.7 横（纵）缝的灌浆压力，应根据坝体应力及变形条件确定。灌浆压力宜选择 0.3~0.6MPa，层顶灌浆压力可为 0.1~0.3MPa。

10.2.8 接缝灌浆的具体要求应按 SL 62 的规定执行。

10.3 坝内廊道与交通

10.3.1 拱坝坝内廊道设置应兼顾基础灌浆、排水、安全监测、检查维修、运行操作和坝内交通等多种用途。

坝内应设置基础灌浆廊道，对于中、低高度的薄拱坝可不设廊道。

10.3.2 廊道与坝内其他孔洞间的净距离不宜过小，应通过应力分析确定，廊道应避免拉应力区。纵向廊道的上游壁离上游坝面的距离，宜为 0.05~0.10 倍坝面作用水头，且不小于 3m。

10.3.3 基础灌浆廊道在平面上应沿拱圈呈弧形或折线形布置，两岸沿岸坡上升至一定高程终止。基础灌浆廊道应与灌浆洞或横向廊道相连。廊道坡度较陡时，廊道内应设置平台及扶手。若两

岸坡度大于 45° 时，基础灌浆廊道可与灌浆洞结合分层布置。

基础灌浆廊道底板混凝土厚度，不宜小于 3m。

10.3.4 当布置多层廊道时，层高应根据拱坝高度和需要及上下层廊道的连接型式确定。坝内各层廊道均应相互连通，可采用电梯、坝后桥、两岸坡道等方式。

10.3.5 基础灌浆廊道断面尺寸，应根据灌浆机具尺寸和工作空间要求确定，宽度宜为 2.5~3.0m，高度宜为 3.0~3.5m。交通及监测廊道最小宽度宜为 1.2m，最小高度宜为 2.2m。

廊道断面形状可为城门洞形或矩形。

廊道两侧（或一侧）应设排水沟，排水沟尺寸宜为 $0.25\text{m} \times 0.25\text{m}$ ，底坡宜为 $2\text{‰} \sim 5\text{‰}$ 。

10.3.6 布置监测廊道时应优先考虑利用基础灌浆廊道和交通廊道，并应考虑监测室的设置和通视条件。监测室的尺寸应根据设备布置和监测需要确定。

10.3.7 廊道内应有足够的照明设施和良好的通风条件。各种电气设备与线路应绝缘良好并易于检修。必要时可设置应急照明。

10.3.8 廊道通向坝外的进、出口，应设门保安防寒。在泄洪和施工度汛时，应有防止廊道进水的措施。廊道出口应考虑泄洪雾化影响。

10.3.9 1 级、2 级拱坝或高拱坝宜在坝后或坝内设置电梯，电梯通道口应考虑泄洪雾化影响。

下游坝面宜分层设置坝后桥。坝后桥应与坝体整体连接，其伸缩缝的位置应与拱坝横缝布置相适应。坝后桥每层间隔应与坝身孔洞和廊道布置相协调。

闸门井及闸墩等部位视需要可设置爬梯。

10.3.10 廊道、水泵室、电梯井等部位的消防安全，应按 GB 50987 的规定执行。

10.4 坝体止水和排水

10.4.1 横缝上游面、校核尾水位以下的横缝下游面、溢流面以

及陡坡段坝体与边坡接触面等部位，均应设置止水片。

10.4.2 止水片材料和布置型式应根据其重要性、作用水头、检修条件等因素确定。承受高水头的横缝上游面止水，宜设两道铜片或不锈钢片；承受中低水头的横缝上游面止水、溢流面止水、陡坡段坝体与边坡接触面止水和校核尾水位以下的横缝下游面止水，宜设一道铜片或不锈钢片。

止水铜片或不锈钢片每一侧埋入混凝土内的长度，宜为0.20~0.25m，止水片的接头和接缝，应保证焊接质量。

止水片距离坝面宜为0.30~0.50m。

10.4.3 横缝止水或基础止水应与坝基妥善连接，止水片埋入基岩深度宜为0.30~0.50m，必要时止水槽混凝土与基岩之间可插锚筋连接。

10.4.4 陡坡段坝体与边坡接触面的基础止水，宜采用以下措施：

1 进行接触灌浆。有条件时，可利用帷幕孔与部分固结灌浆孔进行接触灌浆。

2 设置铜片或不锈钢片止水。基础止水片与横缝止水片相交处应密封。

10.4.5 廊道排水系统应由排水管与各层廊道排水沟组成。

坝身宜设置竖向排水管。排水管应与廊道分层连通，不宜有急弯。管距宜为2.5~3.5m，排水管内径宜为0.15~0.20m。

无冰冻地区的薄拱坝，坝身可不设置排水管。

11 温度控制及防裂

11.1 一般规定

11.1.1 应根据坝址气温、水温、地温等自然条件，坝体结构特点及混凝土原材料和混凝土性能等进行温度控制及坝体防裂设计，并制定合理的温度控制标准及防止裂缝措施，提出不同施工时段、不同施工部位的混凝土浇筑温度要求。坝体温度和温度应力的计算见附录 C。高、中坝宜采用有限元法进行温度场和温度应力分析。低坝可采用实用简化模型或参照类似工程经验进行温度控制及坝体防裂设计。

11.1.2 应收集整理坝址地区年平均气温和变幅、多年月平均和旬平均气温、极端气温、气温骤降（包括变幅、历时及出现的频率）、多年月平均水温、坝基地温、日照以及类似工程水库水温等资料。

11.1.3 坝体横缝、纵缝的设置应符合 10.2 节的规定。浇筑层厚应根据温度控制标准、混凝土浇筑能力及温度控制措施等因素，通过综合计算分析确定。混凝土应采用短间歇均匀上升的分层浇筑方法，基础约束区的浇筑层厚度宜采用 1.5~2.0m，层面不应长期暴露；基础约束区以外浇筑层厚度宜采用 2.0~3.0m。

11.2 控制标准

11.2.1 基础约束区混凝土 28d 龄期的极限拉伸值不低于 0.85×10^{-4} 、基岩和混凝土弹性模量相近、短间歇均匀上升浇筑时，基础约束区混凝土的基础容许温差应按表 11.2.1 的规定确定。

对坝身导流底孔、深孔、闸墩等部位，在施工期或运行期过流受低温水冷冲击，应研究该部位混凝土温度低于稳定温度的影响。

表 11.2.1 基础约束区混凝土基础容许温差 单位:℃

距基岩面高度 H	浇筑块长边 l				
	<17m	17~20m	20~30m	30~40m	>40m
0~0.2 l	26~25	25~22	22~19	19~16	16~14
0.2 l ~0.4 l	28~27	27~25	25~22	22~19	19~17

11.2.2 对以下情况的基础约束区混凝土允许温差应进行论证:

- 坝块结构尺寸宽长比小于 0.5;
- 基础约束区内长间歇的浇筑块;
- 基岩变形模量和混凝土弹性模量相差较大者;
- 基础回填混凝土、混凝土塞及陡坡部位等浇筑块;
- 试验和实测充分证明混凝土自生体积变形有明显稳定的膨胀或收缩者。

11.2.3 上下层容许温差宜为 15~20℃。各坝块应均匀上升,相邻块高差不宜超过 12m,且浇筑时间的间隔宜小于 28d。

11.2.4 应根据当地气候条件,提出各月坝体内外温差或坝体内部最高温度控制标准。

11.2.5 应根据表层混凝土温度应力分析结果进行表面保温设计,提出表面温度控制标准。

11.3 控制措施

11.3.1 应采用合适的混凝土原材料,改进混凝土施工管理和施工工艺,改善混凝土性能,提高混凝土自身抗裂能力。应采用低发热量水泥、浇筑低流态混凝土、掺高效外加剂、加大骨料粒径、优选骨料级配、掺适宜的掺合料等措施。

11.3.2 应合理安排混凝土施工程序及全年混凝土浇筑量,在有利季节浇筑基础约束区,并控制相邻块、相邻坝段高差。基础约束区混凝土应连续均匀上升,避免出现薄层长间歇浇筑块。

11.3.3 高温季节宜利用夜间浇筑。严寒地区不宜在冬季浇筑坝体混凝土,如需在冬季浇筑坝体混凝土,应对混凝土温度控制措

施进行专门研究，低温季节施工尚应符合 SL 677 的相关要求。

11.3.4 应采用在粗骨料上洒水喷雾、增加骨料堆高、地垄取料、预冷骨料、混凝土加冰拌和、冷水拌和等措施，降低混凝土出机口温度。对预冷混凝土进行保温，严格控制混凝土运输时间和仓面浇筑块覆盖前的暴露时间，减少混凝土运输和浇筑过程中的温度回升，控制混凝土的入仓温度。

11.3.5 遇气温骤降时，对基础约束区和特殊部位龄期 2~3d 以上或普通部位龄期 3~4d 以上的新浇混凝土，应进行表面保护。低温季节也应根据当地气候条件对混凝土外露面进行保护，基础约束区、上游面、结构断面突变部位及孔洞周围等应重点保护。严寒地区宜研究在拱坝上下游表面采取永久保温措施。

混凝土表面保护材料应根据当地气候条件按附录 C.1.7 条选用。泄水孔、廊道、竖井等孔洞进出口，在低温季节及气温骤降期间应进行遮闭或封堵。

11.3.6 浇筑块顶面散热，可选用低温水养护；浇筑混凝土仓面，可采用仓面喷雾等措施，加速混凝土表面散热。

11.3.7 坝体内应埋设冷却水管通水冷却，并应符合下列要求：

1 应通过分析计算确定水管间距、通水方式、通水温度、通水流量和通水时间等。

2 初期通水应在混凝土浇筑后进行，降低混凝土最高温度。初期通水时坝体混凝土与冷却水之间的温差不宜超过 25℃，坝体降温速度不宜大于 1℃/d，在混凝土早期温度高峰值出现前可适当加大通水流量。

3 中期应通水控制坝体内外温差。后期通水应使坝体达到接缝灌浆温度，并应在坝体接缝灌浆前进行。中后期通水时，坝体混凝土与冷却水之间的温差不宜超过 20℃，坝体降温速度不宜大于 0.5℃/d。

4 100m 以上高拱坝的通水冷却方案宜进行专门论证。

12 安全监测设计

12.1 一般规定

12.1.1 混凝土拱坝监测设施应根据大坝级别、坝高、结构型式、地形与地质条件确定。

12.1.2 安全监测范围应包括坝体、坝基、坝肩、对大坝安全有重大影响的近坝区岸坡以及其他与大坝安全运行有直接关系的建筑物和设备。

12.1.3 安全监测设计应符合下列规定：

1 应全面、准确反映拱坝在施工期、蓄水期及运行期的实际工作性态。

2 监测项目和监测仪器布置应结合工程特点和存在的主要安全问题确定。监测断面或部位的选择应有代表性，测点布置应突出重点。

3 监测仪器和设备应性能稳定可靠，适宜在潮湿等恶劣环境中长期工作。仪器的量程和精度应满足监测要求。宜采用成熟的先进监测技术，为以后监测仪器设备更新改造创造条件。

4 重要监测断面或部位的重点监测项目，宜采用两种以上监测手段。关键部位重要物理量的监测仪器宜设备份。

5 宜设置自动化监测系统。采用自动化监测设备的同时，应具备人工观测条件。

12.1.4 主要监测项目预计测值变化范围宜根据理论计算或模型试验成果，并参考类似工程经验确定。对1级、2级拱坝关键部位位移、渗透压力等测值，宜提出设计的安全监控参考指标。

12.1.5 应重视施工期和首次蓄水期的安全监测工作，及时取得主要监测项目的基准值。水库首次蓄水前应制订详细的监测工作计划，若首次蓄水前永久性监测设施未完工或不具备监测条件时，应采取必要的临时监测措施。蓄水过程中，应快速整理分析

监测资料并及时反馈。

12.1.6 拱坝安全监测设计还应符合 SL 601 及 SL 725 的规定。

12.2 监测项目

12.2.1 混凝土拱坝安全监测的仪器监测应与巡视检查相结合。

12.2.2 巡视检查应符合下列要求：

1 从施工期到运行期，拱坝及其附属建筑物均应定期进行巡视检查。在水库首次蓄水过程中、水库水位迅速消落期间、大洪水期间、坝区发生有感地震以及发生其他特殊情况时，应增加巡视检查次数。

2 发现大坝及附属建筑物损伤，或近坝区岸坡、地下水位、基础渗流等出现异常迹象时，应立即上报，并分析原因和研究处理措施。

12.2.3 仪器监测应包括变形、渗流、应力应变及温度、水力学、地震反应和环境量等监测项目。可根据拱坝的级别和实际需要，按表 12.2.3 选择监测项目。

表 12.2.3 仪器监测项目分类选择表

序号	监测项目	大坝级别			
		1级	2级	3级	
一	变形	1 坝体位移	●	●	●
		2 坝基位移	●	●	●
		3 倾斜	●	○	
		4 接缝	●	●	○
		5 裂缝	●	●	●
二	渗流	1 渗流量	●	●	●
		2 坝基扬压力及深部渗透压力	●	●	●
		3 坝体渗透压力	○	○	
		4 绕坝渗流	●	●	●
		5 水质分析	●	●	○

表 12.2.3 (续)

序号	监测项目		大坝级别		
			1级	2级	3级
三	应力应变及温度	1 应变	●	●	○
		2 应力	●	○	
		3 混凝土温度	●	●	○
		4 坝基温度	●	●	○
四	环境量	1 上、下游水位	●	●	●
		2 气温	●	●	●
		3 降水量	●	●	●
		4 库水温	●	●	○
		5 坝前淤积	●	○	○
		6 下游冲淤	●	○	○
		7 冰冻	○	○	○

注：●为必测项目，○为选测项目。

12.2.4 根据工程具体情况和重要性，对下列内容经研究论证后可选设为专门的监测项目：

- 近坝区岸坡稳定性监测；
- 谷幅和弦长监测；
- 地下洞室稳定性监测；
- 水库诱发地震及坝体地震反应监测；
- 水力学监测；
- 其他。

附录 A 水力设计计算公式

A.1 表孔堰面曲线

A.1.1 表孔堰顶下游段堰面曲线可采用公式 (A.1.1) 所示幂曲线 (见图 A.1.1):

$$x^n = KH_s^{n-1}y \quad (\text{A.1.1})$$

式中 H_s ——定型设计水头, m;

其余符号见表 A.1.1。

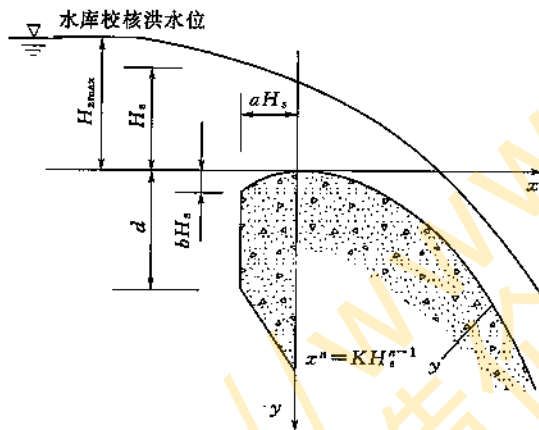


图 A.1.1 表孔堰面曲线

表 A.1.1 表孔堰面曲线参数

上游坝面坡度	K	n
垂直	2.000	1.850
3:1	1.936	1.836

A.1.2 表孔堰顶上游段宜采用椭圆曲线, 其方程为公式 (A.1.2-1):

$$\frac{x^2}{(aH_s)^2} + \frac{(bH_s - y)^2}{(bH_s)^2} = 1 \quad (\text{A.1.2-1})$$

式中 aH_s 、 bH_s ——椭圆曲线的长半轴和短半轴。

若上游面垂直， a 、 b 按公式(A.1.2-2)及公式(A.1.2-3)确定：

$$a \approx 0.28 \sim 0.30 \quad (\text{A.1.2-2})$$

$$a/b = 0.87 + 3a \quad (\text{A.1.2-3})$$

采用倒悬堰顶时(见图A.1.1)，宜满足 $d > H_{z\max}/2$ 。

A.1.3 定型设计水头 H_s 可根据容许负压的大小按堰顶最大作用水头 $H_{z\max}$ 的75%~95%计算，堰顶可能出现的最大负压值应按表A.1.3确定。

表 A.1.3 表孔堰顶可能出现的负压值

$H_z/H_{z\max}$	0.75	0.775	0.80	0.825	0.85	0.875	0.90	0.95	1.00
最大负压值	$0.50H_s$	$0.45H_s$	$0.40H_s$	$0.35H_s$	$0.30H_s$	$0.25H_s$	$0.20H_s$	$0.10H_s$	$0.0H_s$

A.1.4 堰顶不同水头 H_z 相应的流量系数 m_z 可按表A.1.4确定。表中 m 为定型设计水头 H_s 相应的流量系数。

表 A.1.4 表孔流量系数比值

H_z/H_s	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4
m_z/m	0.85	0.90	0.95	0.975	1.0	1.025	1.07

A.2 浅孔堰面曲线

A.2.1 浅孔堰顶下游段堰面曲线可采用抛物线(见图A.2.1)。

A.2.2 $H_{z\max}/D > 1.5$ 时，堰顶下游段堰面曲线方程可按公式(A.2.2)确定：

$$y = \frac{x^2}{4\phi^2 H_s} \quad (\text{A.2.2})$$

式中 H_s ——定型设计水头；

ϕ ——孔口收缩面上的流速系数；

其余符号见图A.2.1。

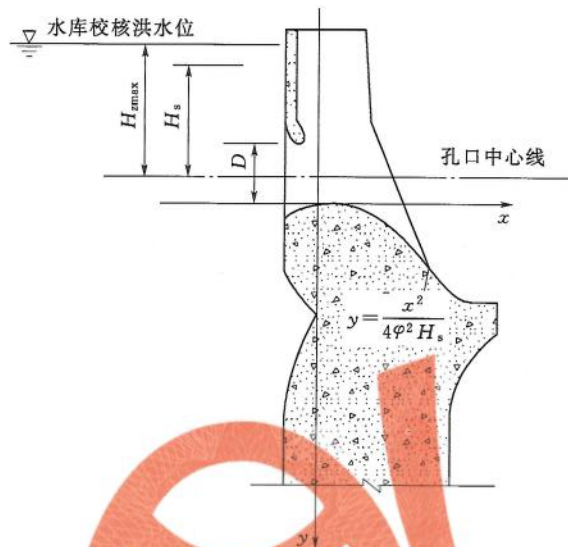


图 A.2.1 浅孔堰面曲线

H_s 宜取孔口中心线至水库校核洪水位水头 H_{zmax} 的 75%~95%;

ϕ 可取 0.96; 若孔前设有检修闸门槽时, ϕ 可取 0.95。

A.2.3 若 $1.2 < H_{zmax}/D < 1.5$, 浅孔堰面曲线应通过试验确定。

A.2.4 堰顶上游可用单圆、复式圆或椭圆曲线, 综合考虑胸墙底缘形态确定。

A.3 泄水建筑物泄流能力

A.3.1 表孔的泄流能力可按公式 (A.3.1) 计算:

$$Q = m_z \epsilon \sigma_m B \sqrt{2gH_z^3} \quad (\text{A.3.1})$$

式中 Q ——流量, m^3/s ;

B ——溢流孔净宽, m ;

H_z ——溢流孔堰顶作用水头, m ;

g ——重力加速度, m/s^2 ;

m_z ——流量系数。在定型设计水头下, 当 $P/H_z > 3$ (P 为

堰高, m) 时, 则 $m_z = 0.47 \sim 0.49$; 当 $P/H_z \leq 3$ 时, 则 $m_z = 0.44 \sim 0.47$;

ϵ ——侧收缩系数, 根据墩厚度及墩头形状而定, 可取 $\epsilon = 0.90 \sim 0.95$;

σ_m ——淹没系数, 视泄流的淹没程度而定, 不淹没时, $\sigma_m = 1$ 。

A.3.2 孔口泄流能力可按公式 (A.3.2) 计算:

$$Q = \mu A_k \sqrt{2gH_z} \quad (\text{A.3.2})$$

式中 A_k ——出口处的面积, m^2 ;

H_z ——自由泄流时为孔口中心线处的作用水头, 淹没泄流时为上、下游水位差, m;

μ ——孔口或管道的流量系数, 对 $H_z/D = 2.0 \sim 2.4$ (D 为孔口高度, m) 的浅孔, 取 $\mu = 0.74 \sim 0.82$; 对深式泄水孔可参照公式 (A.3.3-1) ~ 公式 (A.3.3-3) 估算; 当为长有压孔时, μ 值应计及沿程和局部水头损失后确定。

A.3.3 深式泄水孔流量系数可按以下情况分别估算:

1 当进口为喇叭形时, 流量系数可按公式 (A.3.3-1) 估算:

$$\mu = 0.97 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A.3.3-1})$$

2 当进口为非完全喇叭形时, 流量系数可按公式 (A.3.3-2) 估算:

$$\mu = 0.93 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A.3.3-2})$$

3 当进口为圆形时, 流量系数可按公式 (A.3.3-3) 估算:

$$\mu = 0.90 - 0.3 \frac{D}{H_z} \quad (\text{A.3.3-3})$$

公式 (A.3.3-1) ~ 公式 (A.3.3-3) 中符号意义同前。

A. 3.4 平顶式或类似于宽顶堰的坝顶泄水建筑物的流量系数，可取 0.35~0.37。

A. 3.5 凡有水流向心集中情况者，计算所得流量还应乘以折减系数，其值可取 0.92~0.98，拱半径较小者取小值。

A. 4 挑流消能的水力要素

A. 4.1 挑流消能水舌抛距（见图 A. 4.1）可按公式（A. 4.1-1）~公式（A. 4.1-3）估算：

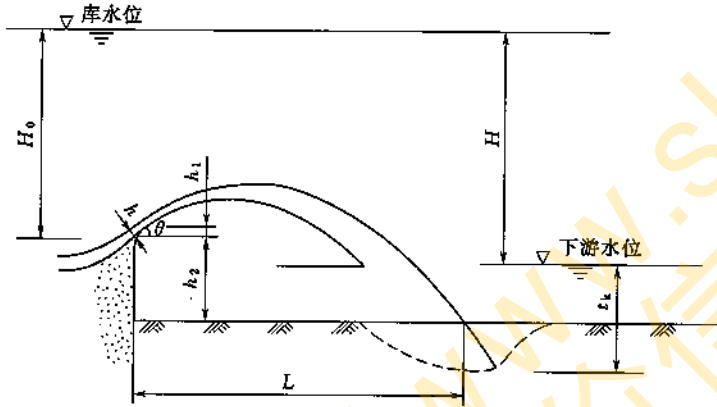


图 A. 4.1 挑流消能水力要素

$$L = \frac{1}{g} [v_1^2 \sin\theta \cos\theta + v_1 \cos\theta \sqrt{v_1^2 \sin^2\theta + 2g(h_1 + h_2)}] \quad (\text{A. 4.1-1})$$

$$v_1 = 1.1v = 1.1\phi\sqrt{2gH_0} \quad (\text{A. 4.1-2})$$

$$h_1 = h/\cos\theta \quad (\text{A. 4.1-3})$$

式中 L ——水舌抛距，m，如有水流向心集中影响者，则抛距还应乘以 0.90~0.95 的折减系数；

v_1 ——坎顶水面流速，m/s；

v ——坎顶平均流速，m/s；

H_0 ——水库水位至坎顶的落差，m；

θ ——鼻坎的挑角, ($^{\circ}$);

h_1 ——坎顶垂直方向水深, m;

h ——坎顶平均水深, m;

h_2 ——坎顶至河床面高差, m, 如形成冲坑, 可算至坑底;

φ ——堰面流速系数。

A. 4. 2 最大冲坑处水垫厚度 (见图 A. 4. 1) 根据水流特性可按公式 (A. 4. 2-1) 或公式 (A. 4. 2-2) 估算:

$$t_k = \alpha_1 q^{0.5} H^{0.25} \quad (\text{A. 4. 2-1})$$

$$t_k = \alpha_1 \alpha_2 q_1^{0.5} H^{0.25} \quad (\text{A. 4. 2-2})$$

式中 t_k ——最大冲坑水垫厚度, m, 由水面算至坑底;

q ——泄水建筑物出口断面的单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, 如入水时有水流向心集中影响的, 则 q 还应乘以流量向心集中系数, 流量向心集中系数可按式 (A. 4. 3) 估算;

q_1 ——平均入水单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;

H ——上、下游水位差, m;

α_1 ——基岩特性影响系数, 坚硬完整的基岩, $\alpha_1 = 0.7 \sim 1.1$; 坚硬但完整性较差的基岩, $\alpha_1 = 1.1 \sim 1.4$; 软弱破碎、裂隙发育的基岩, $\alpha_1 = 1.4 \sim 1.8$;

α_2 ——水流分散程度影响系数, 分散充分, $\alpha_2 = 0.8 \sim 1.1$; 分散较好, $\alpha_2 = 1.1 \sim 1.4$; 分散欠佳, $\alpha_2 = 1.4 \sim 1.7$; 水流集中, $\alpha_2 = 1.7 \sim 2.0$ 。

A. 4. 3 拱坝流量向心集中系数按公式 (A. 4. 3) 估算:

$$C_q = \frac{R}{R-L} \quad (\text{A. 4. 3})$$

式中 C_q ——流量向心集中系数;

R ——鼻坎末端算起的拱坝半径, m;

L ——鼻坎末端算起的挑距, m。

A.5 跌流消能的水力要素

A.5.1 射距可按公式 (A.5.1) 估算:

$$L_d = 2.3q^{0.54} z^{0.19} \quad (\text{A.5.1})$$

式中 L_d ——射距, m, 见图 A.5.1;

z ——鼻坎至河床高差, m。

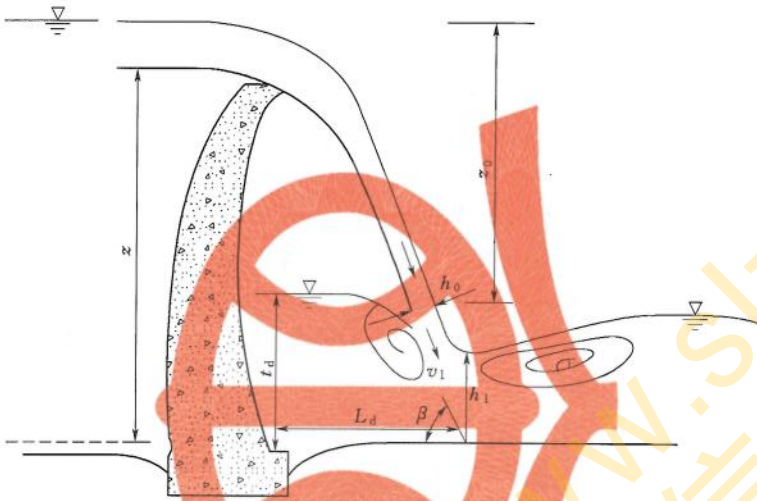


图 A.5.1 跌流消能水力要素

A.5.2 水舌冲击区上游水垫深度可按公式 (A.5.2) 估算:

$$t_d = 0.6q^{0.44} z^{0.34} \quad (\text{A.5.2})$$

式中 t_d ——水垫塘底板或护坦上内侧的水垫深度, m;

其余符号意义同前。

A.5.3 水垫塘底板或护坦上的冲击流速应分别按以下情况估算:

1 水舌落点上下游有水位差时, 如图 A.5.1 所示, 按公式 (A.5.3-1) 估算:

$$v_1 = 4.88q^{0.15} z^{0.275} \quad (\text{A.5.3-1})$$

式中 v_1 ——对水垫塘底板或护坦的冲击流速, m/s;

其余符号意义同前。

2 水舌落点上、下游无明显水位差时,按公式(A.5.3-2)~公式(A.5.3-4)估算(适用于水舌基本布满河面时):

$$v_1 = \frac{2.5v_0}{\sqrt{\frac{t_d}{h_0 \sin \beta}}} \quad (\text{A.5.3-2})$$

$$v_0 = \varphi \sqrt{2gz_0} \quad (\text{A.5.3-3})$$

$$\beta = \arccos\left(\frac{2v_1}{v_0} - 1\right) \quad (\text{A.5.3-4})$$

式中 h_0 ——水舌落至水面时的厚度, m, $h_0 = q/v_0$;

v_0 ——水舌落至水面时的平均流速, m/s;

β ——水舌入射角, ($^\circ$);

z_0 ——上、下游落差, m;

g ——重力加速度, m/s^2 ;

φ ——流速系数, 初步估算时, 取 0.9~1.0。

A.5.4 水垫塘底板或护坦上的动水压力可按公式(A.5.4)估算:

$$P_d = \frac{\gamma_w (v_1 \sin \beta)^2}{2g} \quad (\text{A.5.4})$$

式中 P_d ——动水压力强度, kPa;

γ_w ——水的容重, kN/m^3 ;

其余符号意义同前。

A.5.5 水垫塘或护坦上的脉动压力可按公式(A.5.5)估算:

$$P_m = \pm \alpha_m \frac{v_0^2}{2g} \gamma_w \quad (\text{A.5.5})$$

式中 P_m ——脉动压力强度, kPa;

v_0 ——入水流速, m/s;

α_m ——脉动压力系数, 取 0.05~0.2;

其余符号意义同前。

A.5.6 当下游不设护坦时, 最大冲坑处水垫厚度可按公式(A.4.2-1)或公式(A.4.2-2)进行估算。

A. 6 底流消能的水力要素

A. 6.1 消力池的长度,可按以下条件进行计算:

1 当弗劳德数 $Fr = \frac{v'}{\sqrt{gh'}} \geq 4.5$ 、护坦上不设辅助消能工
时,消力池的长度可按公式(A. 6.1-1)计算:

$$L_c = 6.9(h'' - h') \quad (\text{A. 6.1-1})$$

式中 L_c ——消力池长度, m;

h' 、 h'' ——跃前、跃后共轭水深, m。

2 当 $Fr > 4.5$ 、池首断面平均流速 $v' \geq 16\text{m/s}$ 、护坦上可
设梳流坎及尾坎,但不宜设消力墩时,消力池的长度可按公式
(A. 6.1-2)计算:

$$L_c = (3.2 \sim 4.3)h'' \quad (\text{A. 6.1-2})$$

3 当 $Fr > 4.5$ 、池首断面平均流速 $v' < 16\text{m/s}$ 、护坦上可
设梳流坎、消力墩及尾坎时,消力池的长度可按公式(A. 6.1-
3)计算:

$$L_c = (2.3 \sim 2.8)h'' \quad (\text{A. 6.1-3})$$

A. 6.2 底流消力池护坦和尾坎上的脉动压力可按公式(A. 6.2)
估算:

$$P_m = \pm \alpha_m \frac{v^2}{2g} \gamma_w \quad (\text{A. 6.2})$$

式中 P_m ——脉动压力强度,沿法线方向作用于建筑物表
面, kPa;

v ——计算断面处的平均流速, m/s;

α_m ——脉动压力系数,根据水流缓急程度分别取 0.05~0.10;

其余符号意义同前。

A. 6.3 护坦中设消力墩(包括梳流坎及尾坎)时,其所受冲击
力 P_d 可按公式(A. 6.3)估算:

$$P_d = \pm k_d \frac{v^2}{2g} \gamma_w A_d \quad (\text{A. 6.3})$$

式中 P_d ——消力墩（包括梳流坎及尾坎）所受冲击力，kN；
 v ——墩、坎附近的流速，m/s，或近似按墩、坎断面处的平均流速计算；

A_d ——墩、坎迎水面在流速方向上的投影面积，m²；

k_d ——阻力系数，视墩、坎位置、形状及流速大小，取
 $k_d=1.2\sim 2.0$ ；

其余符号意义同前。

A.7 防空蚀设计

A.7.1 水流空化数可按公式（A.7.1）估算：

$$\sigma_k = \frac{h_d + h_q - h_v}{\frac{v^2}{2g}} \quad (\text{A.7.1})$$

式中 σ_k ——水流空化数；

h_d ——计算断面处的时均动水压力水头，m；

h_q ——大气压力水头，m，对于不同高程按 $10.33 - \frac{\nabla}{900}$

（ ∇ 为海平面以上高度）估算，即相对于海平面每增加高度900m，较标准大气压力水头降低1m水柱；

h_v ——水的汽化压力水头，m；

$\frac{v^2}{2g}$ ——计算断面处的流速水头，m。

对于不同水温， h_v 可按表A.7.1取值。

表 A.7.1 不同水温时水的汽化压力水头值

水温/℃	0	5	10	15	20	25	30	40
h_v/m	0.06	0.09	0.13	0.17	0.24	0.32	0.43	0.75

A.7.2 在施工时需严格控制水流边壁表面的表面不平整度，控制标准可按表A.7.2选用。确定不平整度的控制标准时，应充分考虑体型、部位的重要性、水流空化数、结构材料和可能连续运行历时等。

表 A.7.2 不平整度控制标准

溢流落差 /m	不平整高度 /mm	无空蚀坡度		
		上游坡	下游坡	横向坡
20 以下	60 以下	任意	任意	任意
20~30	30 以下	任意	任意	任意
	30~40	1:1	1:2	1:1
	40~60	1:1	1:2	1:1
30~40	8 以下	任意	任意	任意
	8~10	任意	1:2	1:1
	10~20	1:2	1:4	1:2
	20~40	1:6	1:10	1:3
	40~60	1:10	1:12	1:3
40~50	5 以下	任意	任意	任意
	5~10	1:4	1:8	1:2
	10~20	1:8	1:10	1:3
	20~40	1:12	1:14	1:3
	40~60	1:14	1:18	1:3
50~60	3.5 以下	任意	任意	任意
	3.5~5	1:4	1:6	1:2
	5~10	1:10	1:14	1:3
	10~20	1:12	1:16	1:3
	20~40	1:16	1:18	1:3
	40~60	1:20	1:22	1:3
60~70	2.5 以下	任意	任意	任意
	2.5~5	1:7	1:11	1:2
	5~10	1:14	1:18	1:3
	10~20	1:16	1:20	1:3
	20~40	1:20	1:24	1:3
	40~60	1:24	1:28	1:3
70~80	10 以下	1:20	1:24	1:3
	10~20	1:22	1:26	
	20~40	1:26	1:30	
	40~60	1:28	1:34	

表 A.7.2 (续)

溢流落差 /m	不平整高度 /mm	无空蚀坡度		
		上游坡	下游坡	横向坡
80~90	10~20	1:28	1:32	1:4
	20~40	1:30	1:36	
	40~60	1:34	1:40	
90~100	10~20	1:32	1:38	1:4
	20~40	1:36	1:42	
	40~60	1:40	1:46	

A.8 波动及掺气水深估算

A.8.1 明流泄水建筑物（不包括孔中明流）的波动及掺气水深可按公式 (A.8.1) 估算：

$$h_b = \left(1 + \frac{\zeta v}{100}\right) h \quad (\text{A.8.1})$$

式中 h ——不计入波动及掺气的水深，m；

h_b ——计入波动及掺气的水深，m；

v ——不计入波动及掺气的计算断面上平均流速，m/s；

ζ ——修正系数，通常取 1.0~1.4，视流速和断面收缩情况而定；当流速大于 20m/s 时，宜采用较大值。

A.8.2 对于设在坝身一侧的滑雪道式泄水建筑物，应考虑侧向进水造成的水面壅高，按公式 (A.8.1) 估算时修正系数 ζ 可取 1.5~2.5；当流速大于 20m/s 时， ζ 宜采用较大值。

附录 B 扬压力计算

B.0.1 作用于坝基面的扬压力的计算应符合下列规定：

1 坝基设有防渗帷幕和排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 （上游水深），排水孔中心线处为 $H_2 + \alpha(H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 （下游水深），其间应依次以直线连接，折减系数 α 可采用 0.25（见图 B.0.1-1）。

2 坝基未设防渗帷幕仅设排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，排水孔中心线处为 $H_2 + \alpha(H_1 - H_2)$ ，坝趾处为 H_2 ，其间应依次以直线连接，折减系数 α 可采用 0.50（见图 B.0.1-2）。

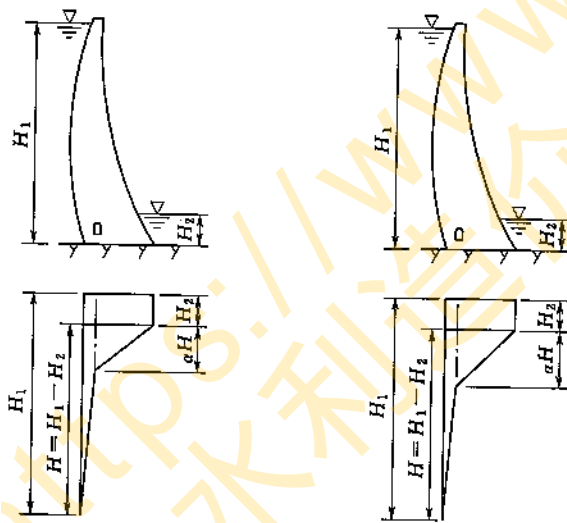


图 B.0.1-1 设防渗帷幕和排水孔时坝基扬压力分布

图 B.0.1-2 未设防渗帷幕仅设排水孔时坝基扬压力分布

3 坝基仅设防渗帷幕未设排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，帷幕中心线处为 $H_2 + \alpha_1(H_1 - H_2)$ ，坝趾处为

H_2 ，其间应依次以直线连接，折减系数 α_1 可采用 0.50（见图 B.0.1-3）。

4 坝基未设防渗帷幕和排水孔时，在坝踵处的扬压力作用水头为 H_1 ，坝趾处为 H_2 ，其间应以直线连接（见图 B.0.1-4）。

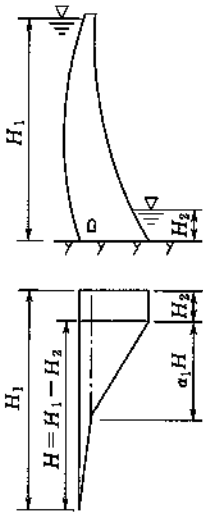


图 B.0.1-3 设防渗帷幕未设排水孔时坝基扬压力分布

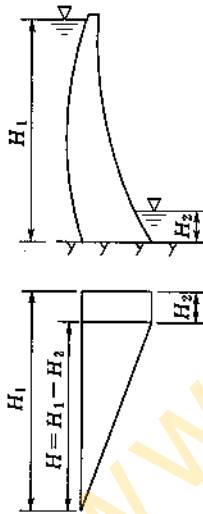


图 B.0.1-4 未设防渗帷幕和排水孔时坝基扬压力分布

B.0.2 拱座稳定分析中岸坡拱座侧面的渗透压力的计算应符合下列规定：

1 拱座侧面设置防渗透帷幕和排水孔时，在拱端上游点处为 $H_1 - H_2$ ，排水孔中心线处折减系数 α_2 可采用 0.35。拱端下游渗压零点，可根据坝体绝对厚度、岸坡排水设施情况，假定从拱端上游端点延伸至 2~3 倍拱端宽度处，各控制点间渗压按线性变化。对于复杂地质条件的重要工程，应由三向渗流计算或试验确定。

2 拱座侧面未设防渗帷幕和排水孔，或虽设排水孔但易于

失效时，拱座侧面上、下游端自 $H_1 - H_2$ 至 0 应以直线连接计算。

3 拱座侧面未设防渗帷幕仅设排水孔或仅设防渗帷幕未设排水孔时，因受岸坡地下水和三向渗流的影响，折减系数较 B.0.1 条相应情况宜适当提高。

B.0.3 厚拱坝和中厚拱坝坝体内部的渗透压力的计算应符合下列规定：

1 坝内设有排水管时，在上游坝面处的渗透压力作用水头为计算截面以上的上游水深 H'_1 ，在排水管中心线上的渗透压力作用水头为 $H'_2 + \alpha_3(H'_1 - H'_2)$ （当计算截面在下游水位以上时，取 $H'_2 = 0$ ），在下游坝面处的渗透压力作用水头为计算截面以上的下游水深 H'_2 ，其间应以直线连接，折减系数 α_3 可采用 0.20（见图 B.0.3-1）。

2 坝内未设排水管时，在上游坝面处的渗透压力作用水头为 H'_1 ，下游坝面处为 H'_2 ，其间应以直线连接（见图 B.0.3-2）。

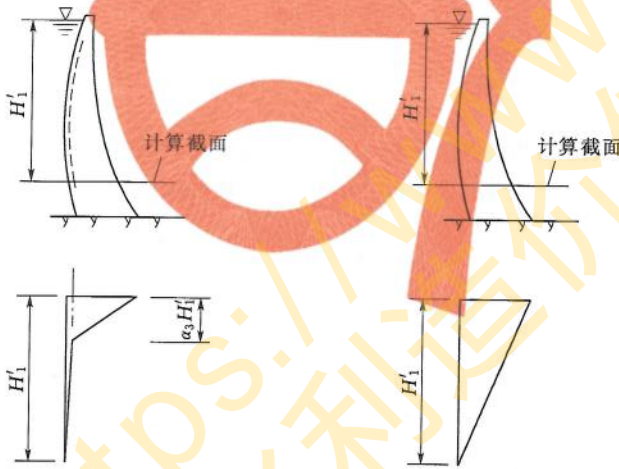


图 B.0.3-1 设排水管时坝内渗透压力分布

图 B.0.3-2 未设排水管时坝内渗透压力分布

附录 C 坝体温度和温度应力计算

C.1 混凝土温度计算

C.1.1 稳定温度场计算可用平面有限元法或双向差分法计算，必要时可用三维有限元法计算。

稳定温度场边界温度可包括坝体边界的气温、水温、地温（见图 C.1.1）。下游面气温 T_1 可根据气象资料取当地多年年平均气温，并根据日照方向考虑太阳辐射升温；上游水库水温 T_2 可按不同深度取多年年平均水温，根据工程所在地区气候特点、天然水温、水库运行条件，选取条件相近的水库资料，确定各高程多年年平均水温和变幅；下游水位以下水温 T_3 可取河水多年年平均水温；地温 T_4 宜考虑地热，若无地温资料时可取上游库底水温和下游库底水温，中间直线连接。

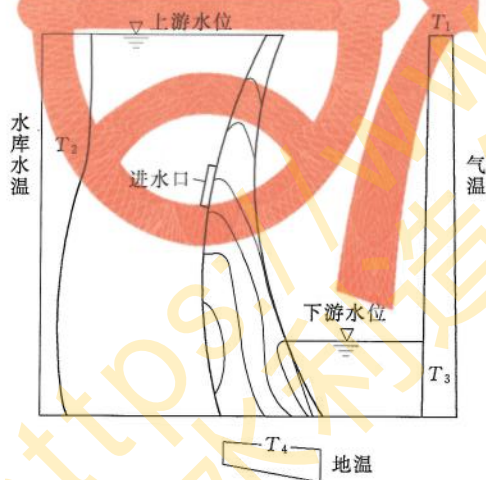


图 C.1.1 稳定温度场边界温度示意图

C.1.2 当拱坝坝体较薄时，应以准稳定温度场代替稳定温度

场。准稳定温度场的计算方法与稳定温度场基本相同，仅边界温度按年变化取值。

C.1.3 不稳定温度场根据需要可按一维或二维问题求解，也可用有限元法或差分法计算。

C.1.4 坝体混凝土初期最高温度 T 可按公式 (C.1.4) 计算：

$$T = T_p + T_r \quad (\text{C.1.4})$$

式中 T_p ——混凝土浇筑温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

T_r ——混凝土水化热温升， $^{\circ}\text{C}$ 。

C.1.5 混凝土初期温度计算可用差分法，对于边界条件复杂者可用有限元法。采用差分法计算时，应按下列规定执行：

1 采用单向差分法时，温度按公式 (C.1.5-1) 计算；混

凝土绝热温升用公式 $\theta_t = \frac{\theta_0 \tau}{DN + \tau}$ 表示时，绝热温升增量可按公式 (C.1.5-2) 计算；混凝土绝热温升也可用公式 $\theta_t = \theta_0 (1 - e^{-m\tau})$ 表示，此时绝热温升增量可按公式 (C.1.5-3) 计算：

$$T_{n, \tau + \Delta\tau} = T_{n, \tau} + \frac{\alpha_c \Delta\tau}{\delta^2} (T_{n-1, \tau} + T_{n+1, \tau} - 2T_{n, \tau}) + \Delta\theta_t \quad (\text{C.1.5-1})$$

$$\left. \begin{aligned} \Delta\theta_t &= \theta_0 \left(\frac{\tau + \Delta\tau}{DN + \tau + \Delta\tau} - \frac{\tau}{DN + \tau} \right) \\ \theta_0 &= \frac{Q_0 W}{C_c \rho_c} \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.1.5-2})$$

$$\Delta\theta_t = \theta_0 [e^{-m\tau} - e^{-m(\tau + \Delta\tau)}] \quad (\text{C.1.5-3})$$

式中 $T_{n, \tau + \Delta\tau}$ ——计算点计算时段的温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

$T_{n, \tau}$ ——计算点前一时段的温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

$T_{n-1, \tau}$ 、 $T_{n+1, \tau}$ ——与计算点相邻的上下两点在前一时段的温度， $^{\circ}\text{C}$ ；

α_c ——混凝土导温系数， m^2/d ；

δ ——计算点间距， m ；

τ ——时间， d ；

$\Delta\tau$ ——计算时段时间步长, d;
 $\Delta\theta_r$ ——计算时段混凝土绝热温升增量, °C。
 DN ——混凝土水化热产生一半时的时间, d;
 m ——胶凝材料水化热发散速率, d⁻¹;
 τ ——混凝土龄期, d;
 b ——胶凝材料水化热发散参数;
 θ_r ——龄期 τ 时的绝热温升, °C;
 θ_0 ——混凝土的最终绝热温升, °C;
 Q_0 ——胶凝材料最终水化热, kJ/kg;
 W ——胶凝材料用量, kg/m³;
 C_c ——混凝土比热容, kJ/(kg·°C);
 ρ_c ——混凝土密度, kg/m³。

2 采用双向差分法计算时, 温度按公式 (C.1.5-4) 计算:

$$\begin{aligned}
 T_{0, \tau+\Delta\tau} = & T_{0, \tau} + \frac{2\alpha_c \Delta\tau}{\delta^2} \left[\frac{1}{L_1 + L_2} \left(\frac{T_{1, \tau}}{L_1} + \frac{T_{2, \tau}}{L_2} \right) \right. \\
 & + \frac{1}{L_3 + L_4} \left(\frac{T_{3, \tau}}{L_3} + \frac{T_{4, \tau}}{L_4} \right) \\
 & \left. - T_{0, \tau} \left(\frac{1}{L_1 L_2} + \frac{1}{L_3 L_4} \right) \right] + \Delta\theta_r
 \end{aligned}
 \tag{C.1.5-4}$$

式中 $T_{0, \tau+\Delta\tau}$ ——计算点计算时段温度, °C;
 $T_{0, \tau}$ ——计算点前一时段温度, °C;
 $T_{1, \tau}$ 、 $T_{2, \tau}$ ——与计算点相邻的左右计算点前一时段温度, °C;
 $T_{3, \tau}$ 、 $T_{4, \tau}$ ——与计算点相邻的上下计算点前一时段温度, °C;
 δ ——计算点平均点距, m;
 L_1 、 L_2 ——计算点距左右相邻两点距离与 δ 之比;
 L_3 、 L_4 ——计算点距上下相邻两点距离与 δ 之比。

3 采用差分法计算时, 混凝土表面温度通常可按第三类边界条件处理。表面流水养护时, 混凝土表面温度可取水温与气温的平均值。对于初期通水冷却者, 可将差分法与 C.1.7 中一期

通水冷却计算相结合进行。

C.1.6 混凝土块后期温度可按无热源温度场进行计算，计算方法可采用差分法或有限元法。

C.1.7 冷却水管降温计算应符合下列要求：

1 一期水管冷却计算应按下列规定执行：

1) 混凝土一期水管冷却（有热源）可分为温差影响和绝热温升影响，可按公式（C.1.7-1）～公式（C.1.7-3）计算。

$$T_m = T_w + X(T_0 - T_w) + X_1\theta_0 \quad (\text{C.1.7-1})$$

$$X = f\left(\frac{\alpha_c \tau}{D^2}, \frac{\lambda_c L}{C_w \rho_w q_w}\right) \quad (\text{C.1.7-2})$$

$$X_1 = f\left(\frac{\alpha_c \tau}{b^2}, b\sqrt{\frac{m}{\alpha_c}}, \frac{b}{c}, \frac{\lambda_c L}{C_w \rho_w q_w}\right) \quad (\text{C.1.7-3})$$

式中 T_m ——混凝土平均温度，℃；

T_0 ——开始冷却时混凝土初温，℃；

T_w ——冷却水水温，℃；

θ_0 ——混凝土绝热温升，℃；

X 、 X_1 ——水管散热残留比，见图 C.1.7-1、图 C.1.7-2；

α_c ——混凝土导温系数， m^2/d ；

τ ——混凝土浇筑后历时， d ；

b 、 D ——冷却圆柱体的半径、直径， m ；

λ_c ——混凝土导热系数， $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ ；

L ——单根水管长度， m ；

C_w ——水的比热容， $\text{kJ}/(\text{kg} \cdot ^\circ\text{C})$ ；

ρ_w ——水的容重， kg/m^3 ；

q_w ——水管通水流量， m^3/h ；

m ——水泥水化热发散系数， d^{-1} ；

c ——冷却水管半径， m 。

2) 图 C.1.7-1 和图 C.1.7-2 是在 $b/c=100$ 的条件下给出的，当 $b/c \neq 100$ 时，可用混凝土等效导温系数 α'_c

代替 α_c 计算，等效导温系数 α'_c 可按公式 (C.1.7-4) 近似计算，仍可采用图 C.1.7-1、图 C.1.7-2 和公式 (C.1.7-1)。

$$\alpha'_c = \frac{\alpha_c \ln 100}{\ln \frac{b}{c}} \quad (\text{C.1.7-4})$$

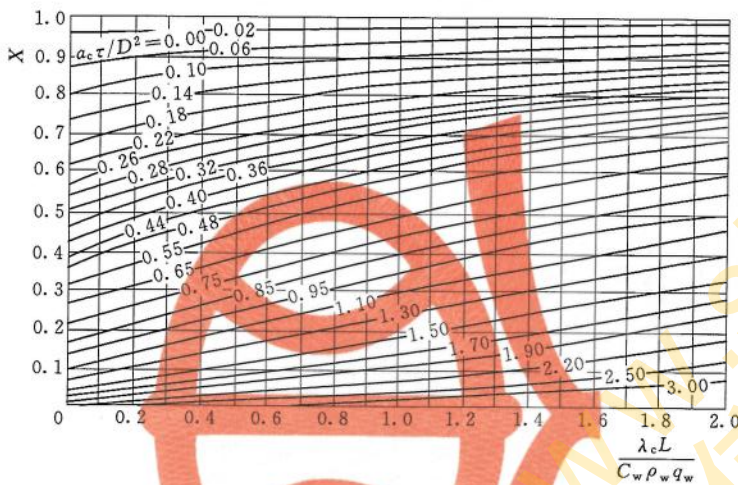


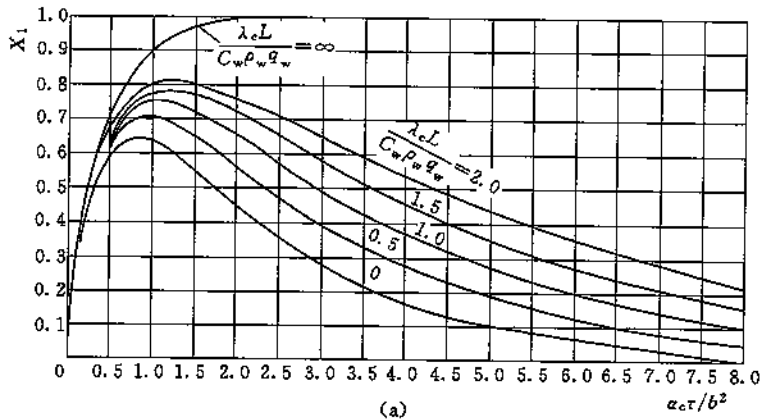
图 C.1.7-1 水管冷却混凝土圆柱体平均温度散热残留比 X 曲线 ($b/c=100$)

3) 设混凝土绝热温升为 $\theta(\tau) = \theta_0(1 - e^{-m\tau})$ ，采用公式 (C.1.7-5) ~ 公式 (C.1.7-10) 计及水管冷却效果的等效热传导方程，可用有限元网格计算层面和水管共同散热问题。

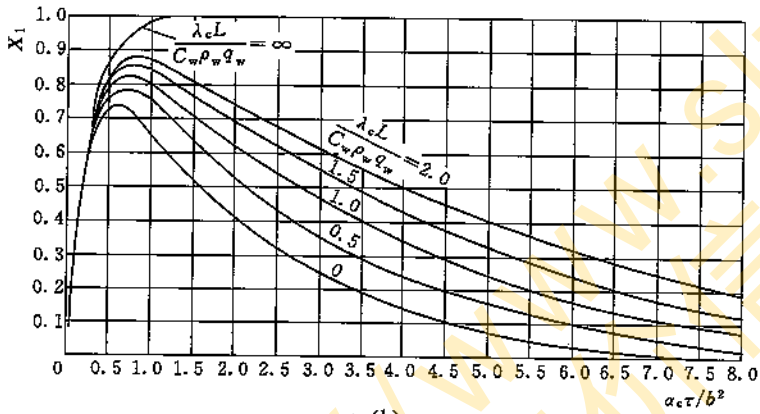
$$\frac{\partial T}{\partial \tau} = \alpha_c \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) + (T_0 - T_w) \frac{\partial \phi}{\partial \tau} + \theta_0 \frac{\partial \psi}{\partial \tau} \quad (\text{C.1.7-5})$$

$$\phi = e^{-px} \quad (\text{C.1.7-6})$$

$$\psi(\tau) = \frac{m}{m-p} (e^{-p\tau} - e^{-m\tau}) \quad (\text{C.1.7-7})$$



(a)



(b)

(a) $b\sqrt{m/\alpha_c} = 1.5$; (b) $b\sqrt{m/\alpha_c} = 2.0$

图 C.1.7-2 水管散热残留比 X_1 曲线 ($b/c=100$)

$$p = \frac{\alpha_c K}{D^2} \quad (\text{C.1.7-8})$$

$$K = 2.09 - 1.35\xi + 0.320\xi^2 \quad (\text{C.1.7-9})$$

$$\xi = \frac{\lambda_c L}{C_w \rho_w q_w} \quad (\text{C.1.7-10})$$

式中 T_0 ——混凝土初温, $^{\circ}\text{C}$;
 T_w ——水管进口水温, $^{\circ}\text{C}$ 。

- 4) 采用单向差分法计算一期通水冷却及层面散热时, 混凝土温度可按公式 (C. 1. 7 - 11) ~ 公式 (C. 1. 7 - 13) 计算:

$$T_{n, \tau+\Delta\tau} = T_{n, \tau} + \frac{\alpha_c \Delta\tau}{\delta^2} (T_{n-1, \tau} + T_{n+1, \tau} - 2T_{n, \tau}) + (T_0 - T_w) \Delta\phi + \theta_0 \Delta\phi \quad (\text{C. 1. 7 - 11})$$

$$\Delta\phi = \phi(\tau + \Delta\tau) - \phi(\tau) \quad (\text{C. 1. 7 - 12})$$

$$\Delta\psi = \psi(\tau + \Delta\tau) - \psi(\tau) \quad (\text{C. 1. 7 - 13})$$

- 2 二期水管冷却 (无热源) 水化热可作为初温均匀分布、无热源的温场, 只考虑温差影响, 按公式 (C. 1. 7 - 14) 计算:

$$T_m = T_w + X(T_0 - T_w) \quad (\text{C. 1. 7 - 14})$$

C. 1. 8 混凝土表面保温按下列方法计算:

- 1 新浇混凝土遇寒潮时, 应对混凝土表面进行保温。越冬期间外部气温较低, 且寒潮频繁, 在混凝土内部温度较高, 内外温差较大时, 也应对混凝土表面进行保温。寒潮期间混凝土表面保温后, 应达到的等效放热系数及保温层厚度, 可按下述方法进行计算:

- 1) 单向散热混凝土表面抵御寒潮所需表面等效放热系数 β 可按公式 (C. 1. 8 - 1) ~ 公式 (C. 1. 8 - 9) 计算:

$$\beta = \frac{\lambda_c}{2u} \sqrt{\frac{\pi}{\alpha_c Q}} \quad (\text{C. 1. 8 - 1})$$

$$u = 0.9449 \sqrt{b^2 - 0.2360} - 0.8259 \quad (\text{C. 1. 8 - 2})$$

$$b = \frac{\rho_1 E(\tau_m) \alpha A}{(1 - \mu)(\sigma_a - \sigma_0)} \quad (\text{C. 1. 8 - 3})$$

$$\rho_1 = \frac{0.830 + 0.051 \tau_m}{1 + 0.051 \tau_m} e^{-0.095(P-1)^{0.60}} \quad (\text{C. 1. 8 - 4})$$

$$\tau_m = \tau_1 + \Delta + \frac{1}{2} P \quad (\text{C. 1. 8 - 5})$$

$$P = Q + \Delta \quad (\text{C. 1. 8 - 6})$$

$$\Delta = 0.4gQ \quad (\text{C. 1. 8 - 7})$$

$$g = \frac{2}{\pi} \arctan\left(\frac{1}{1 + \frac{1}{u'}}\right) \quad (\text{C. 1.8-8})$$

$$u' = \frac{\lambda_c}{2\beta_{\text{效}}} \sqrt{\frac{\pi}{Q\alpha_c}} \quad (\text{C. 1.8-9})$$

- 式中 α_c ——混凝土导温系数, m^2/d ;
 λ_c ——混凝土导热系数, $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$;
 ρ_1 ——考虑徐变影响的系数;
 $E(\tau_m)$ ——寒潮降温期间混凝土平均弹性模量, MPa ;
 α ——混凝土线膨胀系数, $1/^\circ\text{C}$;
 A ——气温降幅, $^\circ\text{C}$;
 μ ——混凝土泊松比;
 σ_a ——混凝土容许拉应力, MPa ;
 σ_0 ——其他因素引起的初始应力, MPa ;
 τ_m ——寒潮降温期间混凝土的平均龄期, d ;
 τ_1 ——遭遇寒潮时混凝土龄期, d ;
 Q ——寒潮降温历时, d ;
 $\beta_{\text{效}}$ ——混凝土表面等效散热系数, $\text{kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$ 。

2) 保温材料厚度可按公式 (C. 1.8-10) 计算。开始计算时可先假定 $\beta_{\text{效}}$ 值进行试算, 求得 β 值后, 再根据保温材料性能求出所需厚度。对于棱角等多向散热部位保温层应当加厚。

$$h = k_1 k_2 \lambda_s \left(\frac{1}{\beta} - \frac{1}{\beta_0} \right) \quad (\text{C. 1.8-10})$$

- 式中 h ——保温材料厚度, m ;
 λ_s ——保温材料导热系数, $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$, 参见表 C. 1.8-1;
 β_0 ——不保温时混凝土表面放热系数, $\text{kJ}/(\text{m}^2 \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$;
 k_1 ——风速修正系数, 见表 C. 1.8-2;
 k_2 ——潮湿程度修正系数, 潮湿材料取 3~5, 干燥材料取 1。

表 C.1.8-1 各种保温材料导热系数 λ_s

单位: $\text{kJ}/(\text{m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C})$

材料名称	λ_s	材料名称	λ_s
泡沫塑料	0.1256	膨胀珍珠岩	0.1675
玻璃棉毡	0.1674	沥青	0.938
木板	0.837	干棉絮	0.1549
木屑	0.628	油毛毡	0.167
稻草或麦秆席	0.502	干砂	1.172
炉渣	1.674	湿砂	4.06
甘蔗板	0.167	矿物棉	0.209
石棉毡	0.419	麻毡	0.188
泡沫混凝土	0.377	普通纸板	0.628

表 C.1.8-2 风速修正系数 k_1

保温层透风性	k_1		
	风速 $< 4\text{m/s}$	风速 $\geq 4\text{m/s}$	
易透风保温层 (稻草、锯末等)	不加隔层	2.6	3.0
	外面加不透风隔层	1.6	1.9
	内面加不透风隔层	2.0	2.3
	内外加不透风隔层	1.3	1.5
不透风保温层	1.3	1.5	

2 单向散热表面越冬期间混凝土表面等效放热系数仍可按公式 (C.1.8-1) 计算, b 、 ρ_1 按公式 (C.1.8-11) 和公式 (C.1.8-12) 计算:

$$b = \frac{r\rho_1 E(\tau_m)\alpha A}{(1-\mu)(\sigma_a - \sigma_0)} \quad (\text{C.1.8-11})$$

$$\rho_1 = \frac{0.830 + 0.051r_m}{1.00 + 0.051r_m} e^{-0.104P^{0.35}} \quad (\text{C.1.8-12})$$

式中 r ——约束系数, 与坝块长度有关, 据图 C.1.8 查取。

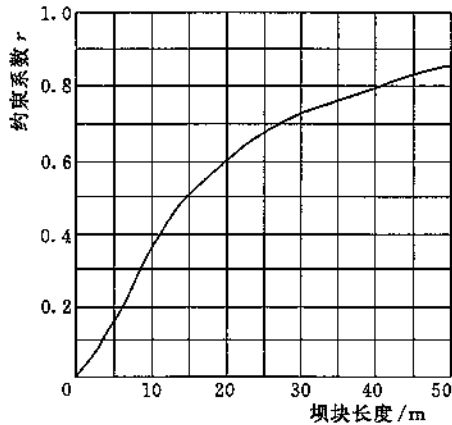


图 C.1.8 约束系数 r

C.2 温度应力

C.2.1 基础浇筑块温度应力可用有限元法计算，也可采用影响线法计算。采用影响线法计算时，应分别计算浇筑温度与稳定温度之差所引起的温度应力 σ_1 和水化热温降引起的温度应力 σ_2 ，按公式 (C.2.1-1) 叠加计算，具体按下列规定执行：

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 \quad (\text{C.2.1-1})$$

1 浇筑温度和稳定温度的温差为均匀温差，其应力 σ_1 由约束系数法可按公式 (C.2.1-2) 计算：

$$\sigma_1 = K_p \frac{RE_c \alpha}{1 - \mu} (T_p - T_t) \quad (\text{C.2.1-2})$$

式中 K_p ——由混凝土徐变引起的应力松弛系数，在缺乏试验资料时，可取 0.5；

R ——基础约束系数，当混凝土弹模 E_c 和基岩弹模 E_R 相近时， R 可按表 C.2.1-1 取值。当混凝土弹模 E_c 和基岩弹模 E_R 不相等时，建基面处 R 可按表 C.2.1-2 取值，建基面以上 R 值可按比例折算；

- E_c ——混凝土弹性模量, MPa;
 μ ——混凝土的泊松比;
 α ——混凝土线膨胀系数, $1/^\circ\text{C}$;
 T_p ——混凝土浇筑温度, $^\circ\text{C}$;
 T_f ——坝体稳定温度, $^\circ\text{C}$ 。

表 C.2.1-1 基础约束系数 R

$\frac{y}{l}$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
R	0.61	0.44	0.27	0.16	0.10	0
注1: y ——计算点离建基面的高度, m; 注2: l ——浇筑块长边尺寸, m。						

表 C.2.1-2 建基面处基础约束系数 R

$\frac{E_c}{E_R}$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
R	1.0	0.72	0.61	0.51	0.44	0.36	0.32

2 水化热温降应力 σ_2 可根据基础块各层水化热最高温升包络图计算温差, 由影响线法按公式 (C.2.1-3) 计算:

$$\sigma_2 = \frac{K_p E_c \alpha}{1 - \mu} \left[T(y) - \frac{1}{l} \sum A_y(\zeta) T(\zeta) \Delta y \right] \quad (\text{C.2.1-3})$$

- 式中 $T(y)$ ——应力计算点 y 处的温度值, $^\circ\text{C}$;
 $A_y(\zeta)$ ——在 $y=\zeta$ 处加一对单位荷载 $P=1$, 对计算点 y 所产生的正应力影响系数, 可由图 C.2.1-1 和图 C.2.1-2 查取;
 $T(\zeta)$ ——在 $y=\zeta$ 处的温度, $^\circ\text{C}$;
 Δy ——坐标 y 的增量, m;
 l ——浇筑块长边尺寸, m。

3 基础浇筑块影响高度为浇筑块长度 l 的一半, 公式 (C.2.1-3) 中温度变化范围取 $H=l$, 在计算基础约束应力时,

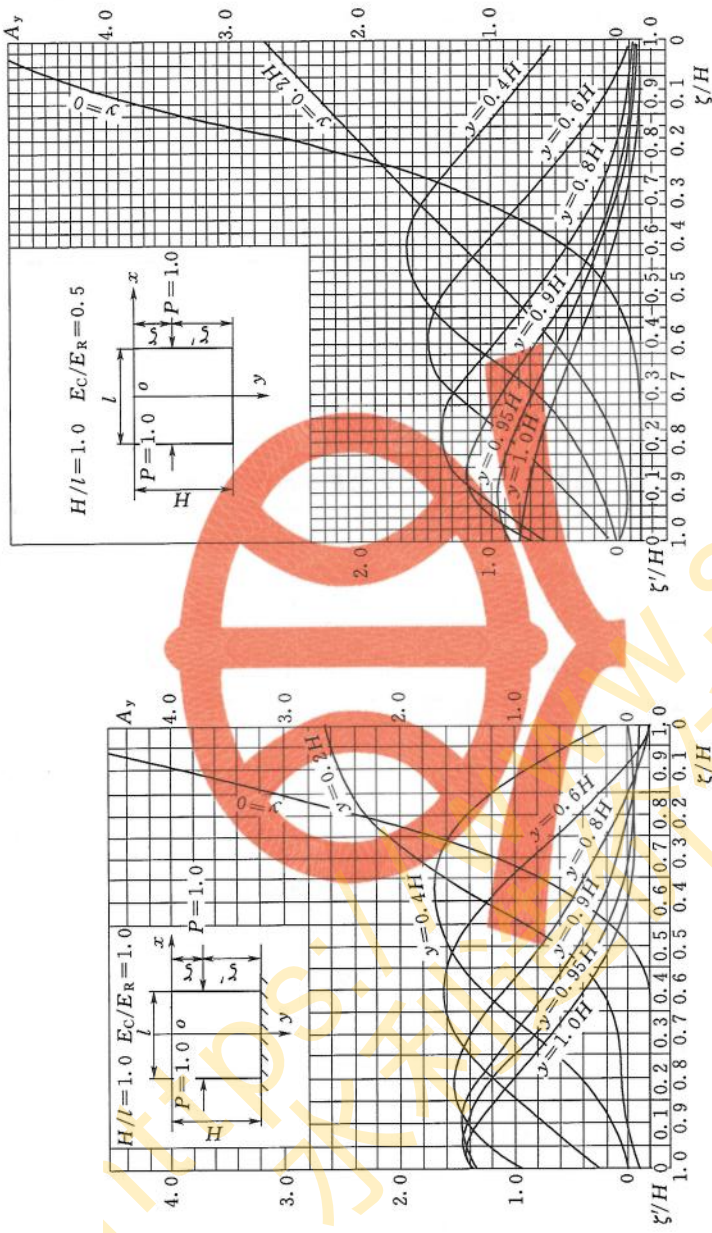


图 C.2.1-1 浇筑块温度应力影响线 $E_c = E_R$

图 C.2.1-2 浇筑块温度应力影响线 $E_c = E_R/2$

可以将 $H > l$ 的浇筑块简化为 $H = l$ 的块体计算。 $H > l$ 以上的部分，可按不受基础约束影响的高浇筑块计算。

C. 2. 2 浇筑块水平剖面或浇筑块垂直剖面自表面向内部的应力分布可根据表层温度场各时段的温差值分布，用有限元法或影响线法计算。影响线法计算表层应力按公式 (C. 2. 1 - 3) 进行，其影响线可采用图 C. 2. 2 - 1 和图 C. 2. 2 - 2。温度场分布可取自差分法计算结果。

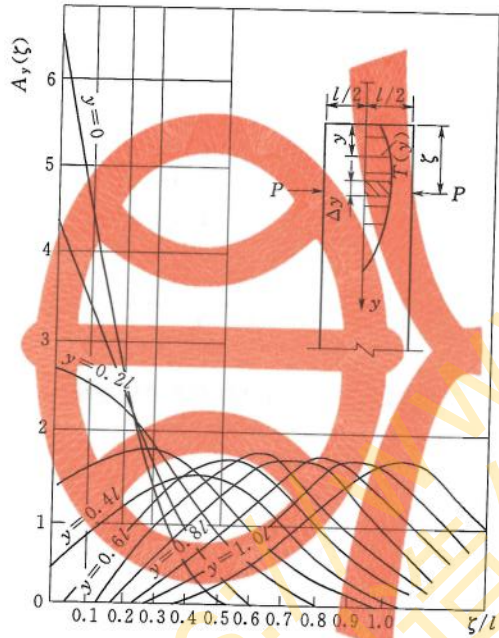


图 C. 2. 2 - 1 矩形截面应力影响线

C. 2. 3 温度应力的控制应按公式 (C. 2. 3) 确定：

$$\sigma \leq \frac{\epsilon_p E_C}{K_f} \quad (\text{C. 2. 3})$$

式中 σ ——各种温差所产生的温度应力之和，MPa；

ϵ_p ——混凝土极限拉伸值；

K_f ——安全系数，采用 1.5~1.8，视工程重要性和开裂的

危害性而定。

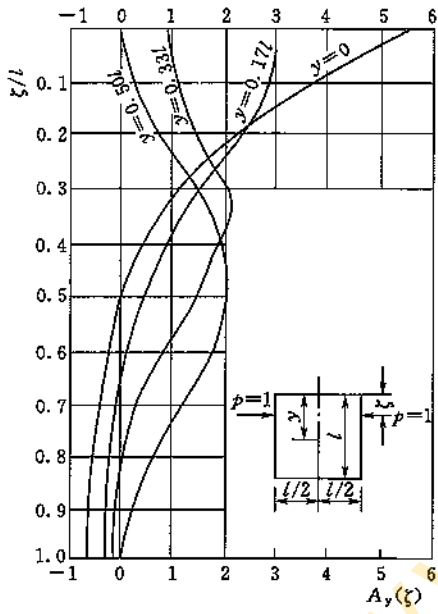


图 C.2.2-2 方形截面应力影响线

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

SD 145—85

本标准主编单位：水利电力部华东勘测设计院

本标准参编单位：华东勘测设计院上海分院

中南勘测设计院

东北勘测设计院

华东水利学院

安徽省水利勘测设计院

湖南省水利水电设计院

本标准主要起草人：邹思远 蒋毓龙 刘世康 汝乃华
俞仲安 原锡盛 蔡为武 曹泽生
董万海 郭子中 吴凤池 裘允执
上官能 周绍铤

SL 282—2003

本标准主编单位：上海勘测设计研究院

长江水利委员会长江勘测规划设计研究院

本标准主要起草人：钟源清 张良骞 刘世康 廖仁强
苗琴生 柏宝忠 曹去修 张芝琪
陈在敏 范五一 张志勇 汤书明
胡中平 万学军

中华人民共和国水利行业标准

混凝土拱坝设计规范

SL 282—2018

条文说明



<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网

目 次

1 总则	84
2 术语和符号	86
2.1 术语	86
2.2 符号	86
3 拱坝布置	87
3.1 一般规定	87
3.2 体形选择	87
3.3 泄洪布置	91
3.4 其他布置要求	96
4 水力设计	98
4.1 一般规定	98
4.2 泄水建筑物	98
4.3 消能防冲	101
4.4 泄洪雾化防护	107
4.5 其他有关水力设计	111
5 坝体混凝土	113
5.1 一般规定	113
5.2 坝体混凝土强度	114
5.3 混凝土力学、热学与变形性能	114
5.4 耐久性要求	115
6 荷载与荷载组合	117
6.1 荷载	117
6.2 荷载组合	118
7 拱坝应力分析	119
7.1 分析内容	119
7.2 分析方法	121

7.3	控制指标及其他规定	123
8	拱座稳定分析	128
8.1	一般规定	128
8.2	抗滑稳定	129
8.3	整体稳定及其他	130
9	坝基处理	138
9.1	一般规定	138
9.2	坝基开挖	138
9.3	坝基固结灌浆与接触灌浆	139
9.4	防渗帷幕	141
9.5	坝基排水	145
9.6	断层破碎带和软弱层带处理	145
10	拱坝构造	147
10.1	坝顶布置	147
10.2	横缝和纵缝	148
10.3	坝内廊道与交通	152
10.4	坝体止水和排水	154
11	温度控制及防裂	155
11.1	一般规定	155
11.2	控制标准	156
11.3	控制措施	157
12	安全监测设计	160
12.1	一般规定	160
12.2	监测项目	163

1 总 则

1.0.1 本标准是对原标准 SL 282—2003《混凝土拱坝设计规范》进行修订而成的。SL 282—2003 颁布实施已有 14 年，期间我国设计建设了许多拱坝，包括多座 300m 级的特高拱坝，在拱坝的设计理念、科学实验手段和数值模拟计算分析等方面都有了较大的进步，施工、运行管理等技术也得到了很大的提高。有必要对近年来的建坝经验进行总结，为今后的混凝土拱坝设计提供规范性指导。本标准在拱坝强度、拱座稳定安全的计算原则方面与水电行业相关标准的规定不同。

1.0.2 坝高大于 200m 的混凝土拱坝工程实践经验仍比较缺乏。因此本标准规定坝高大于 200m 或特别重要的混凝土拱坝设计，在遵照执行本标准的同时，对坝体结构、拱座稳定、水力设计、坝基处理、温度控制及防裂措施等应进行专门研究。条文中“特别重要的混凝土拱坝”通常是指坝高虽然小于 200m，但工程规模和社会影响巨大、下游有重要的城市和设施、坝址地质条件特别复杂，或主管部门认为特别重要的大坝工程。

1.0.4 关于拱坝坝高划分的规定，主要有两种意见：

(1) 我国已修建了许多 100m 以上的拱坝，建议将坝高划分改为“低坝的高度为 50m 以下，中坝的高度为 50~100m，高度在 100m 以上的为高坝”。

(2) 保留原标准中关于拱坝坝高划分的规定。

拱坝坝高的划分要结合水利行业坝高的特点，考虑到行业管理的延续性，同时也需与水利行业相关标准协调一致，故本标准中坝高的划分仍维持原标准的规定。

1.0.5 保留原标准用拱坝的厚高比来划分拱坝厚薄的划分方式。有专家提出采用拱坝的弧高比（坝顶中心线弧长与坝高之比）或柔度系数（坝体迎水面展开面积与坝体方量和最大坝高的乘积之

比)来划分拱坝厚薄的方法,但由于应用经验还不多,缺乏成熟的准则,有待今后通过更长时间和更多工程的实践,取得共识后再进行应用。

1.0.6 在原标准的基础上,结合近年来我国拱坝建设经验,提出了混凝土拱坝的设计应重视的问题和基本要求。运用的新技术、新材料、新工艺需要相对成熟,已经在多个工程中得到应用,积累了一定的工程经验。

1.0.7 本标准中仅给出了地震工况下坝体应力和稳定控制指标,坝体抗震设计的基本原则、分析方法、抗震措施等需按 GB 51247《水工建筑物抗震设计规范》的规定执行。

2 术语和符号

2.1 术语

对标准中用到的主要术语进行了调整，包括增加了部分术语（如坝高、拱冠梁、倒悬度、综合变形模量、重力墩、水垫塘等），删除了部分术语（如变曲率拱坝等）。

“拱坝体形”是指拱坝所采用的型式、形状和尺寸。它包括两方面的含义，一是竖向拱冠梁截面形状，二是水平拱圈截面形状，即分别被称为“梁型”和“拱型”。水平截面呈曲线形，而竖向悬臂梁截面不弯曲的拱坝为单曲拱坝，水平截面和竖向截面均为曲线形的拱坝为双曲拱坝。

对部分术语的定义进行了修改（如厚高比、拱座稳定等）。其中“厚高比”原标准给出定义为“拱坝最大坝高处的坝底厚度与坝高之比”，该定义存在一定歧义，如对处于 U 形峡谷中的拱坝，在河床坝段坝高是一致的，都达到了最大坝高。为此本次修编将厚高比直接定义为“拱坝拱冠梁处坝底厚度与坝高之比”，消除了歧义，也符合设计对该术语的运用习惯。“拱座稳定”原标准中给出的定义为“包括拱座的抗滑稳定、拱座的变形稳定和拱座的渗透稳定”。在设计中，拱座稳定更多的是指其中的拱座抗滑稳定，为符合设计使用习惯，将之简化修改为“拱座岩体在拱端推力（含坝体自重）、岩体自重、扬压力和地震作用下的稳定性”。

2.2 符号

由于荷载计算按照 SL 744《水工建筑物荷载设计规范》执行，附录 B 除保留原标准中扬压力计算外，其余荷载计算公式均取消，故删除了未保留的荷载计算参数和符号。为与 SL 744 相一致，对个别符号进行了调整。

3 拱坝布置

3.1 一般规定

3.1.1 本条为拱坝坝址选择的常规要求，河谷狭窄有利于发挥拱的作用，降低拱端推力，地质条件较好的岩基坝址才能适应拱坝基底应力较大的特点。在坝型比选时，河谷狭窄、地质条件较好的岩基坝址，更能显示拱坝在技术经济上的优势。经技术经济比较后，在河谷较宽或地质条件较差的坝址上也可以修建拱坝。

3.1.2 为满足拱座稳定要求，拱坝轴线两岸需有较完整厚实山体作支撑，坝轴线需选择坝址河谷较狭窄的部位，并判断两岸支撑山体的厚度和完整性，坝轴线下游要避免影响拱座稳定的大型冲沟及软弱层带。

3.1.3 本条为拱坝布置的一般性要求，对原标准 3.1.3~3.1.6 条进行了归并和简化，关于拱坝布置的具体要求在后续的条文中明确。

3.2 体形选择

3.2.1 本条为拱坝体形设计的总体要求，与原标准相比，增加了拱坝体形选择还应考虑地震情况、坝体混凝土量、坝基开挖方量、坝体受力条件、对地基的适应性等因素，并要求拱坝体形通过优化比选确定。根据近年来的工程经验，拱坝工程的技术经济性与以上几方面关系密切。

3.2.2 综合原标准 3.2.2 条、3.2.4 条、3.2.5 条关于拱坝体形设计的规定。

随着拱坝设计施工水平的提高，拱坝体形选择已不受河谷形状限制，近年来修建的拱坝多为双曲拱坝，因此，本次修订删除了原标准 3.2.2 条关于 V 形河谷可选用双曲拱坝、U 形河谷可

选用单曲拱坝的相关规定。双曲拱坝竖向向弯曲，可实现变中心、变半径以调整拱坝上下部的曲率和半径，更好的发挥拱的作用，因此，拱坝体形宜采用双曲拱坝；在重力拱坝设计或宽河谷拱坝设计等特定条件下，双曲拱坝的优势不明显时，为简化设计施工条件，也可以采用单曲拱坝。

随着拱坝设计水平的提高，变厚度、变曲率拱坝应用已十分普遍，等厚度圆拱坝应用较少，因此，将第1款修改为拱坝线形选择的一般要求。变曲率的拱圈的常用线型主要有抛物线、椭圆、双曲线、多心圆、对数螺线、统一二次曲线等拱型，表1为我国部分已建、在建拱坝工程的体形特征。

3.2.3 本条规定了地质、地形条件不利时，拱坝体形选择可采取的措施，原标准3.2.2的4、5款和原标准3.4.3条与此相关，将其归并至本条中。

采用两端拱圈呈扁平状、拱端推力偏向山体深部，是为了改善拱端推力的方向，以利于拱座稳定。采用变厚度拱或设垫座，以改善坝体和基础应力状况，目前国内已建最高拱坝锦屏一级拱坝在左岸设置了垫座，以此适应左岸相对较差的地质条件。设置重力墩或推力墩等连接建筑物，以适应较为不利的地形或地质条件。

3.2.4 坝体弹性模量受材料不均匀性、横缝灌浆质量、混凝土徐变等因素影响，具有一定的不确定性；坝基综合变形模量是难以准确估计的参数，根据工程施工实践经验，除了勘测认识上的不确定性外，坝基在施工开挖过程中，爆破和地应力释放均会引起岩体松弛，即使用磨细水泥进行固结灌浆，也难以恢复到原始岩体结构状态，影响到坝基综合变形模量；拱坝实际温度受施工过程影响，也具有一定的不确定性，因此，在拱坝体形设计中，要求对上述因素开展敏感性分析，尽可能使拱坝体形对坝体混凝土性能、坝基条件及温度作用具有较好的适应性。

表 1 我国部分已建、在建拱坝工程体形特征

序号	坝名	坝型	坝高 /m	坝顶 弧长 /m	拱冠厚度 /m		厚高比	弧高比	中心角 /(°)	最大应力 /MPa		建设年份
					顶部	底部				压应力	拉应力	
1	锦屏一级	抛物线双曲拱坝	305.0	552.43	16.00	63.00	0.207	1.811	93.55	7.77	1.18	2008—2014
2	小湾	抛物线双曲拱坝	294.5	892.79	12.00	72.91	0.248	3.032	90.10	10.40	1.29	2002—2010
3	白鹤滩	椭圆双曲拱坝	289.0	708.7	14	63.5	0.218	2.45	96.43	8.6	0.93	2016—
4	溪洛渡	抛物线双曲拱坝	285.5	581.51	14.00	60.00	0.210	2.037	95.60	9.11	1.16	2009—2014
5	乌东德	抛物线双曲拱坝	270.0	326.95	11.98	51.41	0.190	1.211	101.79	7.38	0.99	2015—
6	拉西瓦	对数螺旋线双曲拱坝	250.0	475.80	10.00	49.00	0.196	1.903	92.40	7.32	0.82	2002—2010
7	二滩	抛物线双曲拱坝	240.0	769.00	11.00	55.74	0.232	3.204	91.50	8.82	0.99	1991—1998
8	构皮滩	抛物线双曲拱坝	230.5	552.55	10.25	50.28	0.216	2.377	88.00	7.45	1.18	2004—2010
9	大岗山	抛物线双曲拱坝	210.0	622.42	10.00	52.00	0.248	2.964	93.50	6.41	1.02	2011—2014
10	龙羊峡	重力拱坝	178.0	396.66	15.00	86.00	0.449	2.225	85.00	6.36	1.76	1976—1989
11	李家峡	三心圆双曲拱坝	165.0	407.20	8.00	47.00	0.285	2.468	97.70	7.52	1.24	1987—1999
12	东江	双曲拱坝	157.0	363.00	7.00	35.00	0.223	2.312	95.00	6.86	0.98	1978—1987
13	杨房沟	抛物线双曲拱坝	155.0	362.17	9.00	32.00	0.206	2.34	86.84	6.27	1.03	2016—
14	东风	抛物线双曲拱坝	153.0	254.35	6.00	25.00	0.163	1.662	95.00	4.94	1.63	1982—1993
15	隔河岩	三心圆重力拱坝	151.0	653.50	8.00	75.50	0.500	4.328	82.30	5.41	1.04	1987—1996
16	白山	三心圆重力拱坝	149.5	676.50	9.00	62.80	0.420	4.525	80.30	6.57	0.98	1975—1987

表 1 (续)

序号	坝名	坝型	坝高 /m	坝顶 弧长 /m	拱冠厚度 /m		厚高比	弧高比	中心角 /(°)	最大应力 /MPa		建设年份
					顶部	底部				压应力	拉应力	
17	江口	椭圆双曲拱坝	140.0	155.61	6.00	15.00	0.107	1.112	92.80	6.62	1.16	1999—2003
18	藤子沟	椭圆双曲拱坝	124.0	385.44	5.00	20.01	0.161	3.108	90.50	5.79	1.17	2002—2005
19	紧水滩	三心圆双曲拱坝	102.0	350.60	5.00	26.50	0.260	3.437	83.10	6.13	1.84	1981—1988
20	石门	双曲拱坝	88.0	258.00	5.00	27.35	0.311	2.932	129.00	3.92	0.98	1969—1973
21	泉水	双曲拱坝	80.0	185.00	3.00	9.00	0.113	2.313	76.40	5.93	0.78	1972—1974
22	流溪河	双曲拱坝	78.0	208.00	2.00	22.00	0.282	2.667	120.00	3.18	0.92	1956—1958
23	三岔河	抛物线双曲拱坝	75.0	203.47	5.00	15.20	0.203	2.713	85.03	3.67	1.00	2015—
24	雅溪一级	双曲拱坝	75.0	227.00	3.50	25.90	0.345	3.027	115.50	3.02	0.97	1970—1977
25	里石门	双曲拱坝	74.3	208.50	4.00	15.50	0.209	2.806	134.00	4.24	0.98	1973—1977
26	天堂山	双曲拱坝	72.0	296.80	5.00	22.00	0.306	4.122	95.00	3.39	1.75	1981—1993
27	古城	双曲拱坝	70.0	79.90	3.00	14.00	0.200	1.141	108.00	3.84	1.48	1973—1979
28	恒山	双曲拱坝	68.7	145.30	2.60	15.00	0.218	2.115	139.60	4.21	1.12	1958—1968
29	红岩	双曲拱坝	60.0	111.00	3.00	9.03	0.151	1.850	116.00	2.94	0.98	1971—1974
30	欧阳海	双曲拱坝	58.0	192.70	3.26	13.88	0.239	3.322	116.70	4.61	1.54	1967—1970
31	河口	双曲拱坝	57.0	102.64	3.00	14.00	0.246	1.801	120.00	3.11	0.32	1957—1979
32	丰乐	双曲拱坝	54.0	207.40	2.50	12.50	0.231	3.841	136.00	2.84	0.73	1972—1976
33	松柏山	双曲拱坝	52.5	118.90	3.80	8.65	0.165	2.265	113.70	3.12	1.28	1977—1980

3.3 泄洪布置

3.3.1 本条对拱坝泄洪布置应考虑的因素进行了规定。泄洪布置是拱坝布置的重要内容，泄洪布置根据工程泄洪规模、在拱坝自身结构基础上，充分适应坝址地形地质水文及施工条件，避免工程泄洪对电站厂房及其他建筑物的不利影响，有利于工程安全运行和维修，并为工程施工导流和度汛等创造有利条件，做到技术可靠、经济合理、运行安全、管理方便。

3.3.2 本条增加说明拱坝泄洪布置方式的内容，近 10 多年来，拱坝坝身泄洪有了较大发展，构皮滩、溪洛渡、锦屏一级、拉西瓦等众多已建高拱坝均在坝身设置了大量泄洪孔口，运行良好，取得了丰富的工程经验，工程实践表明，拱坝坝身泄洪具有安全经济的特点，因此，本条强调宜优先考虑拱坝坝身孔口泄洪方式。

近年来修建的一批具有高坝、大流量、窄河谷特点的拱坝，都优先考虑坝身开孔泄洪方式，已建的隔河岩重力拱坝（最大坝高 151m，最大泄洪流量 $24000\text{m}^3/\text{s}$ ）采用全坝身泄洪，二滩双曲拱坝（最大坝高 240m，最大泄洪流量 $23900\text{m}^3/\text{s}$ ）、构皮滩双曲拱坝（最大坝高 230.5m，最大泄洪流量 $28900\text{m}^3/\text{s}$ ）、小湾双曲拱坝（最大坝高 294.5m，最大泄洪流量 $20683\text{m}^3/\text{s}$ ）、溪洛渡双曲拱坝（最大坝高 285.5m，最大泄洪流量 $49000\text{m}^3/\text{s}$ ）、锦屏一级双曲拱坝（最大坝高 305m，最大泄洪流量 $13850\text{m}^3/\text{s}$ ）、大岗山双曲拱坝（最大坝高 210m，最大泄洪流量 $9000\text{m}^3/\text{s}$ ）等，在建的乌东德双曲拱坝（最大坝高 270m，最大泄洪流量 $39436\text{m}^3/\text{s}$ ）、白鹤滩双曲拱坝（最大坝高 289m，最大泄洪流量 $42348\text{m}^3/\text{s}$ ），都采用坝身孔口和泄洪洞联合泄洪方式。拱坝优先选择坝身开孔泄洪方式将成为发展趋势。表 2 为我国部分已建、在建高拱坝坝身孔口泄洪工程实例。

根据我国近年来拱坝建设的经验，优先考虑坝身开孔泄洪是一条成功的经验，符合我国河流所具有的河道狭窄、水头高、泄洪量大的特点。采用分散泄洪、分区消能，由坝身孔口与坝外泄

表 2 国内部分高拱坝坝身孔口泄洪工程实例

序号	坝名	坝型	坝高 /m	坝身孔口 最大泄量 /(m ³ /s)	孔口型式		
					型式	孔数	宽×高 /(m×m)
1	锦屏 一级	双曲拱坝	305.0	5106	表孔	4	11×12
				5471	深孔	5	5×6
2	小湾	双曲拱坝	294.5	8140	表孔	5	11×15
				8846	深孔	6	6×7
3	白鹤滩	双曲拱坝	289.0	17991	表孔	6	14×15
				12107	深孔	7	5.5×8.0
4	溪洛渡	双曲拱坝	285.5	19397	表孔	7	12.5×13.5
				12880	深孔	8	6.0×6.7
5	乌东德	双曲拱坝	270.0	18876	表孔	5	12×16
				9849	中孔	6	6×7
6	拉西瓦	双曲拱坝	250.0	5985	表孔	3	13.0×9.5
					深孔	2	5.5×6.0
					永久底孔	1	4.0×6.0
7	二滩	双曲拱坝	240.0	9600	表孔	7	11×12
				6700	中孔	6	6×5
8	枸皮滩	双曲拱坝	230.5	15080	表孔	6	12×13
				10760	中孔	7	7×6
9	大岗山	双曲拱坝	210.0	5462	放空底孔	2	4×6
					深孔	4	6.0×6.6
10	龙羊峡	重力拱坝	178.0	5033	左侧中孔	1	8×9
					右侧深孔	1	5×7
					右侧底孔	1	5×7
11	乌江渡	拱形重力坝	165.0	10444	坝身表孔	4	13×19
				5222	坝肩表孔	2	13×19
				1154	坝身深孔	2	4×4

表 2 (续)

序号	坝名	坝型	坝高 /m	坝身孔口 最大泄量 /(m ³ /s)	孔口型式		
					型式	孔数	宽×高 /(m×m)
12	李家峡	双曲拱坝	165.0	6340	左侧中孔	1	8×10
					右侧中孔	1	8×10
					左侧深孔	1	5×7
13	东江	双曲拱坝	157.0	4290	左岸浅孔滑 雪式溢洪道	1	10.0×7.5
					右岸浅孔滑 雪式溢洪道	2	10.0×7.5
14	杨房沟	双曲拱坝	155.0	6322	表孔	3	12×14
				4878	中孔	4	5.5×7
15	东风	双曲拱坝	153.0	3900	左坝肩表孔 溢洪道	1	15×21
				2124	表孔	3	11×7
				2740	中孔	3	5×6
16	隔河岩	重力拱坝	151.0	24150	表孔	7	12.0×18.2
					深孔	4	4.5×6.5

洪洞（溢洪道）联合泄洪的形式，更便于泄洪调度和运行，也减轻了下游冲刷。

泄洪布置和泄洪方式应具有足够的运行灵活性，即每种方式、每个泄洪孔口，在低于设计及校核流量情况下，单独运行或联合运行时，需满足泄洪要求和消能要求，这是保证泄洪消能设施安全运行的重要措施之一。

鉴于泄洪消能方案对工程的重要性，本条还规定，1级、2级拱坝和水力条件复杂的3级拱坝的泄洪布置应经整体水工模型试验论证。

为便于理解及陈述，综合考虑布置高程及水力特性等因素，

将坝身孔口分成表孔、浅孔、中孔、深（底）孔 4 种，对不同称谓的孔口定义如下：

表孔——设于溢流坝（堰）顶的开敞式或有胸墙但不阻水的无压泄水孔；

浅孔——淹没深度不大的有压泄水孔；

中孔——大致位于坝体中部高程的有压泄水孔；

深孔、底孔——大致位于坝体下部或底部高程的有压泄水孔。

3.3.3 基本保留原标准 3.3.1 条坝身孔口出流方式的内容。

拱坝坝身泄流方式中，“坝顶泄流”是指水流从坝顶自由跌落或在坝顶溢流面下游端利用鼻坎挑流的一种泄流方式；“坝身孔口泄流”，主要是指从设置在坝身中部的较大孔口泄流的一种方式；“坝面泄流”是指采用重力拱坝一类厚拱坝时，水流沿下游坝面下泄的一种泄流方式；“滑雪道泄流”是指在靠近岸边布置的一种水流沿下游坝面或山坡下泄的泄流方式，形似一个滑雪道。采用“坝后厂房顶溢流”泄流方式需专门论证。

3.3.4 本条基本保留原标准 3.3.2 条内容，考虑坝身泄水建筑物的布置与闸门设计水平和操作方式密切相关，本条增加了相关要求。原标准 3.3.4 条关于孔口布置要求简化后并入本条。

由于泄洪孔口设计的影响因素较为复杂，故本标准仅作原则性提示。通常在孔口布置和型式选择时，须综合考虑以下事项：

(1) 孔口位置需避开坝体高应力区和基础约束区。

(2) 孔口尺寸需根据拱坝特点、水头大小、闸门运用水平及施工条件等确定。

(3) 孔口数量需根据泄流量大小、孔口或孔口群对坝体应力影响程度、下游河床宽度及运行要求确定。

(4) 中孔、深孔孔口断面形状，可采用两面交角修圆的矩形孔口。

根据近年来我国兴建或设计的拱坝坝身泄洪孔口尺寸统计，中孔、深孔断面的建议形状和孔口高宽比的建议值为：中孔可采用高宽比 0.83~1.43 的矩形孔口，深孔可采用高宽比 1.4~1.67

的矩形孔口。表 3 为部分拱坝工程坝身有压孔口断面形状尺寸。

表 3 拱坝坝身有压孔口断面形状

序号	工程名称	坝高/m	中孔/深孔		深孔/底孔	
			宽×高-工作水头/m	高宽比	宽×高-工作水头/m	高宽比
1	锦屏一级	305	5.0×6.0-90	1.20	5.0×6.0-129	1.20
2	小湾	294.5	6.0×5.0-100	0.83	5.0×7.0-157	1.40
3	白鹤滩	289	—	—	5.5×8.0-101	1.45
4	溪洛渡	285.5	—	—	6.0×6.7-105	1.60
5	乌东德	270	6.0×7.0-90	1.17	—	—
6	拉西瓦	250	7.0×10.0-97	1.43	5.0×7.0-137	1.40
7	二滩	240	5.0×6.0-100	1.20	5.0×6.0-144	1.20
8	构皮滩	230.5	7.0×6.0-87	0.86	4.0×6.0-130	1.50
9	龙羊峡	178	8.0×9.0-60	1.13	5.0×7.0-95	1.40
					5.0×7.0-120	1.40
10	李家峡	165	8.0×10.0-61	1.25	5.0×7.0-81	1.40
11	东风	153	5.0×6.0-80	1.20	—	—
			3.5×4.5-80	1.29	—	—
12	隔河岩	151	—	—	4.5×6.5-75	1.44
					4.5×7.0-70	1.56
13	紫水滩	102	7.5×7.0-58	0.93	—	—
14	高宽比范围		0.83~1.43		1.2~1.6	

另外，通过对国内外采用坝身孔口泄洪的拱坝实际经验总结，设计中还应注意以下几点：

(1) 为了高水头孔口泄洪的安全运行，可采取一些措施。除布置坝身孔口泄洪外，还布置坝顶溢流孔。

(2) 坝身泄洪孔的工作闸门尺寸较大时，采用弧形闸门。

(3) 为改善孔口附近坝体的应力状况，可将孔口四角设计成圆弧状。

(4) 当主要泄洪建筑物为坝身孔口时（尤其是对薄拱坝），孔口对坝体应力集中和坝体刚度削弱问题需引起注意。

3.3.5 本条规定了坝身泄洪布置的要求，一般坝下消能区距大坝和山体较近，冲坑较深，威胁大坝安全，应予以重视。

在各级流量下，下游水体消能区需保持淹没水跃所需要的水垫深度及长度，保持消能区有足够的水面宽度，防止泄洪水流冲刷岸坡。

下泄水流平顺归槽，是坝体、两岸山体稳定和其他建筑物的运行安全的重要保证措施之一。

拱坝通常建于高窄峡谷中，挑流、跌流雾化现象较为严重，其对工程安全运行的危害性已被越来越多的工程实践所证实。因此在泄水建筑物设计时，消能和防雾化两方面要统筹兼顾，对于露天设置的电气设备、输电线路和交通道路等，应避开雾化区，如无法彻底避开，需采取必要的保护措施；对于两岸山体，尤其是干旱少雨地区或有潜在不稳定因素时，需根据雾化范围的强度，采取分区保护措施。研究雾化强度与范围，其目的在于研究减轻泄洪雾化的措施，并提出分区防护方案。

3.3.6 本条规定了坝身孔口前拦漂、清漂的相关要求，与原标准 3.3.5 条内容基本相同。

近年来，已出现工程泄洪时上游漂浮物在洪水作用下聚集在坝前的实例，影响工程泄洪安全，因此，在坝身泄洪孔口前要设置可靠的拦漂、清漂设施。随着库区渔业、旅游业的发展，水库内漂浮物的类型与以前相比发生了较大变化，拦漂、清漂设施设计时，需根据工程特点，确定相关的设计参数。

3.3.7 本条为新增条文，规定了强震区及地质条件复杂地区，宜设置放空设施，以便在应急条件下可放空水库，以降低坝体荷载，并为检查维修等创造条件。

3.4 其他布置要求

3.4.1 本条规定了坝后式及坝内式厂房压力管道布置的一般要

求。拱坝坝后式及坝内式厂房近年来应用较少，将原标准中的压力管道具体布置方式移至条文说明中，即当采用坝后式或坝内式厂房时，压力管道的布置方式通常有三种：

(1) 压力管道斜向或垂直布置于坝体内。

(2) 压力管道从进水口高程水平穿过坝体，再沿下游坝面向下“背管”到厂房。

(3) 压力管道贴坝体上游面，垂直下延到机组高程后，再水平穿过坝体到下游厂房。

压力管道管线全部布置在坝体内，对于重力拱坝比较多见。

压力管道部分先水平穿过坝体，部分沿下游坝面向下，而后通向厂房蜗壳渐变段，下游坝面显露部分称“背管”。这种布置形式的优点是钢管安装方便与坝体混凝土浇筑施工干扰少，压力钢管受力明确，国内采用“背管”布置的双曲拱坝工程有东江、紧水滩、李家峡等。

压力管道贴上游坝面向下，再穿过坝体通向厂房，其主要优点同“背管”，同时因管外也承受水压力有可能采用钢筋混凝土管替代钢管，缺点是检修困难。国外有采用这种布置方式，我国目前还没有采用这种布置方式。

3.4.2 本条规定了坝身除泄洪孔口外，其他孔口布置的一般要求，与原标准 3.4.2 条基本相同。原标准 3.4.3 条关于拱坝两岸的连接建筑物布置的要求合并调整至 3.2.3 条 5 款。

3.4.3 近年来，对生态环境保护越来越重视，对大坝设置过鱼设施的要求随之提高。低水头拱坝过鱼设施可研究设置鱼道，中高水头拱坝可研究设置升鱼机等。过鱼设施的布置需不影响坝身孔口、廊道、电梯井及坝顶机房的布置，并避开坝下消能区。目前，我国新疆地区已有在拱坝工程中建成了升鱼机设施。

4 水力设计

4.1 一般规定

4.1.1 基本保留原标准 4.1.1 条的内容。泄洪雾化问题近年来更加受到关注，也有少数工程运行管理受到了泄洪雾化的不利影响，因此，将原标准的第 4 款防雾化设计内容单列一条。

4.1.2 保留原标准 4.1.2 条的内容，但取消强制性条文要求。GB 50201《防洪标准》对水工建筑物洪水标准列为强制性条文，本条为引用条文，不作为强制性条文。

4.1.3 基本保留原标准 4.1.3 条的内容，下游生态供水一般由泄水建筑物承担，因此本条增加生态供水要求。

4.1.4 基本保留原标准 4.1.4 条的内容。本条内容与 3.3.2 条有一定重复，但 3.3.2 条是从泄洪消能建筑物总体布置角度提出水工模型试验的要求，本条从泄水消能建筑物水力设计角度提出水工模型试验要求，与原条文相比，明确 1 级、2 级拱坝泄水消能建筑物设计应经过水工模型试验论证。

4.2 泄水建筑物

4.2.1 将原标准 4.2.1 条删掉，对应内容在 3.3.2 条和 3.3.3 条中统一规定。将原标准 4.2.2 条改成 4.2.1 条，保留原标准 4.2.2 条内容。表孔和浅孔的泄流方式划分为坝顶、坝面和滑雪道三类。坝顶泄流又以挑流和跌流为多，坝面泄流是孔身占据坝体大部分，滑雪道泄流则是孔身部分依附于支板、支梁或厂房顶等。

4.2.2 基本保留原标准 4.2.3 条的内容。考虑到拱坝属轻型结构，特别是薄拱坝和高拱坝，其堰顶附近的允许负压值宜在条文规定值范围内从严控制，以策安全。闸门局部开启时，经论证堰面压力可允许出现不大的负压值。

4.2.3 保留原标准 4.2.4 条内容。厂顶泄流和厂前挑流近年来应用较少，根据新安江和乌江渡等工程运行经验和教训，厂顶泄流和厂前挑流型式需特别关注泄洪流激振动和结构止水问题。

4.2.4 将原标准 4.2.5 条的内容简化为本标准 4.2.4 条。近 10 年来国内建设的拱坝多为双曲拱坝，拱坝深式泄水孔已很少采用短有压孔接无压孔型式，因此本条删除了原条文关于深式泄水孔采用短有压孔接无压孔的有关要求，短有压孔接无压孔的相关要求可参照 SL 319《混凝土重力坝设计规范》的规定。

为避免流道出现负压，规定有压孔出口处断面应逐渐收缩，收缩比根据有压段长度及压力分布经综合分析确定，根据已建工程经验，有压孔进出口断面面积比一般为 1.3~1.7。

4.2.5 有压孔进口设计成喇叭状，顶面和侧面宜采用椭圆曲线，底部型式可根据实际情况布置。孔口出流型式根据下游消能要求，并考虑相邻建筑物影响，可采用上挑出流、平底出流或俯角出流，并由此确定底部和顶部线型。为满足出口上挑或俯角出流及出口断面收缩要求，孔道出口段一般需要采用圆弧、抛物线等曲线与直线组合进行流道体形设计。

4.2.6 水利部 2013 年颁布了 SL 74—2013《水利水电工程钢闸门设计规范》，因而将原标准“事故检修门及通气孔设计应符合 DL/T 5039—95《水利水电工程钢闸门设计规范》的规定”修改成“事故检修门及通气孔设计应符合 SL 74 的规定”。

4.2.7 基本保留原标准 4.2.8 条的内容，规定了坝身布置导流底孔时需满足的有关要求。

导流底孔上方布置临时度汛的缺口，在过流时可能阻碍下部导流底孔出流，需予以避免；导流底孔进口闸门槽进水可能破坏门槽结构，并影响孔道内流态，设计时可提高进口闸门操作平台高程或采取措施临时封堵，避免门槽过流；导流底孔在高水头大流量运行条件下可能会危及枢纽建筑物的安全，因此，导流底孔出口流速较大时，宜设置出口消能工。

4.2.8 基本保留原标准 4.2.9 条内容，水流向心集中是拱坝坝身泄洪的主要特点，这对拱坝下游消能较为不利，泄洪孔口布置及结构设计中需减轻或避免这一不利因素的影响。实际工程中，已有许多避免拱坝水流向心集中，同时增加水流横向扩散、纵向拉开或调整水流抛射方向的有效措施。隔河岩拱坝表孔采用不对称宽尾墩，深孔采用不对称窄缝鼻坎，底孔采用曲面贴角斜鼻坎。二滩拱坝和小湾拱坝深孔中心线在出口段向两侧偏转了 $1^{\circ}\sim 3^{\circ}$ 。对于出口段体形，二滩拱坝表孔采用平面扩散加分流齿，深孔采用扩散式挑坎。构皮滩拱坝拟定了曲率半径大于拱坝轴线曲率半径的圆弧形泄洪轴线布置泄洪孔口，各孔口沿泄洪轴线而非拱坝轴线径向布置，尽量减轻流道向心集中影响，表孔出口平面上扩散、俯角大差动布置，为避免水舌冲击岸坡，边表孔采取不对称扩散；为优化分散表孔水舌，设置规格、位置各异的分流齿；中孔采用“进口大差动、出口小差动”布置，即进口高程相差较大、出口高程相近的布置以达到相邻中孔出口高程相同而挑角不同的目的，中孔也采用平面扩散宽扁形出口，以降低单孔流量，降低底板冲击压力。溪洛渡拱坝采用表孔、深孔相结合，分层出流，上下差动，空中扩散，水舌空中碰撞的布置型式。锦屏一级拱坝表中孔采用横向收缩、纵向拉开的无碰撞泄洪消能布置方案。

4.2.9 基本保留原标准 4.2.10 条的内容。本条是泄水建筑物出口段反弧半径设计的一般原则，为避免泄水建筑物下游悬臂过长，经论证，反弧半径可适当减小或用变曲率曲线。

4.2.10 新增条文，强调孔道高速水流的抗冲、耐磨和防空蚀要求。高流速孔道周边根据水流空化数、泥沙含量等选用抗冲耐磨混凝土强度，流速大于 30m/s 时可采用钢衬保护，孔道内压力过大，混凝土可能产生水力劈裂时，也需采用钢衬保护。国内拱坝工程坝身泄洪孔口钢衬设计参数统计见表 4。

4.2.11 保留原标准 4.2.11 条的规定。本条规定了泄流能力的确定方法。

表 4 国内拱坝工程坝身泄洪孔口钢衬设计参数统计表

序号	工程	设计水头 /m	工作门孔口尺寸 (宽×高) /(m×m)	工作门处 最大流速 /(m/s)	钢衬 厚度 /mm	备注
1	小湾	75~100	6×6.5 (深孔)	35.3	24	Q345C
2	白鹤滩	101	5.5×8.0 (深孔)	39.3	24	不锈钢复合钢板, 基层为 Q345C, 厚 20mm
3	溪洛渡	101.2	6×7 (深孔)	38.15	24	不锈钢复合钢板, 基层为 Q345C, 厚 20mm
4	乌东德	90	6×7 (中孔)	38.4	24	不锈钢复合钢板, 基层为 Q345C, 厚 20mm
5	拉西瓦	90	5.5×6 (深孔)	35.7	22	Q345B
6	二滩	80	6×5 (中孔)	38.6	22	16Mn
7	构皮滩	80	7×6 (中孔)	35.4	22	Q345C 钢板
8	龙羊峡	60	8×9 (深孔)	30.6	20	—
9	李家峡	81.3	5×7 (深孔)	34	20	—
10	杨房沟	65	5.5×7 (深孔)	30.8	18	Q345C 钢板

4.3 消能防冲

4.3.1 将原标准 4.3.1 条和 4.3.2 条的内容合并,消能方式分类更加清晰。消能防冲设施是为避免水流的冲刷危及枢纽及下游岸坡和其他建筑物的安全,并需特别注意对拱座或坝肩的保护,本条列举了拱坝泄洪常采用的泄洪建筑物出流和消能防冲建筑物的结构型式。不同类型的消能设施及与泄流型式的对应关系如下:

天然冲坑、天然水垫塘、人工水垫塘对应挑流、跌流;

消力池对应底流、面流;

消力戽对应戽流;

护坦作为独立的消能工、水垫塘或消力池的一部分;

二道坝作为独立的消能工,或水垫塘的一部分。

拱坝工程消能型式中,面流、戽流较少采用。

强调拱坝泄洪布置和拱坝消能型式的多样化，列举了多年来我国有关工程已采用或已有攻关研究成果的消能型式，以便优选适应各自工程特点且经济合理的消能工。

4.3.2 对原标准 4.3.3 条和 4.3.4 条的内容进行简化和归并，规定了挑流消能设计需要满足的有关要求。

考虑到拱坝泄流具有向心集中的特点，多个孔口泄流时入水单宽流量可能叠加，同时窄缝、扩散和差动等各种异型鼻坎已广泛应用，附录 A 中列出了单个孔口泄流最大冲坑水垫厚度的估算公式和可考虑水流分散程度的最大冲坑处水垫厚度的估算公式，供设计选用。

一般来说，坝后冲坑坡比大于 $1/3$ 时可能会危及大坝安全，可设置混凝土护坦、护底水垫塘、防淘齿槽等措施，减轻坝下冲刷。对于单个孔口或者单排孔口，考虑拱坝泄流具有向心集中的特点，入水单宽流量往往大于泄水建筑物出口断面的单宽流量，计算冲坑处水垫深度时考虑向心集中系数更符合实际的冲刷情况，因此，对单宽流量进行了补充说明，并增设 A.4.3 条明确拱坝流量向心集中系数的内容。

4.3.3 基本保留原标准 4.3.5 条的规定，提出了跌流设计需要满足的要求。原 4.3.6 条要求与前条文重复，部分内容为运行要求，予以删除。

4.3.4 基本保留原标准 4.3.6 条的内容。当采用挑流或跌流消能，地质较差或下游自然水垫厚度不足时，为防止产生严重冲刷，本条给出了可供选择的工程措施。

对于“先冲后护”，工程界历来有两种看法，反对者认为先冲后护较难把握，且施工困难，易产生不利影响；赞成者认为不少工程已经实行了这一方法，而且即使先行保护了的，泄洪后也难免不遭破坏，事后还要再行保护，施工困难照样存在。本条综合两种意见，根据实际工程条件，考虑采取先冲后护方法，但强调可参照类似工程经验，经研究比较后确定。

需特别注意岸坡冲刷对拱座稳定的影响，并采取可靠措施进

行处理和防护，本条保留了原条文相应条款。

4.3.5 基本保留原标准 4.3.7 条的内容，给出人工水垫塘设计的原则性规定。人工水垫塘的空间尺寸、结构型式及混凝土板块稳定条件的确定，是挑流、跌流消能工设计的主要内容。由于水垫塘内水流条件十分复杂，同时水垫塘结构型式与地形地质条件、水垫塘空间尺寸与水力特性等因素互相关联，交叉影响，因此水垫塘设计的技术难度很大。

关于冲击动水压力允许值：

结合二滩工程和小湾工程的国家“七五”“八五”科技攻关，对冲击动水压力允许值问题进行了专门研究，取得了大量的成果。攻关成果将冲击动水压力允许值作为水垫塘水深和板块稳定设计的控制性指标，并将该指标定为 $(10\sim 15)\times 9.8\text{kPa}$ ，理由如下：

(1) $15\times 9.81\text{kPa}$ 的冲击压力大致相当于冲击流速 20m/s ，按 $V=7\sqrt{D}$ 计算， D 约为 8m ，这与目前护坦板块的当量球径相当。

(2) 从大量试验研究成果看，混凝土板块的脉动上举力与冲击动水压力密切相关，冲击动水压力越大，脉动上举力也越大，板块的稳定性就越差。

(3) 从抗冲蚀破坏的角度看，混凝土足以抵抗 20m/s 的射流冲击。

因此，认为以 $(10\sim 15)\times 9.81\text{kPa}$ 作为冲击动水压力允许值是合适的。

也有部分专家认为，将冲击动水压力允许值定为 $(10\sim 15)\times 9.81\text{kPa}$ 并以此作为水垫塘水深和板块稳定设计的控制性指标是不合适的，理由如下：

(1) 对天然地基冲击动水压力作用主要表现为冲刷淘深，动水压力愈大，冲刷愈烈，其结果为冲击破坏，因此，将动水压力作为限制地基冲刷深度的控制指标是合适的。但对人工水垫塘的混凝土板块而言，不同于有节理、裂隙的天然地基，其抗冲能力极强，冲磨及强度破坏的可能性极小。美国内务部呈

务局曾试验用高速射流冲击无缝隙的混凝土表面，射流入水流速 58m/s，到达混凝土表面的平均流速 23m/s，垂直冲击 35d 后，只在混凝土表面形成 1~2cm 的小坑，当入射角为 45°~50°时，经过长期冲刷未见明显的冲坑。显然，以冲击动水压力允许值作为护坦板块安全性的判据是不恰当的。

(2) 国内外许多消能工水毁事件和有关科技攻关成果表明，混凝土板块失事主要表现为失稳破坏。研究表明，水舌对水垫塘护坦板的冲击影响大致可分为三个区：水舌直接作用的冲击区，其上、下游水跃漩滚区及其向下游正常缓流逐渐变化的过渡区。水跃漩滚区由于水流掺气、折冲等影响，脉动上举力最大，而有效水垫深度往往小于下游水深，从而可能造成板面压力低于板底面压力，当其差值大于护坦板重量时，则护坦板将处于失重状态，并出现跳动、晃动和振动等现象，随后产生翻转或浮起破坏。一旦有一块护坦失稳破坏，相邻板块迅即被殃及，直至波及周围较大范围。可见，最早出现失稳的板块不是在冲击区，而是在其下游的水跃漩滚区，导致板块破坏的不是冲击动水压力，而是脉动上举力。因此，不能以冲击区的冲击动水压力来判定漩滚区板块的稳定性。

(3) 脉动上举力是促使板块失稳的主要荷载，水垫塘板块稳定分析的关键在于把握脉动压力的量值和分布范围。脉动压力与时均压力不同，其量值及作用方向均是随机变化的，其峰值、均方根值不仅与量测的位置、范围有关，还与量测的时间、历时有关；板块稳定分析是针对板块整体，故还需合理确定点、面脉动压力和表、底面脉动压力的相关性，而这种相关性又与板块尺寸有关。脉动压力的特性极其复杂，因而“科技攻关”及多家科研单位的试验结果各不相同。例如，有的认为脉动压力具有正态分布特性，有的则认为不完全符合正态分布；有的成果表明，板块表面脉动压力大于底面脉动压力，有的则相反；有的认为，当水垫深度较浅时，表、底面压力脉动异常活跃，正负相关变化频繁，表、底面压力脉动变化趋势反而同步，有的则认为，由于板块表、底面上脉动压力传播速度相差很大，表、底面脉动压力互不相关

等，致使研究分析的成果也不尽相同。尽管冲击动水压力与脉动上举力密切相关，但脉动上举力的影响因素确实太多，就目前的试验资料和原型观测资料而言，尚无法建立起两者之间的关系，因此，用冲击动水压力来反映脉动上举力的大小是不恰当的。

(4) 冲击动水压力允许值与工程等级、泄洪规模、护坦结构型式及检修条件等多种影响因素有关，不同工程的差别很大。另外，水垫塘板块接缝是否密封对其稳定安全至关重要。水工模型试验表明，在板块分缝没密封时，板块失稳时的冲击动水压力很小，甚至为负值；而当水垫塘板块密封时，相应动水压力允许值可大为增加。表 5 所列的国内外已建工程的统计资料也充分表明动水压力值的变幅很大。因此认为，不能以动水压力允许值 $(10 \sim 15) \times 9.81 \text{kPa}$ 作为水垫塘深度及板块稳定设计的控制标准。

但是，近年来已建成运行的国内高拱坝，如二滩、构皮滩、小湾、溪洛渡、锦屏等都将 $15 \times 9.8 \text{kPa}$ 作为冲击动水压力允许值，控制难度不大，运行良好，已得到成功应用，因此，可以作为人工水垫塘深度和衬护板块稳定的控制指标。

4.3.6 底流消能在拱坝工程应用较少，简化原标准 4.3.8 条内容。明确底流消能的适用范围和设计原则。拱坝采用底流消能的不多，若采用时，需特别注意拱坝水流向心集中可能引起的复杂水力现象，经水工模型试验确定。

4.3.7 岸流消能在拱坝中应用很少，本条保持原标准 4.3.10 条对岸流消能的简化处理方式。

4.3.8 基本保留原标准 4.3.11 条的内容，强调消能区下游河道的岸坡防冲保护。多年来的工程实践表明，消能区下游河道相当长范围内的水流条件及河势较建坝前均有所变化，存在岸坡防冲保护问题，当坝下游分布有城镇及交通道路时，这一问题更为突出。因此，防冲设计不能只局限于消能区附近，而需对下游一定范围的河段进行充分研究，以确定岸坡可能冲刷失稳的河段并采取相应护岸措施。

表 5 国内外拱坝跌流水垫塘参数统计表

工 程	国家	堰上水头 /m	库水位与 护坦面高差 /m	入水 速度 /(m/s)	水垫深度 T /m	最大时均动水压力		$\Delta P = P_{\max} - T$ /m	护坦厚度 /m
						P_{\max} $\times 9.81 \text{kPa}$	$\times 9.81 \text{kPa}$		
西达萨特	巴西	14.2	78.0	35.2	31.5	49.3	15.8	2.5	
甘班勃	巴西	17.1	84.0	36.6	21.0	70.0	49.0	3.0	
勒露	巴西	10.9	97.5	39.4	27.0	47.7	20.4	3.0	
伏格伦斯	巴西	8.4	122.0	43.9	25.0	52.6	27.6	2.5	
软古	巴西	21.5	144.7	47.8	61.2	88.2	27.0	2.5	
缘北	日本	4.6	68.1	32.9	14.0	48.0	34.0	1.5	
室牧	日本	6.3	79.0	35.4	18.0	42.8	24.8	1.5~3.5	
大仑	日本	7.3	75.6	34.6	20.0	47.0	29.0	4.0	
川奥	日本	6.5	117.0	43.1	23.0	50.0	27.0	1.0~1.5	
天濑	日本	4.0	61.5	31.5	13.0	45.5	32.5	1.0~3.0	
里·罗克斯	南非	9.0	87.5	30.9	27.5	43.5	15.5	3	
莫西罗克	美国	15.2	162.0	35.7	73.1	88.1	15.0	藏护坦	
英古里	苏联	9.6	246.5	56.0	27	44.5	17.5	4.0	
锦屏一级	中国	14.6	287.6	59.4	65.92	75.47	9.55	4.0	
小湾	中国	11.9	271.9	56.5	47.0	55.34	8.34	3.0	
白鹤滩	中国	17.83	267.83	53.8	63.45	75.75	12.3	4.0	
溪洛渡	中国	22.4	268.9	52.3	75.54	90.32	14.78	4.0	
二滩	中国	12.0	223.5	51.0	57.2	71.3	14.1	3.0	
构皮滩	中国	22.9	224.9	53.1	62.2	76.6	14.4	3.0	
隔河岩	中国	22.7	146.5	40.7	42.4	45.1	2.7	3.0~4.0	

4.4 泄洪雾化防护

4.4.1 本节为新增内容，泄洪雾化问题处理不好，可能影响工程运行安全，近年来越来越受到重视，对泄洪雾化的研究和处理措施也积累了大量的经验。

对于泄洪雾化，首先要针对工程特点研究雾雨强度及其分布范围，研究方法有数值计算和物理模型试验方法，经原型观测验证和调整，数值计算方法已较为成熟，且具有成本低，所需时间短的特点；物理模型试验受比尺效应影响，测得的雾雨强度往往比原型要小。

对于泄洪雾化问题突出的重要工程，可采用数值分析方法和模型试验方法同时开展研究；一般工程可仅采用数值分析方法进行研究；小型工程可以根据同类工程研究成果或实测数据进行类比分析。表6~表11为部分工程泄洪雾化研究成果和原型观测成果。

表6 乌东德水电站1%洪水工况泄洪雾化范围
(数值分析成果)

工况	洪水频率	雨强 (mm/h)	坝身泄洪			泄洪洞泄洪		
			纵向范围 /m	左高程 /m	右高程 /m	纵向范围 /m	左高程 /m	右高程 /m
1	P=0.02%	≥50	42~546	994	1000	37~417	958	河道内
		10~50	0~655	1082	1027	17~500	980	河道内
		0.5~10	0~740	1152	1070	0~613	1004	河道内
2	P=0.1%	≥50	53~525	989	993	46~409	958	河道内
		10~50	0~610	1058	1020	27~498	980	河道内
		0.5~10	0~705	1149	1071	0~597	1008	河道内
3	P=0.5%	≥50	59~511	982	990	54~421	954	河道内
		10~50	0~585	1000	1012	42~502	974	河道内
		0.5~10	0~660	1130	1070	0~607	994	河道内
4	P=1%	≥50	46~511	983	992	54~423	956	河道内
		10~50	28~564	992	1010	32~508	978	河道内
		0.5~10	0~648	1136	1064	4~615	993	河道内

表 7 乌东德水电站 1%洪水工况坝身泄洪雾化雨强分布 (模型试验成果) 单位: mm/h

测点	高程 /m	测量断面桩号 (垂直于泄洪中心线且过 3# 表孔墩顶的直线桩号为 0+00) /m														
		0+100	0+150	0+200	0+250	0+300	0+350	0+400	0+450	0+500	0+550	0+600	0+650	0+700		
左岸 ↑	980	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	960	17.2	18.2	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	940	361	208.2	15.9	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	920	1699	410	496	37.9	50.2	0	—	—	—	—	—	—	—	—	
	900	1849	2690	3052	293	90.2	5.8	0	—	—	—	—	—	—	—	
880	4070	4131	4752	1776	712	25.5	14.9	0	0	—	—	—	—	—		
河道 ←→																
右岸 ↓	880	3944	4204	4685	3255	1573	1266	6.5	0	0	—	—	—	—	—	
	900	3412	2125	2883	151	240	495	0	—	—	—	—	—	—	—	
	920	294	342	98.4	41.2	2.5	84.2	—	—	—	—	—	—	—	—	
	940	101	170	24.1	0	0	6.8	—	—	—	—	—	—	—	—	
	960	8.9	28.2	6.3	—	—	0	—	—	—	—	—	—	—	—	
980	0	2.9	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

表 8 白鹤滩水电站 0.1%洪水工况坝身泄洪时
各级雾化降雨最大影响区域

雨强等级	纵向范围 (起点~终点)	最大高程/m	
		左岸	右岸
V级 降雨强度 ≥ 600 mm/h	坝下~0+560.0m	710.0	710.0
IV级 降雨强度 ≥ 200 mm/h	坝下~0+750.0m	730.0	750.0
III级 降雨强度 ≥ 50 mm/h	坝下~0+900.0m	780.0	790.0
II级 降雨强度 ≥ 10 mm/h	坝下~0+1000.0m	815.0	830.0
I级 降雨强度 < 10 mm/h	坝下~0+1500.0m	870.0	960.0

表 9 白鹤滩水电站 0.1%洪水工况泄洪洞泄洪时
各级雾化降雨最大影响区域

III级		II级		I级		位置
降雨强度 ≥ 50 mm/h		降雨强度 ≥ 10 mm/h		降雨强度 < 10 mm/h		
纵向范围	最大高程	纵向范围	最大高程	纵向范围	最大高程	
桩号 m	m	桩号 m	m	桩号 m	m	
坝下 2700~	650	坝下 2500~	700	坝下 2400~	770	左岸
3400	670	3500	720	3900	780	左岸

表 10 拉西瓦水电站泄流雾化范围原型观测值与计算值对比

工况	泄量 /(m^3/s)	雨强分区 /(mm/h)	纵向范围 /m	左高程 /m	右高程 /m	
1	1073.96	50	原观值	0+320	2300	2300
			计算值	0+330	2295	2300
		5	原观值	0+400	2350	2350
			计算值	0+410	2360	2350
		0.5	原观值	0+480	2400	2405
			计算值	0+500	2410	2415
2	1102.92	50	原观值	0+370	2320	2310
			计算值	0+370	2320	2320

表 10 (续)

工况	泄量 /(m ³ /s)	雨强分区 /(mm/h)	纵向范围 /m	左高程 /m	右高程 /m	
2	1102.92	5	原观值	0+450	2360	2355
			计算值	0+440	2360	2360
		0.5	原观值	0+530	2405	2410
			计算值	0+550	2420	2420

表 11 二滩水电站泄洪雾化范围计算值与原型观测值对比表

工况	泄洪工况	泄量 /(m ³ /s)	雨强分区 /(mm/h)	纵向 /m	横向 /m	垂向/m		
						左高程	右高程	
1	7个表孔 全部泄洪	6024	10	原观值	413	400	1180	1190
				计算值	420	415	1180	1220
			0.5	原观值	760	770	1260	1280
				计算值	798	728	1200	1260
2	6个中孔 全部泄洪	6856	10	原观值	507	533	1130	1160
				计算值	555	568	1170	1200
			0.5	原观值	798	670	1220	1200
				计算值	867	683	1190	1240
3	1号、2号、 6号、7号 表孔和1号、 2号、5号、 6号中孔联合泄洪	7757	10	原观值	706	560	1200	1200
				计算值	756	526	1190	1220
			0.5	原观值	1262	797	1240	1260
				计算值	1275	820	1220	1280

4.4.2 对泄洪雾化应该根据雾雨强度分布及防护对象的特点进行分区防护。原型观测成果表明,空中水舌掺气扩散形成的雾化源不大,雾化源主要来自水舌落水附近水的反弹和喷溅。水舌入水时,与水面间形成强烈的激溅作用,激溅起来的水团或水滴可近似地看作弹性体在重力、浮力、空气阻力作用下以不同的出射角度、速度做抛射运动,这些高速溅起的水团或水滴在一定范围内产生强烈的“水舌风”或“溅水风”,水舌风又促进水团或水

滴向更远处扩散，即向下游和两岸山坡扩散。根据雾化水流各区域的形态特征和形成降雨的强弱，将泄洪雾雨大致分为三个区域：抛洒降雨区、溅水降雨区和雾流降雨区。抛洒降雨为水舌出挑时高速运动条件下部分水体失稳、破碎后形成的降雨；溅水降雨区是指水舌入水后与下游水体碰撞、激溅形成的降雨；雾流降雨区是溅水降雨区后部分水体在空中飘浮一定距离后落于地面形成的降雨。

综合考虑泄洪雾化对环境的影响、参考自然降雨强度划分和地质灾害预警的分级原则，可将泄洪雾雨分为4个等级：一级降雨雨强小于10mm/h，基本与天然降雨的大暴雨雨强下限值11.67mm/h一致，防护区可加强绿化，增加植被，并设置排水设施；二级降雨强度值10~200mm/h，该范围内需采用喷锚支护、浆砌石等护坡，重要部位采用混凝土护坡；三级降雨强度值200~600mm/h，此范围内不能布置电站厂房、开关站等建筑物和附属工作、生活设施，边坡需修筑混凝土护坡保护，并做好排水设施，泄洪期间禁止车辆通行、人员作业；四级降雨强度值 \geq 600mm/h，此范围内破坏力强，不能布置电站厂房、开关站等建筑物，需采用钢筋混凝土护坡进行保护。

4.5 其他有关水力设计

4.5.1~4.5.3 基本保留原标准4.4.1~4.4.3条的内容。各种体型的初生空化数、不平整度控制标准及掺气措施，可参照SL 253《溢洪道设计规范》执行。

4.5.4 基本保留原标准4.4.5条的内容。本条指出设计应重视泄洪振动对拱坝等主要建筑物及泄洪建筑物分部结构的不利影响。

尽管拱坝的超载能力强，抗振性能好，泄流引起的振动较弱，拱坝整体振动破坏的可能性不大，但振动会对工程运行带来许多不利影响。另外，国内外许多工程实践证明，泄水建筑物的某些分部结构，如闸墩、导墙、隔墙等，容易发生振动破坏，需

特别注意。

对二滩、构皮滩、溪洛渡、乌东德等大泄量的高拱坝水弹性模型试验结果表明，泄洪振动对拱坝影响较小，因此删除了需进行拱坝水弹性模型试验的要求，设计时可根据工程特点确定是否进行该项试验。

4.5.5 保留原标准 4.4.6 条的规定，明确边墙高度的确定方法，是以水面线计算为依据，强调考虑掺气及波动的影响。

边墙或导墙加高取值与其他标准协调一致，考虑波动及掺气后的计算水面线加高 0.5~1.5m。

底流消能在拱坝应用很少，删除原标准 4.4.7 条内容，应用时可参照其他相关标准。



<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网

5 坝体混凝土

5.1 一般规定

5.1.1 坝体混凝土力求具有高强度、中等弹性模量、低热量的特性，并应满足抗渗、抗冻、抗腐蚀等耐久性要求。坝体混凝土和水泥、骨料、掺合料、外加剂、水等原材料应符合 SL 677《水工混凝土施工规范》和 SL 654《水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范》规定的质量、合理使用年限和耐久性要求。

5.1.2 外掺粉煤灰等掺合料可大幅度减小混凝土发热量，提高混凝土性能，但会影响混凝土早期强度，可通过提高混凝土设计强度等措施解决。

在混凝土中掺入适宜的外加剂，能改善混凝土和易性、可调节凝结时间、提高强度性能和耐久性。在我国水利水电工程建设中，坝体混凝土中早已普遍掺用外加剂，没有一个坝是不掺用外加剂的。坝体混凝土的外加剂需具有如下作用和性能：

(1) 改善混凝土的施工性能。改善混凝土和易性，坍落度损失小，能提高混凝土粘聚性，减少泌水和骨料离析，保证混凝土均质性。

(2) 节约水泥，减少单位用水量，改善混凝土的热学性能，简化温控设施。

(3) 缓凝作用。大体积混凝土在夏季施工时，由于气温高，凝结快，为避免产生施工冷缝，必须采取缓凝措施，要求外加剂具有缓凝作用，并降低水化热的最高温峰和延缓峰值出现的时间。

(4) 提高混凝土的耐久性（包括抗冻、抗渗、抗冲耐磨等），增强密实性以及改变混凝土内部孔结构及孔分布。

(5) 增强抗裂性。尤其要提高混凝土早期抗裂性，改变水工混凝土拉压比，提高变形能力。

(6) 能适应掺有粉煤灰的水泥混凝土。

如掺入减水剂或高效减水剂，可以降低水泥早期水化热，削低水泥水化热峰值和延缓峰值出现的时间。同时可以降低混凝土水胶比，提高混凝土密实性、抗渗性；在混凝土中掺引气剂，有利于提高混凝土的抗冻性；混凝土中掺入纤维素纤维、聚丙烯纤维等可以提高混凝土的防渗、抗裂、抗冲耐磨性能等。

5.1.3 拱坝结构应力较重力坝高，且应力分布较均匀，混凝土各项指标中强度是主要指标，强度指标能满足时，抗渗、抗冻等指标通常也能满足，无需分区浇筑混凝土。薄拱坝混凝土通常不分区。拱坝内孔洞、泄流消能部位可局部提高其混凝土强度等级，并提出抗冲耐磨、防空蚀、抗渗等要求。此外，需复核校验各部位混凝土极限拉伸值，保证混凝土的抗裂性能。上游面需复核校验抗渗性能。寒冷地区，对上下游水位变化区及所有暴露面需复核校验抗冻性能。

如果出现相邻两个分区混凝土指标差异较大时，当条件允许时可考虑设置过渡区混凝土，以免混凝土出现分层现象。

5.2 坝体混凝土强度

5.2.1 原标准中坝体混凝土用“混凝土标号”表示，其极限抗压强度为90天龄期150mm立方体的强度，保证率为80%。根据国内近十年来混凝土拱坝工程特别是高拱坝工程实践，混凝土强度保证率亦可采用85%，设计龄期亦可采用180d或更长龄期。本次修订为了与相关标准相协调，将坝体混凝土强度用“按标准方法制作养护的边长为150mm立方体试件、在设计龄期用标准试验方法测得的具有80%保证率的抗压极限强度表示”，符号为“ $C_{\text{龄期}}$ 强度值(MPa)”。如“ $C_{90}30$ ”，表示混凝土90d龄期抗压极限强度为30MPa，保证率为80%；若根据需要，一些工程的坝体混凝土强度采用180d龄期，则坝体混凝土强度表示为 $C_{180}30$ 。

5.3 混凝土力学、热学与变形性能

5.3.1 混凝土自重因不同级配而不同，所以规定其容重按选定

的配合比确定。

5.3.2~5.3.3 强调混凝土材料试验和研究的重要性。混凝土弹性模量、极限拉伸值等受骨料品质和级配、混凝土强度和龄期、掺合料（如粉煤灰）及外加剂等影响较大，由于混凝土弹性模量对坝体应力影响很大，极限拉伸值对坝体混凝土的抗裂性能影响也很大，故规定宜通过试验确定。坝体应力也受到混凝土徐变的影响，徐变使应力有相当大的松弛，必须考虑其影响，对于晚龄期混凝土结构，可以用一个考虑徐变影响的等效弹性模量去代替弹性模量。

混凝土温度控制与混凝土力学、热学性能密切相关，混凝土变形性能对温控防裂有较大影响。国内外工程实践表明：温控防裂已经由单纯地分析温度场、温度应力和研究降温措施，转而开始注意混凝土材料变形性能的研究，如提高混凝土极限拉伸值、选择热膨胀系数低的骨料，以及利用混凝土自生体积变形补偿温度收缩等。因此，设计人员应较多地从混凝土材料方面考虑混凝土的防裂问题。

5.4 耐久性要求

5.4.2 混凝土最大水胶比的规定基本保持原标准的要求。参照 SL 677 和 DL/T 5346《混凝土拱坝设计规范》等相关标准的规定，对个别指标进行了调整。

混凝土最大水胶比对混凝土的耐久性、热学和力学特性指标影响较大，故需对混凝土最大水胶比作出规定。

5.4.3 混凝土抗冻等级是混凝土耐久性的重要指标，应按 GB/T 50662《水工建筑物抗冰冻设计规范》的要求确定坝体混凝土抗冻等级。对温和地区的高坝，为了确保坝体混凝土抗冻和耐久性要求，其抗冻等级可在 GB/T 50662 规定的基础上适当提高。

5.4.4 环境水具有氯盐腐蚀性，不选择单独采用硅酸盐或普通硅酸盐水泥作为胶凝材料配制混凝土，需掺加大掺量或较大掺量矿物掺合料；环境水具有硫酸盐化学腐蚀性，混凝土可以选用抗

硫酸盐硅酸盐水泥或高抗硫酸盐硅酸盐水泥，选用铝酸三钙（ C_3A ）含量低的水泥并适当掺加矿物掺合料。

高速水流区，特别是含泥沙水流的混凝土需掺气减蚀和采用具有抗冲、耐磨和防空蚀性能的混凝土。含沙水流对混凝土表面的磨蚀率随流速、含沙浓度及浑水密度的加大而加大，随材料强度和掺气浓度加大而减小。工程中采用的抗冲、耐磨和防空蚀混凝土通常有高强混凝土、高强硅粉混凝土、高强硅粉钢纤维混凝土、高强耐磨粉煤灰混凝土（HF 混凝土）、环氧树脂砂浆混凝土等。

5.4.5 对碱活性骨料可采用掺加掺合料、控制混凝土总碱含量等作为抑制措施。混凝土中的碱与砂、石骨料中的活性硅会发生化学反应，称为碱-硅反应。某些碳酸盐类岩石骨料也能与碱起反应，称为碱-碳酸盐反应。这些碱-骨料反应在骨料界面生成的膨胀性产物会引起混凝土开裂，在国内外都发生过此类工程损坏的事例。碱-骨料反应都是在坝体内部发生的，它是一个长期过程，其破坏作用需要若干年后才会显现，而且一旦在坝体表面出现开裂，往往已严重到无法处理的程度。

发生碱-骨料反应的充分条件是混凝土有较高的碱含量，骨料有较高的活性，还要有水的参与。对混凝土坝来说尤其需要重视。

由于碱-骨料反应破坏后果的严重性，故规定必须对碱活性骨料采用掺加掺合料作为抑制措施。未经专门论证，坝体混凝土不得使用碱活性骨料。

限制混凝土碱含量、在混凝土中加入足够掺量的粉煤灰、矿渣等掺合料，能够抑制碱-骨料反应。采用密实的低水胶比混凝土也能有效地阻止水分进入混凝土内部，有利于阻止反应的发生。

6 荷载与荷载组合

6.1 荷载

6.1.1 静水压力和温度荷载是作用在拱坝上的主要荷载，在薄拱坝中温度荷载的影响更大，其次为自重和扬压力。

拱座及坝基稳定分析时，必须计算扬压力的作用；坝体内部的扬压力，在厚拱坝中较大，薄拱坝可不考虑。

淤沙压力在少沙河流中可以不考虑。浪压力和冰压力一般所占的比重较小，冰压力只有在严寒地区才需考虑。在地震烈度 6 度以上地区应考虑地震荷载。

6.1.3 作用在拱坝上游面的静水压力，一方面根据水库功能不同，如发电为主的水库，以正常蓄水位计算；另一方面根据荷载组合不同，取用不同的计算水位，如基本组合时采用正常蓄水位或设计洪水位作为计算水位，特殊组合时采用校核洪水位作为计算水位，与地震荷载组合时采用正常蓄水位或常遇低水位的水库水位计算。

下游面的静水压力根据相应于上游水位时的不利下游水位计算。

水的容重根据水中含沙量的程度确定。

6.1.4 对原标准的 5.1.4~5.1.6 条进行了整理和归并。原标准 5.1.7 条文相关内容移至本标准 5.3.3 条文中。

封拱温度场与运行期坝体年最低温度场之差为温降，封拱温度场与运行期坝体年最高温度场之差为温升。根据坝内温度分布，可将温度分为三个部分的温度作用，这三部分温度作用，平均温度对坝体挠曲、拱的推力以及拱和悬臂梁的弯曲影响很大；等效线性温差对拱产生纯弯矩，对应力有较大影响；非线性温差变化，不产生变位，对坝体产生局部应力，往往造成坝体表面裂缝。采用拱梁分载法和线弹性有限元分析坝体应力时，仅需计及

(I)、(II) 两个部分。

6.1.6 对计算淤沙压力的泥沙淤积厚度的计算年限，在 SL 744 中作了原则规定。具体应为：

(1) 当水库冲淤相对平衡年限长于工程的合理使用年限时，计算到不少于合理使用年限。

(2) 当水库冲淤相对平衡年限短于工程的合理使用年限时，计算到不少于相对平衡年限。

6.1.7 SL 319 和 SL 253 中，对 1 级、2 级、3 级的建筑物浪压力计算的波高累积频率采用 1%。考虑到与相关标准的协调，同时浪压力在拱坝荷载组合中所占比重较小，故本标准建议浪压力计算的波高累积频率采用 1%。原标准规定波高累积频率采用 5%~10%，对 1 级、2 级、3 级大坝可能低了，故作调整。

6.1.8 静冰压力是指坝前冰层升温膨胀时作用于坝面的压力；动冰压力是指流冰运行撞击坝面、闸墩、胸墙以及其他建筑物上所产生的压力。

6.2 荷载组合

6.2.1 基本组合由基本荷载组成，特殊组合除相应的基本荷载外，还包括特殊荷载。删除原标准中对荷载组合表进行文字说明的 5.2.2 条、5.2.3 条，荷载组合直接按荷载组合表 6.2.1 的规定确定，这样应用和选项更显方便和直观。同时规定根据工程实际情况，选择控制性荷载组合进行计算。

7 拱坝应力分析

7.1 分析内容

7.1.1 基本保留原标准 6.1.1 条的规定，对部分内容作了补充和修改。对拱坝应力分析的内容作了一般的规定。

坝体特殊部位主要包括孔洞、坝内埋管、悬臂结构、孔口连接梁等部位。坝内埋管包括埋设于坝身的泄水管道、电站或灌溉引水管等。坝体特殊部位局部应力也是计算中需关注的内容。

“坝基（特别是软弱夹层、断层、岩溶洞穴等部位）内部的应力”，主要是针对坝基地质条件特别复杂，或拱座稳定分析时需要结合坝基内部的应力分布情况，并根据工程的具体条件，考虑是否需作出相应的基础处理或对基础处理方案作出选择。

“或另加其他内容”是针对一些特殊情况，如坝体与岸坡之间设有重力墩、推力墩、或其它附属建筑物，坝体设有垫座、周边缝等，除按本条规定计算坝体应力外，尚需根据具体情况考虑是否需要增加应力分析的内容。

7.1.2 是在原标准 6.1.2 条的基础上进行修编而成的，对拱坝应力分析中需要考虑的因素提出相应的要求。

“不同布置和体形对坝体应力的影响”是针对拱坝应力分析的，故相应强调的是在满足拱座稳定的情况下，在进行拱坝布置和体形设计时需同时注意其对坝体应力的影响。

基础综合变形模量对拱坝的应力影响较大。地基变形模量变化规律较为复杂，除了天然因素外，坝基开挖爆破扰动、地应力释放引起的岩体松弛、施工过程中的地基地质缺陷处理、置换、固结灌浆等诸多因素都会影响坝基综合变形模量的大小。因此坝基综合变形模量需结合试验参数和工程经验综合权衡选取。基础综合变形模量这一参数取值方法主要有现场测试、经验分析、数值分析、反演分析、相关分析等。传统方法是现场测试获得的

试验值进行算术或加权平均，再结合工程经验类比来确定。数值分析方法常用有限单元法，该方法能模拟岩体分区、软弱夹层、坝基开挖等多方面因素，按照变形等效的原则求出各层岩体的综合变形模量。反演分析方法即利用某些实参资料（如坝基开挖回弹的实测位移资料）来反演分析获得坝基的综合变形模量。相关分析法是指通过若干试验获得某一参数和变形模量之间的关系曲线，然后通过测试该参数获取综合变形模量，最常用的是利用声波测试来分析综合变形模量。在实际工程设计过程中，鉴于坝基综合变形模量选取的不确定性，往往要对坝基综合变形模量在可能的变化范围内进行敏感性分析，其目的在于分析拱坝对坝基条件可能发生变化的适应能力。

“分期施工、施工程序、分期蓄水及蓄水过程对坝体应力的影响”，相比原标准增加了蓄水过程对坝体应力的影响。在拱梁分载法计算时，一般假定坝体自重全部由梁来承担，这相当于假定坝体全部浇筑完毕后再进行横缝接缝灌浆的情况。但对于高坝，在实际施工中，往往要求坝体浇筑到某一高程后即进行横缝灌浆。对于下部已经连接成整体的那部分坝体，再承受上部坝体自重时，需考虑梁和拱的共同受力作用，按施工顺序进行自重应力的分析。如果拱坝采用分期施工或分期蓄水，坝体应力计算必须根据施工、蓄水进度的安排，划分为若干个设计阶段，按照各个阶段已经形成的拱坝体形和作用，分别计算各个阶段所产生的应力，然后进行叠加，得到坝体最终应力。

封拱温度是温度荷载计算的起点，合理选择封拱温度是拱坝设计的主要问题之一。一般来说，如坝体应力受温降控制，则封拱温度可适当降低；如坝体应力受温升控制，则封拱温度可以适当增高。国内一些工程采用超冷封拱，对减少坝体拉应力、改善稳定条件有较大作用。二滩工程封拱温度普遍超冷 $1\sim 2^{\circ}\text{C}$ 。

混凝土徐变对坝体应力的影响，要精确计算须采用有限元进行仿真计算，一般可采用适当降低混凝土弹性模量的近似方法。

7.1.3 在原标准 6.1.3 条的基础上进行了修编。原标准规定对

于坝址地质、地形条件特别不利的 1 级、2 级拱坝，除计算坝体应力外，尚需对坝基应力和位移情况作专门研究，为拱座稳定分析和基础处理方案的选择提供必要的数据库。当坝址处有明显的地质地形缺陷时，对于不属于 1 级、2 级范围的拱坝也应对其作专门研究。专门研究的内容尚应包括这些缺陷对坝体自身应力的影响。

7.2 分析方法

7.2.1 基本保留原标准 6.2.1 条的内容。拱梁分载法和有限元法是拱坝应力计算的两个基本方法。拱梁分载法由于采用了结构力学的基本假定，计算成果不免带有一定的近似性，但该方法已经过长期工程实践的考验，有一套通过实践不断修订的应力控制指标，因此，到目前为止，各国仍以拱梁分载法计算成果作为衡量拱坝强度安全的主要标准。在坝体设有大孔口、基础条件比较复杂等情况下，拱梁分载法由于受计算假定的限制，难以取得满意的成果，而有限元法可以反映各种复杂的因素，取得比较接近于实际情况的成果。随着计算机技术的发展和有限元计算软件的推广和普及，工程设计人员利用有限元进行拱坝应力分析已不存在制约性因素，采用有限元进行拱坝应力计算是拱坝设计的一个大趋势。因此，条文规定：“1 级、2 级拱坝和高拱坝或情况比较复杂的拱坝（如拱坝内设有大的孔洞、基础条件复杂等），除应用拱梁分载法计算外，还应进行线弹性有限元法分析。”

根据近年来拱坝工程设计经验，针对坝体应力的结构模型试验意义不大，一般的拱坝设计均未进行该项工作。对于高拱坝，采用弹性有限元法分析坝体应力时，计算出的高拱坝坝踵拉应力往往较大，局部的开裂和屈服往往难以避免，对于高拱坝，尤其是基础较为复杂的高拱坝，在采用拱梁分载法和弹性有限元等效应力法进行分析的基础上，要同时考虑采用非线性有限元法进行弹塑性分析。结合这两点，将原条文中“必要时，应进行结构模

型试验加以验证”修改为“对于高拱坝和情况复杂的拱坝，必要时可采用非线性有限元法进行分析”。

7.2.2 原标准 6.2.2 条分列出的 1 条。国内成熟的拱梁分载法程序较多，且均有用于实践的成功经验。用不同的程序计算同一个拱坝，计算出的主压应力相差较小，主拉应力差异较大，目前，在标准中推荐一个程序作为标准程序还不成熟。因此，为了保证计算精度和成果的可信度，本条从拱梁网格布置和变位调整向数两个方面对拱梁分载法计算提出相应的要求。在拱梁网格布置上，拱和梁的布置保持均匀，并能适应坝址地形、地质条件的变化，例如，对于 U 形河谷和梯形河谷，在河床部位需补插若干个梁，使梁的布置比较均匀。工程设计实践中，拱和梁的布置不少于 7 拱 13 梁。拱梁分载法变位调整向数对计算成果影响较大。近 20 年来所建拱坝大都是依据四向变位调整的计算结果。统一变位调整向数，计算结果才具备可比性。

7.2.3 是原标准 6.2.2 条分列出的 1 条，对有限元法计算提出相应的要求。

(1) 基础计算范围。基础计算范围的选取，对坝踵最大主拉应力、坝趾最大主压应力以及最大位移都有较大影响。分析表明，基础计算范围延伸为 1.5 倍坝高后，各种作用效应的计算成果，与基础计算范围延伸为 3 倍坝高的计算成果相比，相对误差在 5% 以内，故推荐基础计算域范围不小于 1.5 倍坝高。

(2) 单元的剖分要有足够的密度，使计算成果能满足设计精度的要求。

(3) 单元的类型需结合拱坝体形合理选用，例如，壳体单元只适用于薄拱坝，厚拱坝通常采用空间等参单元。

(4) 基础的单元必须与坝体的单元保持协调。

(5) 计算模型需接近于实际情况，计算坝体自重需考虑施工过程。例如，考虑实际施工过程、坝体温度变化过程、荷载（包括坝体自重、水压力、温度荷载等）计算采用增量法、混凝土热力学特性变化过程和边界条件的“仿真计算”；坝基作为无拉应

力的材料，用夹层单元模拟复杂地基中的软弱夹层等。此外，作用于上游库底的水压力对坝体应力的影响也不能忽视，必要时可把拱坝上、下游一定范围内的基岩也包括到计算模型中去，以反映库水压力对坝体应力的影响。

7.3 控制指标及其他规定

7.3.1 基本保留原标准 6.3.1 条的内容。拱梁分载法的应力控制标准维持原标准不变。拱坝是一种主要以压力拱形式传递荷载的复杂超静定结构，其压应力是维持系统平衡所必需的基本应力，具备较高的强度安全储备，而拉应力则是局部的且可能随着地基裂隙的开展或坝体的局部开裂而消减。局部的高拉应力仅是衡量大坝可能开裂范围大小的一种指标。对于基本荷载组合，拉应力不大于 1.2MPa，是长期以来的经验值，对保持大坝的抗裂安全是合适的。本条的规定直接关系到坝体的安全可靠，故作为强制性条文。

7.3.2 基本保留原标准 6.3.2 条的内容。坝体按弹性阶段工作时，有限元计算成果将在角缘附近引起应力集中，局部应力一般较大，这是有限元法应力控制指标难以确定的主要原因。为避免应力集中问题，原标准提出了“有限元等效应力”法。近 20 年来，特别是原标准明确提出有限元等效应力作为控制指标以来，很多工程在采用传统的拱梁分载法计算的同时，也采用“有限元等效应力”法进行分析与控制。

设拱坝的整体坐标系为 (x', y', z') ，计算坝体应力的梁拱交点的局部坐标系为 (x, y, z) ，则有限元等效应力具体计算步骤如下：

(1) 将有限元法计算的整体坐标系中的应力 $\{\sigma'\} = [\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z, \tau'_{xy}, \tau'_{yz}, \tau'_{zx}]^T$ ，经坐标变换，得到局部坐标系中的应力 $\{\sigma\} = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}]^T$ 。

(2) 沿单位高度拱的径向截面和在中心线（或坝轴线）上取单位宽度的水平梁截面，对 $\{\sigma\}$ 的有关应力分量进行积分，得

到拱圈和梁的内力（包括梁的竖向力、切向剪力、径向剪力、弯矩、扭矩和拱的轴向力、径向剪力、弯矩）。

(3) 按材料力学法计算坝体应力。

原标准修编时曾对拱梁分载法和有限元等效应力法进行了综合比较研究。表 12 为国内一些坝高 200m 以下拱坝拱梁分载法的应力分析成果，表 13 为国内一些坝高 200m 以下已建混凝土拱坝的“有限元等效应力”法分析成果。

上述成果表明，有限元等效应力法求出的最大主压应力与拱梁分载法求出的最大主压应力，应力数值大小基本持平；有限元等效应力法求出的最大主拉应力一般比拱梁分载法求出的最大主拉应力值大 25% 左右。在此基础上，原标准确定了有限元法的应力控制标准：压应力控制指标与拱梁分载法一致，拉应力不大于 1.5MPa。

对于 200m 以上的高拱坝，其容许拉应力和容许压应力也可以按本标准 7.3.1 条和 7.3.2 条规定的进行控制，同时应作专门研究。表 14 为国内已建、在建的 9 座 200m 以上特高拱坝的应力分析成果（拱梁分载法）。由表 14 可知，200m 以上特高拱坝采用拱梁分载法计算分析时，其压应力水平一般控制在 10.0MPa 以内较为适宜，相应的混凝土强度以不超过 $C_{180} 40$ 为宜。

7.3.3 对原标准 6.3.3 条的内容作了修改。原标准 6.3.3 条中“并要求在坝体自重单独作用下，合力作用点落在坝体厚度中间的 2/3 范围内”的要求不便操作，必要性不大，故取消此规定。

7.3.4 本条对原标准 6.3.4 条做了较大调整，明确了地震工况下采用拱梁分载法进行坝体应力分析时的应力控制指标。本次修编时，对地震工况下的应力控制指标以及混凝土的动态抗压极限强度、动态抗拉极限强度的计算参照 GB 51247 规定予以明确。

以坝体混凝土为 $C_{90} 25$ 的大坝为例。大坝混凝土静态抗压极限强度为 25MPa，则相应动态抗压极限强度为 30MPa，动态抗拉

表 12 国内部分坝高 200m 以下拱坝拱梁分载法应力分析成果

序号	工程名称	最大坝高 /m	基本荷载组合												特殊荷载组合			
			温降						温升						温升			
			最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa	
			上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面
1	龙羊峡	178	3.19	3.45	1.09	1.25	3.61	2.74	1.21	0.50								
2	李家峡	165	4.56	5.74	1.64	1.28	5.94	3.80	1.93	1.24								
3	东江	157	5.18	4.85	1.17	1.41	5.09	4.29	0.58	1.08								
4	杨房沟	155	4.15	5.48	0.72	0.26	3.39	5.77	0.93	0.00								
5	隔河岩	151	4.92	5.14	0.90	1.12	4.15	5.41	1.04	1.04								
6	东风	153	6.15	7.52	1.03	0.91	7.92	5.19	1.37	1.27								
7	白山	149.5	3.89	4.48	1.40	1.25	4.62	4.32	1.80	0.88								
8	江口	140	6.59	6.06	1.42	0.69	5.01	6.60	1.15	0.60								
9	瑞洋	54.5	2.12	3.65	1.80	0.82	2.50	2.30	0.00	1.18								

表 13 国内部分坝高 200m 以下拱坝有限元等效应力法应力分析成果

序号	工程名称	最大坝高 /m	基本荷载组合						特殊荷载组合							
			温降			温升			温升			温升				
			最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主压应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa		最大主拉应力 /MPa	
			上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面	上游面	下游面
1	龙羊峡	178	2.86	3.00	1.37	1.26	1.65	3.27	1.23	0.09						
2	李家峡	165	3.74	4.78	1.82	1.08	2.43	4.99	1.92	—						
3	东江	157	5.47	5.16	2.63	1.69	3.93	5.47	2.54	—						
4	杨房沟	155	4.13	0.78	5.40	0.27	3.30	5.70	0.98	0.00						
5	东风	153	4.77	5.58	1.14	0.48	4.40	6.39	1.43	0.10						
6	白山	149.5	3.87	5.11	1.49	0.86	3.96	5.55	2.13	0.17						
7	江口	140	1.27	7.60	3.46	0.84	8.07	8.34	2.97	0.18	7.91	8.01	2.76	—		
8	藤子沟	124	5.22	0.95	5.26	1.17	3.70	1.10	5.79	1.04						
9	瑞洋	54.5	2.61	3.49	2.51	1.62	2.92	2.47	0.43	0.22						

表 14 国内部分坝高 200m 以上拱坝
拱梁分载法应力分析成果

序号	工程名称	最大坝高 /m	基本组合		特殊组合 (非地震)	
			最大主压应力 /MPa	最大主拉应力 /MPa	最大主压应力 /MPa	最大主拉应力 /MPa
1	锦屏一级	305	9.64	1.19	8.74	1.25
2	小湾	294.5	9.80	1.10		
3	白鹤滩	289	8.82	1.03	9.59	1.17
4	溪洛渡	285.5	9.20	1.14	9.34	1.24
5	乌东德	270	7.22	0.99	7.38	0.90
6	拉西瓦	250	7.97	1.18	8.12	1.3
7	二滩	240	8.82	0.99		
8	构皮滩	230.5	7.00	1.00	7.45	1.18
9	大岗山	210	6.04	0.48	6.23	0.52

极限强度为 3.0MPa。当采用拱梁分载法进行坝体应力分析时：

(1) 采用拟静力法时，其抗压强度安全系数为 3.5，则控制其主压应力不大于 $30/3.5 = 8.6\text{MPa}$ 。控制其主拉应力不大于 1.5MPa。

(2) 采用动力法计算时，其抗压安全系数为 2.3，则控制其主压应力不大于 $30/2.3 = 13.0\text{MPa}$ 。动态容许拉应力的安全系数采用 1.0，则控制其主拉应力不大于 $3.0/1.0 = 3.0\text{MPa}$ 。

7.3.5 将原标准 6.3.5 条有关混凝土弹性模量及泊松比的内容放入本标准 5.3 节混凝土物理力学性能中。将原标准 6.3.4 条中关于拱坝设有重力墩的内容放入本条，要求应将重力墩和拱坝作为整体考虑，进行应力分析。

7.3.6 对原标准 6.3.6 条进行了修改，即规定坝体局部结构（包括闸墩、孔洞、悬臂结构、孔口连接梁等）的设计和计算应符合 SL 191《水工混凝土结构设计规范》的规定。

8 拱座稳定分析

8.1 一般规定

8.1.1 本条规定拱坝设计各阶段均应重视拱座稳定分析工作，基本保持原标准 7.1.1 条内容。

8.1.2 基本保留原标准 7.1.2 条内容，部分修改说明如下：

(1) 两岸岩体的工程地质和水文地质勘探资料是进行拱座稳定分析的基础，设计人员对拱座的工程地质和水文地质资料不能仅限于“了解”，而应进行“掌握”，并据此分析影响拱座稳定的边界条件及其滑动模式。

(2) 明确拱座岩体及结构面物理力学参数的选用方法，在前期设计阶段没有试验成果的条件下，可通过工程类比对上述参数进行初拟，对于通过试验取得的岩体及结构面物理力学参数，也应与同类工程进行对比，以分析其合理性。

(3) 将原条文中的“作用力”改为“荷载”，与荷载章节相对应。

(4) 在不同的设计阶段，可以根据工作深度要求，选用不同的拱座稳定分析方法。如平面稳定分析方法、三维刚体极限平衡法、三维非线性整体稳定分析方法等。

8.1.3 在研究拱座稳定时，应综合分析研究“坝的布置”，修改为枢纽建筑物布置，包括坝轴线、坝平面布置、拱端构造、体形、泄洪消能方式及两岸拱座相邻建筑物布置等。

受枢纽区地形地质条件影响，有的工程在拱座附近布置有泄洪消能建筑物、引水发电建筑物、施工辅助洞室等，均可能对拱座稳定产生不利影响，在拱座稳定分析时应进行分析和研究，其他建筑物尽量避开拱座核心受力范围，布置条件受限时，应分析其影响，必要时采取工程措施进行处理。

8.1.4 本条基本保留原标准 7.1.4 条内容，强调了拱坝稳定分

析主要荷载边界条件的重要性，对拱座岩体的地下渗流资料、软弱结构面物理力学特性、空间展布及其滑动模式应开展深入研究。

8.1.5 本条基本保留原标准 7.1.5 条内容，规定了拱座稳定分析所需岩石及结构面物理力学参数确定的方法。

8.1.6 本条基本保留原标准 7.1.6 条内容，拱座下游附近若存在较大断层、软弱带、岩溶洞穴，可能引起拱坝及坝基系统较大变形，对拱坝安全存在不利影响，应深入研究并采取必要的措施予以控制。

8.1.7 本条为新增条文，拱坝坝肩、特别是下游边坡开挖将部分挖除拱座抗力体，但是，在前期设计阶段容易忽略边坡开挖对抗力体的削弱，因此，增加本条强调在各设计阶段均需考虑此因素的影响。

8.2 抗滑稳定

8.2.1 基本保留原标准 7.2.1 条内容，强调了滑动边界空间展布及滑动模式分析在抗滑稳定分析中的重要性，滑裂面应在地质勘察工作成果的基础上研究确定。

8.2.2 本条基本保留原标准 7.2.2 条内容，规定了滑裂面抗剪强度参数的确定原则。

8.2.3 本条将原标准 7.2.3 条、7.2.4 条内容归并简化，规定了拱座抗滑稳定的方法。刚体极限平衡法目前仍是拱座的抗滑稳定分析的主要方法。对于 1 级、2 级拱坝或地质条件复杂的拱坝，还应进行坝体及坝基系统整体稳定分析，具体要求见 8.3.1 条。

8.2.4 本条基本保留原标准 7.2.5 条内容，对拱座抗滑稳定的荷载条件进行了规定。目前，拱梁分载法仍然是拱坝设计的基本方法，随着拱梁分载法计算程序日益成熟，拱梁分载计算更加快捷简便，拱座抗滑稳定时坝体作用力采用拱梁分载法成果具有丰富的工程应用经验，因此仍沿用。

8.2.5 基本保留原标准 7.2.6 条内容，抗滑稳定计算公式及相关规定保持不变。公式中岩体抗剪参数按如下方式选取：

(1) f' 和 c' 值按相应于材料的峰值强度平均值并结合现场情况和类似工程综合采用。

(2) f 按材料的不同性质分别取用相应特性值：

——对脆性破坏的材料，采用比例极限；

——对塑性或脆塑性破坏的材料，采用屈服强度；

——对已经剪切错断过的材料，采用残余强度。

8.2.6 基本保留原标准 7.2.6 条内容，非地震工况抗滑稳定安全系数的相关规定不变。本条的规定直接关系到坝体抗滑稳定的安全可靠，故作为强制性条文。

8.2.7 新增条文，参照 GB 51247 的有关要求，分别规定了地震工况下采用拟静力法和动力法计算时拱座抗滑稳定安全系数。

8.2.8 基本保留原标准 7.2.8 条内容。拱座抗滑稳定应在 8.2.1 条的基础上，根据拱座可能的滑动模式，按空间问题进行计算，在按空间问题计算的基础上，也可辅以平面计算分析评价拱座抗滑稳定性；拱座无特定滑块时可简化为平面问题进行计算。拱座平面抗滑稳定计算时，若个别计算高程平面拱圈的安全系数不满足表 8.2.6 的要求，可以考虑拱座三维效应，将上下层拱圈联合计算分析相应高程的拱座抗滑安全性。

8.3 整体稳定及其他

8.3.1 本条为新增条文，规定了对 1 级、2 级高拱坝或地质条件复杂的拱坝，应采用数值计算或地质力学模型试验综合评价拱坝整体稳定性。

8.2 节所述拱座抗滑稳定分析把拱座与坝体分开单独进行分析，但拱坝与坝基系统是一个共同受力、相互作用的整体，对其整体稳定进行分析评价十分必要，另外，对拱座内可能存在的某些岩溶洞穴、软弱层带对拱坝及拱座稳定的不利影响，采用刚体极限平衡法难以评估，而采用三维整体非线性有限元和地质力学

模型试验可以解决上述问题，还可对坝体及坝基系统的应力、变形、稳定及超载能力进行综合评价。

根据近年来对于高拱坝或地质条件复杂拱坝的设计研究成果，采用数值计算或地质力学模型试验，对拱坝与坝基在正常作用和超载、降强条件下的坝体应力、变形、开裂、屈服等破坏状态及其发展过程的研究已经积累了丰富的工程经验，为综合评价拱坝整体安全性提供了工程类比的依据。近年来，国内部分高拱坝整体三维非线性有限元应力和变形计算成果见表 15。

表 15 国内部分高拱坝三维非线性有限元应力变形计算成果

序号	工程及计算方案		坝高 /m	最大顺河向变形 /cm	最大拱端变形 /cm	最大主压应力 /MPa	最大主拉应力 /MPa
1	锦屏一级	未加固处理	305	13.43	4.34	18.61	0.4
		加固处理		9.12	2.52	15.9	0.63
		深化体形处理		8.91	2.15	15.1	0.57
2	小湾		294.5	21.8	3.56	12.7	0.46
3	白鹤滩		289	12.5	5.25	24.78	2.94
4	溪洛渡	招标方案	278	15.08	3.92	18	0.95
		技术方案	285.5	13.25	2.55	16.6	0
5	乌东德	无地质缺陷	270	3.54	1.3	12.1	0.48
		有地质缺陷面		3.55	1.30	12.1	0.5
		加固处理		3.54	1.3	12.1	0.5
6	枸皮滩	未加固处理	230.5	8.34	1.86	10.1	0.72
		加固处理		8.03	1.50	9.16	0.57
7	二滩		240	13.41	0.6	11.7	0.2
8	大岗山（未处理）		210	10.2	1.6	10.3	1.12
9	杨房沟		155	4.54	0.87	13.97	2.94

采用三维非线性有限元超载计算方法评价拱坝整体稳定安全度是拱坝设计中常用的方法，随着超载倍数的增加，拱坝及其坝

基系统变形逐渐增大，从坝踵开裂到局部屈服，再到整体变形突变失稳，一般定义 K_1 、 K_2 、 K_3 三个安全系数， K_1 为起裂安全系数，在 K_1 倍超载条件下，坝踵出现局部开裂， K_2 为非线性安全度，在 K_2 倍超载条件下，坝体部分区域出现屈服区，整个坝体进入非线性工作状态， K_3 为极限超载安全系数，在 K_3 倍超载条件下，坝体或坝基屈服区发展贯穿，坝体处于不稳定工作状态，坝体趋于失稳破坏。表 16 列出了清华大学计算的部分高拱坝整体安全超载安全系数。

地质力学模型试验也是研究拱坝整体稳定安全度的常用方法，可以采用超载法，也可以采用降强法。表 17 列出了部分拱坝地质力学模型试验成果。

表 16 国内部分高拱坝安全度表比较 (清华大学成果)

序号	工程及计算方案	坝高 /m	K_1	K_2	K_3	
1	锦屏一级	305	未加固处理	1.5~2	3~4	5
	加固处理		1.5~2	3.5~4	6~7	
	深化体形处理		1.5~2	4	7	
2	小湾	294.5	1.5	3~3.5	7	
3	白鹤滩	289	1.4~2.0	3~4	7~7.5	
4	溪洛渡	招标方案	273	1.5~2	3.5~4	7.5
		技施方案	285.5	2	4~4.5	7~8
5	乌东德	270	无地质缺陷	2~2.5	5	8.5
			有地质缺陷面	2	4.5	8
			加固处理	2~2.5	4.5~5	8
6	二滩	240	2	4~5	8~9	
7	构皮滩	230.5	未加固处理	1.5~2	4	6~7
			加固处理	2	4~4.5	8~9
8	大岗山 (未处理)	210	2	4	7~8	
9	杨房沟	155	2.7~3.0	4.2~6.0	11.0	

表 17 国内部分高拱坝地质力学模型超载安全系数表

序号	工程名称	试验单位	坝高 /m	设计荷载 最大位移 /mm	安全系数		基础 情况	试验方法
					弹性	破坏		
1	锦屏一级	清华大学	305	105.03	1.5~2	5~6	未处理	超载法
2	白鹤滩	清华大学	289	149	1.4~2.0	7~7.5	未处理	超载法
3	溪洛渡	清华大学	278	89.76	2~2.5	8~8.5	未处理	超载法
4	乌东德	长科院	270	42	3.5	9.0	未处理	三角形超载
5	二滩	清华大学	240		2.0	7.5	处理	三角形超载
6	构皮滩	长科院	230.5	62.1	2.4	8.6	处理	三角形超载
9	龙羊峡	清华大学			1.5	3.4	处理	梯形超载
		华东院	178	31	1.25	2.25	未处理	梯形超载
		河海大学			2.1	3.4	处理	三角形超载
10	东江	中南院	157	56.6	3.0	6.6	未处理	三角形超载
11	杨房沟	清华大学	155	40.55	2.5~3.0	11	未处理	超载法
12	东风	清华大学		25.4	3.0	9.5	未处理	三角形超载
		贵阳院	153	23.9	2.0	6.0	未处理	—
13	隔河岩	长科院	151	43.2	5.5	10	处理	三角形超载
14	江口	长科院	140	34.45	4.0	6.5	处理	三角形超载

8.3.2 本条基本保留原标准 7.3.1 条内容。拱座附近存在可能引起较大变形的断层或软弱带时，应采用有限元法或模型试验进行变形稳定研究，必要时应采取加固措施控制变形量。加固的必要性和加固方案可通过平面或空间有限元分析或模型试验进行比较论证后确定。

8.3.3 对拱坝沿建基面滑动“上抬失稳”是否需要作为控制条件进行计算，在历次标准编制过程中，都存在着不同意见。有些专家认为，沿建基面失稳不符合实际，坚决要求取消该条规定；有些专家根据对法国马尔帕塞等拱坝失事原因的分析，认为在某些特定条件下，不应排除拱坝沿坝基面滑动的可能性。在 2001

年9月本标准2003版修订的送审稿审查会上，专家们对不应以沿建基面滑动作为控制条件达成了共识，其依据是当时已完成的科技攻关成果。

为了揭示拱坝沿建基面滑动机制，正确评价拱坝沿建基面的稳定安全性，国家电力公司委托中国水电顾问有限公司（水电水利规划设计总院），组织国内专家学者对其进行了专题研究（详见《拱坝沿拱座基面滑动机制及控制标准研究》，中国水电顾问有限公司，2001年10月）。依据当时已完成的研究成果及历次专家审查意见，本标准2003版对拱坝沿建基面滑动问题进行了淡化处理，不强调校核沿建基面的滑动作为控制条件，只提出宜研究坝基浅层抗滑稳定问题，降低了对这一问题的重视程度；指出了可能存在这一问题的特定条件，且不提控制标准。在特定情况下，如果存在沿建基面滑动失稳的可能性，可开展专题研究。

本次修编对拱坝沿建基面滑动问题仍采用上一版处理原则，但在条文说明中仍保留上版有关研究成果的简述，具体如下：

(1) 关于拱坝沿建基面滑动的安全性。

二滩、小湾、李家峡、白山、紧水滩等拱坝的计算分析以及二滩、李家峡、小湾拱坝的地质力学模型试验，其结果表明，拱坝在各种荷载作用下的位移及应力状态都具有下列共同规律。

a. 在正常蓄水位、自重及温降荷载作用下，坝体的水平位移都是指向上游，坝肩的铅直位移向下。建基面上的法向位移中，除了上游坝踵的边界部位指向坝体外，其余部位都是指向岩体内部，法向位移指向岩体内部的面积占建基面面积的95%以上，顺坡向位移都是指向下方。建基面的应力状态中，有90%以上的面积是压应力，有拉应力的面积只占建基面面积5%左右，这表明建基面总体是处于受压状态。建基面上剪应力方向都是指向上游偏向河床。这表明这些拱坝在正常蓄水位、自重及温降荷载作用下，处于正常工作状态，不存在沿建基面滑动的现象。

上述结果表明，拱坝的体形设计，不应以沿建基面滑动作为

一个控制条件，但必须指出，只有在超载作用时，并在特殊地形地质条件下，有局部发生沿建基面滑动的可能，故沿建基面滑动的问题在理论上是有可能存在的。因此，对于一些体形比较扁平的拱坝或设有边缘缝或有顺坡节理或有软弱面等复杂地质条件时，需重视沿建基面滑动稳定问题。

b. 在超载条件下，坝体的位移量、建基面上的压应力、剪应力、法向位移及顺坡向位移都随着荷载的增加而增加，其中建基面上的切向位移及剪力不仅仅随着荷载的增加而增加，而且，坝体上部建基面上剪力方向由原来的指向下游偏向河床的方向逐步变为指向下游偏向两岸。这表明，在这种状态下建基面上存在沿建基面向上的顺坡向剪力分量及向上的顺坡向位移。

超载条件下坝体的破坏形式是首先在上游面的河床坝踵部位开裂及下游坝趾有塑性屈服区，大坝以坍塌的形式破坏，超载系数一般都大于 4.0。在这一过程中，坝体在建基面上局部产生向上的顺坡向剪力及向上的顺坡向位移，如果这时的剪应力超过剪切强度，则有可能沿建基面产生局部滑移，但由于拱坝坝体的超静定作用，其内部应力与位移具有传递作用，经过调整后，有可能在一组新的内力与位移状态下达到新的平衡。若在新的内力与位移状态下达不到平衡，坝体与建基面的内力与位移将再作调整，如果这种调整后还是不能平衡，那么调整将继续下去，则最后导致大坝开裂、丧失稳定性以及沿建基面剪切破坏的滑移和下游塑性区扩展的破坏同时发生。

因此，拱坝在建基面上如果发生剪切滑动的失稳，也不仅仅是这单一的破坏形式发生，必然伴随有坝体的开裂破坏、下游建基面或岩体内大面积的压剪进入塑性状态同时发生。

(2) 关于拱坝沿建基面滑动机制。

计算分析、模型试验及实测资料的综合分析结果表明，拱坝沿建基面滑动的实质是剪切强度破坏，同时在坝体内有开裂与裂缝发展破坏，建基面上还伴随着大面积的拉应力区，导致上游拉裂，下游有大面积的塑性屈服及塑性变形缝。因此，坝体产生沿

建基面滑动机制，可概括为下列 4 个阶段。

第 1 阶段：大坝建基面及基础岩体处于弹性工作状态，其内部的应力变形均处于弹性范围，这一阶段的应力、变形与弹性计算成果大体上一致。

第 2 阶段：坝体局部进入非线性状态，应力、变形发生改变，上游坝踵部位裂缝向两岸扩展同时向深度方向延伸，而且下游建基面上的塑性区扩展，坝体的整体性有一定的降低，应力与变形发生了重新分布，与弹性状态下的应力、变形有较大差别，这一阶段属于滑动的起始阶段。

第 3 阶段：坝体开裂后，裂缝继续扩大，而且有上、下游方向贯通的裂缝。下游的塑性屈服范围增加并出现塑性变形缝，坝体的整体性更进一步降低，甚至已经基本丧失了整体性，这一阶段属于滑动的发展阶段。

第 4 阶段：开裂与剪切破坏的滑移量很快增加，同时伴随着坝体溃决。

(3) 关于沿建基面滑动稳定的控制标准。

就所计算的二滩、李家峡、小湾等 13 座拱坝拱梁分载法的点安全度及小湾、二滩、李家峡拱坝的模型试验成果可以看出，这些拱坝的最小点安全度一般都小于目前拱坝设计规范中沿用坝肩深层抗滑稳定安全度的要求，有的相差还比较大，但从已建的拱坝多年的运行状况看，都没有发现与建基面滑动有关的异常现象。这表明大坝处于正常运行状态，或者说，个别高程的点滑动安全度较小时，其内部应力的整体水平使坝体仍处于正常运行状态。

因此，拱坝沿建基面滑动的控制标准，在技术上是一个十分复杂的问题，又是一个关系到拱坝建设既安全可靠又经济合理的重大问题。鉴于上述原因，我们认为对于这一问题必须随着研究的不断深化，以及在总结大量工程实践经验的基础上，逐步加以解决。建议对有关拱坝沿建基面滑动的安全度控制标准，在现行标准中规定所沿用坝肩深层抗滑稳定安全度的控制标准基础上，

可适当降低。

原标准 7.3.3 条主要规定了降低拱座岩体渗压措施及岩体监测的内容，相应内容归入第 9 章及第 12 章。



9 坝基处理

9.1 一般规定

9.1.1 拱坝坝基定义为：与拱坝相互作用的地质区域，包括坝基岩体、拱坝建基面上下游边坡等。由于基础条件复杂多变，坝基处理需要因地制宜，故本条提出坝基处理的基本要求。

根据国内外岩基上混凝土拱坝坝基处理经验，着重提出坝基处理的原则规定，应符合稳定性、强度、抗渗性和耐久性等要求。

9.1.2 基础处理设计首先应针对基岩地质条件和物理力学性质中自身的弱点，同时结合研究拱坝在运行过程中传给地基的荷载特点，综合考虑坝体与地基之间的相互影响，研究处理方案。

9.1.3 本条强调岩溶地区需要更加重视基础处理，需通过有效的手段查明岩溶发育规律及规模，评估其对工程的影响，对岩溶地区可能出现的地质问题需要专门设计。

9.1.4 本条为新增条文。阐明基础与其上部结构之间的相互关系，不能单从基础处理方面来满足上部结构要求，应通过研究论证，采取措施使上部结构与基础相互协调和适应。

9.1.5 基本保留原标准 8.1.3 条的内容。随着拱坝筑坝技术的发展，建基面的选择已不单纯根据岩石风化程度确定，更多是确定可利用岩体界线，对不可利用的岩体可以进行挖除。

9.1.6 本条为新增条文，当坝基所处环境对坝基处理材料具有腐蚀作用时，所选材料应具备相应的抗腐蚀性能。不同环境条件下引起腐蚀的原因不尽相同，而且影响因素复杂，必要时可通过试验确定抗腐蚀材料的选用。

9.2 坝基开挖

9.2.1 近年来，拱坝建基面的选择已不再受岩石风化条件的限

制，已逐渐转变为按建基岩体质量来确定。受地质条件限制，国内不少特高拱坝都以 A_{III1} 类岩体为主要建基岩体，局部利用 A_{III2} 类岩体，如雅砻江锦屏拱坝、金沙江溪洛渡拱坝等。

9.2.2 拱座利用岩面形状详见图 1。

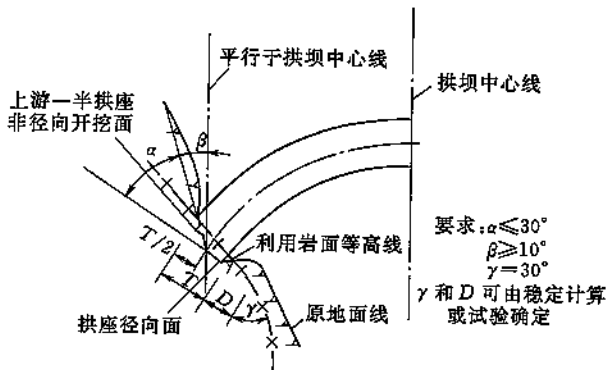


图 1 拱座利用岩面形状示意图

9.2.3 强调坝基开挖时要通过试验提出合适的爆破参数，以减少开挖对坝基岩体的损伤。

9.2.4 新增条文，考虑到前期勘探工作的局限性，强调坝基开挖后需对地质条件进行复核与评价，并动态调整基础处理方案。

9.3 坝基固结灌浆与接触灌浆

9.3.1 拱坝坝基固结灌浆的主要目的是处理坝基的原生裂隙、爆破松弛裂隙，并提高建基岩体的均一性。本条对坝基固结灌浆设计的依据和灌浆范围做了具体要求。对比较完整坚硬的基岩，可在坝基上下游区设置一至数排固结灌浆孔；对节理裂隙发育的基岩，需向坝基上下游方向扩大固结灌浆孔范围。

9.3.2 固结灌浆的最终孔排距及孔深，需根据地质条件、岩石破碎程度、裂隙产状、夹泥性质等因素，参照灌浆试验成果确定。固结灌浆从第一序孔较大孔距开始，逐渐加密至最终孔距，局部基岩破碎地区，孔排距可以加密。根据工程经验，坝基固结

灌浆的孔排距一般为 2~4m，孔距和排距可采用相同数值。

9.3.3 固结灌浆布孔及孔向的原则规定。固结灌浆孔的布置通常采用梅花形或方格形，较多采用梅花形。钻孔方向根据裂隙产状与其正交，并穿过较多节理裂隙为好，如果存在河床坝段的陡倾裂隙或岸坡坝段的缓倾裂隙，钻孔方向需结合施工条件综合确定。

如果温控要求需在坝体强约束区布设冷却水管，固结灌浆孔孔位需注意避开冷却水管布设，预留灌浆孔。

9.3.4 对原标准 8.3.4 条进行了修订。一般情况下，推荐采用有混凝土盖重灌浆，特别强调帷幕附近及地质缺陷部位的固结灌浆在有盖重条件下施灌。同时，丰富补充了其他无盖重灌浆型式。

通常坝基固结灌浆施工与混凝土浇筑都存在干扰，为了解决这个问题，许多工程都进行了有益探索与实践，提出了适合各个工程的固结灌浆方式，如有混凝土盖重灌浆、无混凝土盖重灌浆、找平混凝土封闭灌浆、引管有盖重灌浆、利用岩体盖重灌浆等。无论采用哪种非混凝土盖重固结灌浆方式，均需经过现场灌浆试验论证，效果良好方可大规模采用。三峡工程在坝基固结灌浆与混凝土浇筑矛盾较突出的部位采用了找平混凝土封闭方式进行固结灌浆。构皮滩拱坝对建基岩体为Ⅰ、Ⅱ类岩体的坝基，采用了无盖重固结灌浆或利用岩体盖重进行深部固结灌浆，但灌浆前均需采取有效措施对裂隙进行封闭。溪洛渡拱坝采用了岩体盖重灌浆。条件具备时，也可以采用引管有盖重固结灌浆，以避免混凝土浇筑与坝基固结灌浆的干扰。对于有接触灌浆需要的陡坡坝段，浅层坝基固结灌浆也可部分结合接触灌浆一并进行。

固结灌浆压力与工程地质条件、浆液浓度、混凝土盖重情况密切相关，在同样的地质条件下，浆液愈浓、混凝土盖重越大，采用的灌浆压力可以愈高，但应以不掀动岩石、防止破坏岩石结构为原则。帷幕上游区的固结灌浆，要求需有混凝土盖重。无盖重固结灌浆的灌浆压力应有区别，应符合 SL 62 的规定。

9.3.5 根据近年来工程经验，为加强固结灌浆充填效果及提高结石强度，灌浆材料方面，可采用掺加分散剂的低水胶比（水胶比 0.5、0.6）浆材；分序灌浆的后序孔，可采用超细水泥浆材或掺有硅粉的水泥浆材等。灌浆工艺方面，浓浆高速搅拌制浆技术，有助于提高流动性分散性；低水灰比快速变浆工艺，有助于提高灌入性。灌浆压力的控制，可采用由进浆量及灌浆段深度两因素确定灌浆压力的“双限压力控制法”。如基础裂隙有侵蚀性情况，需选择可抗侵蚀性的灌浆材料。

9.3.6 由于混凝土凝结收缩，混凝土与坝基接触面易产生渗漏通道，本条规定一定范围内的接触面需要接触灌浆，防治渗漏。补充了接触灌浆实施的部位要求及实施时机要求。

9.4 防渗帷幕

9.4.1 对原标准 8.4.1 条进行修订，进一步说明了防渗帷幕的作用及实施要求，强调水库蓄水前需完成防渗帷幕的施工。如分期蓄水，需完成相应蓄水时段最高库水位以下防渗帷幕的施工。

9.4.2 防渗帷幕的灌浆仍以水泥灌浆为主、化学灌浆为辅的原则。目前国内外大坝基础防渗帷幕都采用水泥灌浆，其胶结性能好，结石强度高，比较经济，便于施工，得到广泛应用。如基础裂隙有侵蚀性情况，需选择可抗侵蚀性的灌浆材料。

9.4.3 为防止坝基拉应力拉断防渗帷幕，防渗帷幕布置在坝基面压应力区，尽量靠近上游面。考虑到帷幕经库水（暂时硬度较低）的不断侵蚀破坏，或其他意外原因，基础渗漏量会逐渐增加，扬压力会逐年加大，因此，要考虑为将来补强灌浆创造条件，推荐在基础廊道内进行。

拱坝两岸拱座部位帷幕灌浆需特别重视，其帷幕线伸入岸坡内的长度和方向，应详细研究，按下列原则考虑：

(1) 帷幕两侧端点需接到未受构造断裂破坏的相对隔水层上。

(2) 无相对隔水层时，帷幕需延伸至水库蓄水后岸坡地下水

回水消失点。

(3) 岸坡地下水回水消失点延长很远时，或延伸至水库正常蓄水位与两岸相对隔水层线的相交处，或延伸至水库正常蓄水位与水库蓄水前两岸地下水位线相交处。

(4) 缺少上述资料或帷幕线延伸很远时，在不影响拱座岩体稳定的前提下，暂定延伸长度，待蓄水后根据渗漏情况决定是否再延伸。

(5) 两岸坝肩部位帷幕需与河床部位帷幕保持连续性和整体性。注意两岸山坡防渗帷幕的水平渗径长度，不得小于铅直渗径长度，以防库水沿水平方向的绕坝渗漏。

对于重要工程，一般还需进行二维、三维渗流场分析，作为确定帷幕在两岸延伸的范围的参考，作为确定帷幕在两岸延伸长度的参考，特别是对于两岸山体隔水层分布很远或地下水位低平的工程，可以通过渗流计算，研究论证两岸帷幕延伸的长度。

9.4.4 对原标准 8.4.4 条进行了修订，结合乌江渡、东风、隔河岩、构皮滩等岩溶地区修建拱坝的经验，帷幕轴线尽量避开岩溶发育部位，无法避开时，帷幕轴线尽量与岩溶发育主通道垂直，以减少施工难度及处理工程量。在查明坝基范围岩溶发育规律、分布范围、岩溶规模、充填物性质等的基础上，选择经济、合理处理措施。如清江隔河岩拱坝，其主要处理手段是利用勘探平洞、灌浆平洞、施工支洞等地下洞室，对帷幕线上下游 15~20m 范围内的岩溶进行追挖、清理、回填混凝土，实现“变岩溶岩体为裂隙性岩体”后再进行帷幕灌浆处理，取得了很好的效果。

乌江构皮滩工程岩溶数量多、规模大、特征各异，实施过程中结合溶洞特点、地质条件及工程要求进行动态设计，采用了高压灌浆、防渗墙、高压旋喷、混凝土换填封堵、地下水引排和避让等多种岩溶处理技术，以阻截防渗帷幕线上的岩溶通道，取得了良好效果。

(1) 灌浆技术。包括高压水泥灌浆、磨细水泥灌浆、化学灌

浆、膏状浆液灌浆等。对于有条件部位的溶洞充填物尽量采取先冲洗置换后灌浆的方法。如右岸高程 465.00m 灌浆平洞中发育的 K_{678} 溶洞充填细砂夹泥，垂直灌浆平洞侧墙水平发育，宽度 0.5~4.0m，处理方案为：先对岩溶充填物用高压风水冲洗后实施高压水泥灌浆。

(2) 防渗墙技术。对不具备清挖条件的砂卵石充填溶洞，采用防渗墙处理。如左岸高程 640m 灌浆平洞 K_{256} 溶洞主要充填粉细砂，可能通过裂隙通道与库水发生水力联系。该溶洞距离左坝肩较近，施工初期曾采用高压旋喷墙处理，但取芯显示高压旋喷墙体连续性不理想。最终在高压旋喷墙下游重新设置一道厚度 1m 的塑性混凝土防渗墙。

(3) 高压旋喷技术。对于充填砂、卵石、砾石或黏土的溶洞，除了采用防渗墙外，还可利用高压旋喷使水、气、浆液扰动地层，使水泥浆和充填物充分融合形成具有抗压、抗渗能力的复合体。构皮滩大坝 23 号、24 号坝段坝基在高程 530~535m 之间存在充砂管道，从上部大坝基础廊道对帷幕线附近范围的充砂管道采用“单管高压旋喷+化学灌浆”方案进行处理，喷射压力 25~40MPa，化学灌浆压力 4~5MPa。

9.4.5 基本保留原标准 8.4.5 条。根据近年来工程经验，帷幕底线一般深入隔水层岩体内不少于 5m。

9.4.6 基本保留原标准第 8.4.6 条的规定，将坝高 50m 以下的规定不作为强制条文。根据理论研究和国内许多工程实测坝基扬压力和渗漏量的观测资料，并参考国外同类坝帷幕防渗标准，2003 版原标准规定的帷幕标准比 1985 版适当降低，本次修订维持原标准的指标。对于复杂坝基，宜通过渗流计算辅助选择合适的防渗标准。

丰满、青铜峡坝基帷幕灌浆岩体内透水率 q 分别在 2~3Lu，帷幕下游排水孔处实测扬压力分别为 0.2H、0.15H 和 0，均小于设计值，渗漏量也不大。统计的其他十多座混凝土坝，如新安江、丹江口、刘家峡、黄龙滩、龚嘴、高坝洲、隔河岩等坝基排

水孔处大部分实测扬压力远小于设计值，渗漏量远小于河流多年平均流量的 0.1%~1%。美国、苏联、澳大利亚等国家混凝土坝帷幕标准均在 3~7Lu。苏联规定坝高大于 100m 采用 1Lu。

从理论上讲，设置防渗帷幕主要目的是确保坝基渗透稳定和减少坝基渗漏量，防渗标准与坝高并不一定成正相关关系，还与工程规模、工程耐久性要求、地质条件、防渗工程量有关。因此，对坝高小于 50m 的坝，其防渗标准不一定比大于 50m 高的坝低。故本次修订将第 3 款不作为强制性条款，以便设计者根据工程实际情况选用。

对于水资源短缺水库，坝基防渗帷幕标准和相对隔水层的透水率 q 值控制标准，宜取小值。

9.4.7 帷幕孔、排距 主要根据灌浆试验确定，规定值作为参考。基础帷幕灌浆国内外通常采用单排，对可能产生管涌或裂隙特别发育的岩石，则可采用两排。若考虑帷幕前固结灌浆对基础浅层所起的阻渗作用，仍可采用一排。帷幕两排时，其中一排主帷幕孔灌浆至设计深度，另一排孔深减半，主要因渗流水向深度渗透时水头损失大，坡降降低之故。

9.4.8 帷幕灌浆趋向采用较高压力，故规定在浇筑一定厚度混凝土后才施工，为了防止灌浆抬动基岩，需进行灌浆试验确定灌浆压力，本条规定的灌浆压力可作为参考。

9.4.9 新增条文。明确了两岸山体灌浆洞的设计高差及断面要求等。根据近十年来的国内外工程实践经验、施工工艺水平，特别钻孔孔斜控制水平的进步，单层帷幕灌浆施工的深度在 70m 以上已经比较常规，极个别工程甚至达到 100m 左右，因此，灌浆平洞间的高差规定为一般 30~70m；同时要求与坝内廊道高程相适应。对于灌浆隧洞高差超过 70m 的，布置 2 排以上的帷幕孔，以确保成幕。关于灌浆平洞的断面，原标准未作明确规定，但在工程实践当中，采用净断面 2.5m×3m、3.0m×3.5m 的较多。随着我国经济实力的提升，为便于机械化施工加快施工进度，改善灌浆施工环境条件，部分工程也采用过 4.0m×4.5m

的断面。一般地，双排孔及以上区域的灌浆平洞断面比单排区大些。

分层设置灌浆隧洞的高差及层数需考虑的因素有地形地质条件、岩溶分布高程、分期蓄水高程、钻孔灌浆技术水平、施工支洞、洞口边坡安全及与坝体的连接要求、施工通风和排水等。

9.5 坝基排水

9.5.1 排水孔需在固结灌浆、帷幕灌浆、接触灌浆等完成后钻孔，防止在灌浆过程中，水泥浆串入排水孔内堵塞排水通道。

9.5.4 基本保留原标准 8.5.4 条。坝基深部有裂隙承压水层、较大透水区，但不影响拱座抗滑稳定的，采取避让原则，尽量减少扰动。江垭、小浪底、向家坝等工程均发生排水孔打穿深层承压水而带来的一系列工程问题，处理难度及代价较大，故本次修订对排水孔深入深部承压水层的条件进行了限制，即是否影响拱座抗滑稳定。

9.6 断层破碎带和软弱层带处理

9.6.1 本条作为坝基和拱座范围常遇的断层破碎带或软弱夹层等软弱结构面，指出应掌握的相关资料和研究对象，才能作出专门处理。每个具体工程，影响因素不同，处理方法各有不同，在此仅作原则性规定。

9.6.3 回填混凝土（即置换法）包括混凝土塞、防渗井、防渗墙、传力洞（桩）、抗剪洞（桩）、置换墙等，置换混凝土必要时可配筋，体积较大的混凝土结构须布设冷却系统，混凝土周围要进行必要的固结灌浆和接触灌浆处理。

9.6.4 对于缓倾角的断层破碎带或软弱夹层，通常组成不稳定岩体的主要滑动面，影响坝体安全，需把基岩的补强加固，与防渗、排水、降压等措施结合起来处理。具体处理方法类同本标准 9.6.3 条，故表述予以简化。

9.6.6 拱座岩体承受拱圈传递荷载，如内存在软弱结构面，影

响拱座稳定安全时，必须对拱座基岩进行加固处理。对高拱坝或1级、2级拱坝工程的处理方案，明确需通过有限元或模型试验确定。主要处理方法有抗滑键、传力洞、传力墙、预应力锚固、高压固结灌浆等。

9.6.7 坝址近坝库岸和下游两岸岩体，存在顺坡向断层破碎带或软弱夹层影响大坝安全时，必须进行防护加固处理，主要处理方法有混凝土防护墙、预应力或非预应力锚固、抗滑键、混凝土护坡、上部减载及排水等措施。

10 拱坝构造

10.1 坝顶布置

10.1.1 将原标准波高计算的累积频率 5%~10% 修改为 1%，与 SL 319、DL/T 5346 等相关标准一致。说明了坝顶高程应高于水库最高静水位的要求，防浪墙顶高程应在水库相应计算水位上加必要的超高，超高由波浪中心线至计算水位的高差、波高和安全加高组成。坝顶高程的确定直接关系到坝的防洪要求、蓄水要求、坝体安全和坝体结构尺寸等，故本条作为强制性条文。

10.1.2 由于拱坝枢纽多处深山峡谷，风光宜人。而拱坝本身又是一种曲线流畅、造型优美的建筑物，建成后和周围环境一起景观性较好，故指出坝顶布置应结合工程建筑的总体规划，需与周围环境相协调一致。

10.1.3 本标准的适用范围为 1 级、2 级、3 级拱坝，水库波浪和漂浮物的作用还是较大，要求防浪墙身应有足够的强度，采用与坝体连成整体的钢筋混凝土结构，对于 3 级以下的拱坝防浪墙身结构材料可酌情确定，不作具体规定。防浪墙兼有安全防护的作用，其高度与下游侧设置的栏杆要求一样，不低于 1.2m。

10.1.4 目前我国已建拱坝的坝顶宽多数均大于 3.0m，因此提出坝顶宽度不小于 3m，必要时可加大坝顶宽度，亦可向两侧悬伸加宽。

10.1.5 将原标准 9.1.4 条、9.1.5 条内容合并。溢流坝段坝顶工作桥和交通桥宽度，需根据具体情况满足实用要求而定。无特殊要求时，应与非溢流段坝顶同宽。

考虑装配式钢筋混凝土结构便于施工、缩短工期的特点，坝顶桥梁仍可以采用装配式，说明了在非强震区坝顶桥梁可采用装配式钢筋混凝土结构，也可采用现浇结构。增加了“强震区溢流坝段的坝顶工作桥、交通桥等宜采用整体式钢筋混凝土结构”的

要求。对于强震区的拱坝需加强中上部坝体的整体性和刚度，如意大利埃姆比斯拱坝、日本的黑部第四拱坝、哥斯达黎加的卡捷拱坝等，为了满足抗震要求，在设计中加强了顶部拱圈的整体性和刚度。在强震区不宜采用装配式结构，解决此问题的办法是适当降低堰顶高程，形成有压或无压的孔流，孔口上方的坝体仍然相连，以保证坝顶一定高程范围内拱圈的完整性。我国小湾拱坝、龙羊峡拱坝做了这样的布置。云南海棠拱坝位于 8 度强震区，也是如此，在坝顶以下 1/4 坝高内，坝身混凝土还提高了一级标号。

10.1.6 根据近年来国内高拱坝建设的情况，坝顶多设有人行道，所以增加了对人行道高程的要求。

10.1.7 在拱坝细部设计中，有不重视电缆沟或其他管沟设置的工程教训，有的工程电缆布置零乱，且不便保护，坝顶亦不美观；沟盖板需承受过车荷载时，不注意结构强度的破坏情况也有。因此，作专门规定。

10.2 横缝和纵缝

10.2.1 基本保留原标准 9.2.1 条、9.2.2 条的内容。横、纵缝为防止坝体混凝土产生裂缝而设的临时性收缩缝，并非指预留的宽缝。横缝间距需根据混凝土浇筑温度、质量、温度控制及基础要求等因素确定。对于已建常态混凝土拱坝工程未对横缝间距有较大的突破，故仍维持原标准的规定。

10.2.2 基本保留原标准中有关横缝布置和形状的内容。有关横缝的形状描述为梯形、圆弧形和球冠形。二滩拱坝采用的键槽其形状为具有空间特点的“球冠形”。因为球冠形键槽在接缝灌浆后，能使拱向形成整体，其传力工作条件较好，还能增加浇筑块之间的抗剪力，灌浆性能也好，而且模板用钢板在工厂压制成型，现场安装施工方便，还可以重复利用。二滩拱坝采用球冠形键槽取得了良好的效果。

横缝是为适应拱圈切向收缩防止径向裂缝而设。横缝面与坝

轴线垂直或接近垂直，条文中横缝面可为铅直面的规定，是考虑横缝面为铅直面方便立模施工，也有利于接缝灌浆。

图 2~图 4 分别为梯形槽、二滩球冠形槽和东风拱坝的圆弧形槽的形状和尺寸示意图，供设计参考。

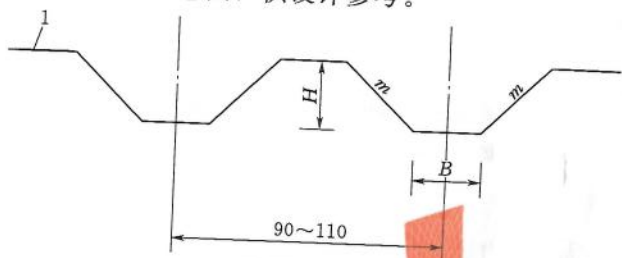


图 2 横缝梯形键槽示意图 (单位: cm)

1—横缝缝面; H —键槽深度, 宜为 15~20cm; B —键槽底宽, 宜为 15~30cm; m —键槽坡度, 宜为 1:1.5~1:2.0

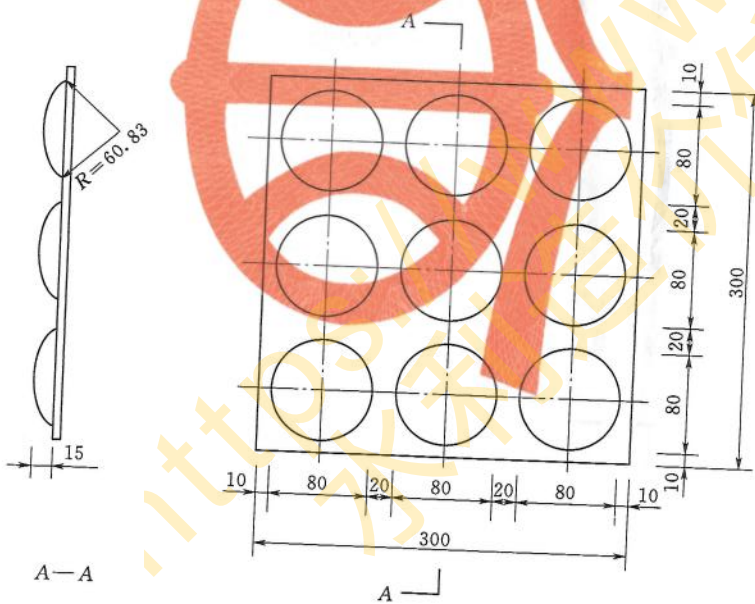


图 3 二滩拱坝横缝球冠形键槽示意图 (单位: cm)

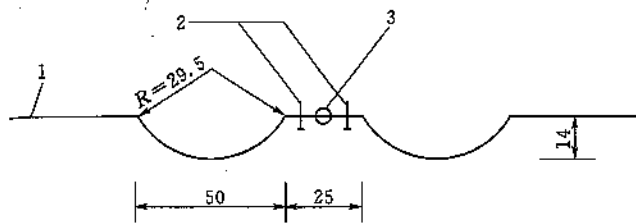


图4 东风拱坝横缝圆弧形键槽示意图 (单位: cm)

1—横缝缝面; 2—预埋 5cm 铁钉, 间距 60cm;

3— $\phi 30$ cm 升浆管, 由塑料管拔出而成

10.2.3 纵缝是为适应高的厚拱坝径向收缩, 防止沿坝轴线方向的裂缝而设。薄拱坝一般不设纵缝, 在浇筑能力和温控措施有保证的条件下, 较厚的拱坝也尽量争取不设纵缝, 这既保证坝体结构稳定性, 方便立模施工, 也有利于温控和缩短工期。当厚度大于 40m 的拱坝, 仍“可考虑设置纵缝”, 但对温控措施适当和施工条件较好的拱坝, 可不受 40m 的限制。

确定纵缝间距时应考虑的因素原则上与横缝相同, 近年来趋向于通过加强温度控制来减少纵缝的设置。只要坝体材料选择和温度控制恰当, 设置纵缝的条件可以放宽, 如我国二滩 (最大拱端厚度 58.5m)、构皮滩 (最大拱端厚度 58.4m)、拉西瓦 (最大拱端厚度 54.7m)、溪洛渡 (最大拱端厚度 64.0m)、锦屏一级 (最大拱端厚度 66.0m) 以及美国的新布拉湾坝 (底宽 59.3m) 均未设置纵缝。国内外部分拱坝纵缝设置情况见表 18。

表 18 国内外部分拱坝纵缝设置情况

序号	坝名	国家	坝型	最大坝高 /m	坝底厚度 /m	横缝间距 /m	河床坝段纵缝数	最大分块长度 /m
1	隔河岩	中国	重力拱坝	151.0	75.5	18.0~24.0	2	37.0
2	龙羊峡	中国	重力拱坝	178.0	80.0	22.0~24.0	3	22.0
3	乌江渡	中国	拱形重力坝	165.0	119.5	14.0~24.0	4	28.5

表 18 (续)

序号	坝名	国家	坝型	最大坝高 /m	坝底厚度 /m	横缝间距 /m	河床坝段纵缝数	最大分块长度 /m
4	白山	中国	重力拱坝	149.5	62.8	16.0~24.0	1	32.6
5	响洪甸	中国	重力拱坝	87.5	39.0	14.0	1	21.5 (仅一个坝段设置纵缝)
6	陈村	中国	重力拱坝	76.3	53.3	11.0~27.0	1	33.0 (采用斜向纵缝)
7	英古里	苏联	双曲拱坝	221.5	50.0	16.0	1	25.0
8	格兰峡	美国	重力拱坝	216.0	91.5	12.2~21.3	1	37.3

纵缝方向与坝轴线近乎平行，设置纵缝的注意点以及纵缝内键槽形状仍保留原标准 9.2.4 条的内容。“宜采用铅直纵缝”，这是考虑施工方便，但这种铅直纵缝在下游坝面附近需转与坝面成正交的方向，避免浇筑块出现尖角。也有作成与下游坝面平行的斜式纵缝，斜式纵缝的键槽形状与横缝相似。斜式纵缝与主应力方向接近，经论证也可不设键槽。纵缝键槽示意图见图 5。

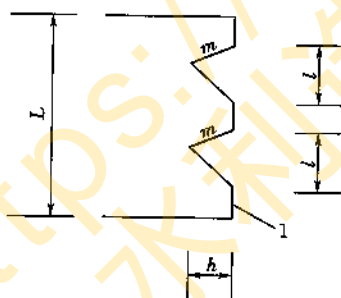


图 5 纵缝键槽示意图

1—纵缝缝面； L —浇筑分层高度，约为 300cm； l —键槽开口高度，不宜小于 100cm； h —键槽深度，约为 30~40cm； m —键槽坡度，应结合坝体主应力方向考虑，约为 1:1.2~1:1.5，应陡于 1:1.0

10.2.4 横缝和纵缝都必须灌浆，是根据拱坝的工作性质而定的。根据较多工程实例分析，灌区高度是影响灌浆质量的一个重要因素，需根据施工机械及其灌浆能力来确定，灌区高，排气管出浆难，压力也难达到规定值，灌浆质量不易保证。灌浆区高度仍维持原标准的规定“9~15m”。横缝上游面和下游面止水片兼止浆片已在大部分工程中采用。

10.2.5 根据接缝灌浆技术发展，灌浆升浆管路和出浆设施的形成，可采用塑料拔管方式，也可采用预埋管和出浆盒等方式。不但施工方便，也由于用线出浆代替了点出浆而提高了灌浆效果，同时节约钢材、降低造价。拔管技术的施工经验在多个工程实践中已相当成熟，都能达到灌浆质量好、灌区合格率高的效果。

为了方便灌浆施工，横（纵）缝同一灌浆区的进、出浆管口、排气管出口等布置，可以集中于廊道或下游坝后桥附近。

10.2.6 接缝灌浆时除对坝体温度提出要求外，还对缝的张开度和缝两侧坝体混凝土龄期作出规定。根据 SL 62 的相关规定中，对缝两侧坝体混凝土龄期限制修改为“不宜小于 90d”，可根据具体情况选用。对灌区上部混凝土盖重层厚度修改为“6m”。本次增加了“盖重层混凝土龄期不宜小于 28d、盖重层的温度应达到设计规定值”的规定。

10.2.7 从国内部分拱坝实践经验，层顶灌浆压力一般为 0.1~0.3MPa，其余灌区一般控制在 0.3~0.6MPa。

10.3 坝内廊道与交通

10.3.2 纵向廊道的上游壁离上游坝面距离要求是考虑混凝土防渗要求。

10.3.3 基础灌浆廊道为拱坝最主要的廊道，故作出说明。

10.3.4 目前高拱坝建设已经很多，对多层廊道布置，原标准规定的层高一般为 20~40m 已经不太适应。该层高不作专门规定，视工程需要而定。坝内各层廊道均需相互连通，可采用电梯、坝后桥、两岸坡道等方式。当坝体为较薄的中等高度的拱坝，可不

设多层廊道。为解决坝体观测和交通需要可设置坝后桥。

10.3.5 对有垂线施工、监测要求的特殊部位的廊道尺寸可局部放大。

廊道断面形状将原标准的提法“拱顶平底”改为“城门洞形”。图6为廊道断面示意图。

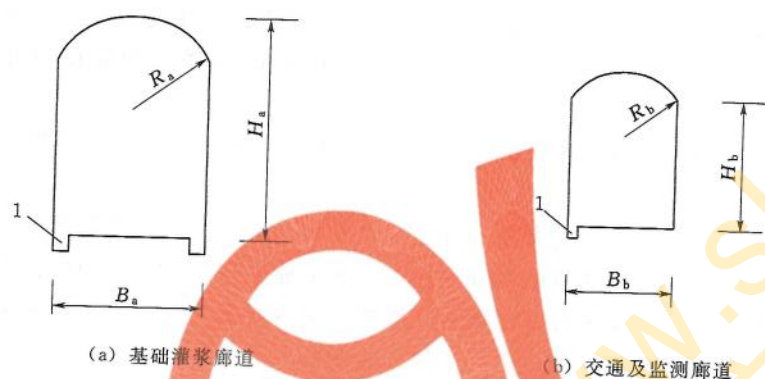


图6 廊道断面示意图

1—排水沟，宜为25cm×25cm； B_a 、 B_b —廊道宽度， $B_a=250\sim 300\text{cm}$ ， $B_b\geq 120\text{cm}$ ； H_a 、 H_b —廊道高度， $H_a=300\sim 400\text{cm}$ ， $H_b\geq 220\text{cm}$ ； R_a 、 R_b —拱顶半径，宜分别大于等于 B_a 、 B_b 。

10.3.6 新增条文。随着对大坝安全监测越来越重视，对监测廊道的设计作出规定。

10.3.7 强调廊道内照明、通风等，不仅能给运行检修人员创造良好的工作条件，对设备仪器的保护也非常重要。

10.3.8 廊道通向坝外的进口、出口，防寒、防雾化、防水倒灌是十分必要的。

10.3.9 坝后桥的设置，对定期安全巡视检查、上下层连通以及施工期运用，具有重要作用。

10.3.10 廊道、水泵室、电梯井等部位的消防安全，应按GB 50987《水利工程设计防火规范》的规定，采取有效措施。拱坝工程大多建于深山峡谷地区，其消防设计与枢纽布置一起，

集中、紧凑、因地制宜统筹考虑，配置必要的消防设施，制定行之有效的防火管理制度，设置火灾自动报警系统等，并重视初期灭火，以最大限度减少火灾损失。

10.4 坝体止水和排水

10.4.1 根据工程经验，要求下游校核尾水位以下的横缝下游面、溢流面以及陡坡段坝体与边坡接触面等部位均应设置止水片。

10.4.2 对坝身设置止水片的道数、材料和构造、安装质量提出要求。

国内高拱坝的横缝上游面止水多为两道，考虑到拱坝横缝必须灌浆，只要灌浆质量有保证，渗水可能性较小，对拱坝横缝上游面止水的要求可以比重力坝低些。对承受高水头的拱坝横缝上游面采用两道止水片是为了保证止水的可靠性。

水头高低划分没有统一规定，一般与坝高相关。可按100m以上为高水头，50~100m为中水头，50m以下为低水头考虑。修改了止水片距离坝面为0.30~0.50m。

考虑到工程的重要性，将原标准中承受低水头的采用塑料止水带或橡胶止水带的要求修改为同承受中水头的一致，设一道铜片或不锈钢片。

10.4.3 强调了止水槽混凝土与基岩的结合，明确埋入深度和锚筋连接。

10.4.4 陡坡段坝体与边坡接触面的防渗往往是个薄弱环节，施工时难度又较大，本条强调这个部位防渗止水的重要性。

10.4.5 有关廊道排水的内容根据国内工程实践提出具体要求，作为对坝身整体排水系统的规定。

对于薄拱坝因渗透压力影响不显著，只要保证坝内不冰冻。因此无冰冻地区的薄拱坝，坝身可不设置排水管。

11 温度控制及防裂

11.1 一般规定

11.1.1 原标准 10.2.1 条内容的修订。提高了对拱坝温度控制设计方面的要求，强调拱坝须根据自然条件、坝体结构及原材料性能等几个要素进行温控防裂设计，并提出温度控制标准及防裂措施，并专门强调提出不同施工时段、不同施工部位的混凝土浇筑温度要求。近年来有限元分析发展比较成熟，对高、中拱坝有条件采用此方法进行分析。一般的低拱坝，可参照本标准附录 C 中给出的计算方法进行温控计算，或直接参照类似工程经验进行温度控制及防裂设计。

11.1.2 原标准 10.2.2 条内容的部分修订。强调收集并整理坝区气候条件相关资料。混凝土温度控制标准及措施与坝址气候等自然条件密切相关，必须收集坝址气温、水温和坝基地温等资料，并进行整理分析，作为坝体最高温度控制、表面保温及水库水温选定的基本依据。若不做骨料预冷，混凝土浇筑温度一般可取月平均气温。月平均气温低于年平均气温并高于 0°C 的这段时间，是混凝土浇筑的有利季节，一般可以不必采取降温措施。月平均气温和寒潮资料是确定混凝土表面温度的边界条件，据此计算混凝土表层温度状态，判断其表面散热过程，进行表面保温措施设计等。

影响水库水温的因素非常复杂，取决于坝址所在地区的纬度、水库库容、来水状态、调度方式、库区的地理因素、取水方式、进水口位置、水库淤积等。因为水库水体的热流是三维流体的对流传热问题，很难有完善的数学模型和热学模型，往往借助于已建工程的实测资料或经验公式。因此需对所设计的工程的运行状态作周密的分析，以确定较为实际的水库温度。

11.1.3 原标准 10.2.4 条内容的部分修订。混凝土浇筑层厚对

于顶面散热和工程进度都有很大影响，薄层浇筑有利于散热，据试验：混凝土浇筑层厚为 1.0m 时，可散掉水化热 60%；1.5m 厚为 50%；3.0m 厚为 30%；层厚超过 5.0m，浇筑层中心水化热短期内基本上不散失。因此，薄层浇筑是一种有效降温措施。

但层厚过薄（小于 1.0m），对浇筑时防止预冷混凝土温度回升不利，且增加了浇筑层次和水平工作缝处理工作量，对施工总进度也不利，如果处理不当，还可能增加了产生水平裂缝的机会；层厚过大，不利散热，且层厚超过 3.0m 时模板架立和固定较困难。因此，混凝土浇筑层厚应根据温度控制标准、混凝土施工技术水平、机械设备浇筑能力及温度控制综合措施等因素通过计算确定。

11.2 控制标准

11.2.1 保留原标准 10.2.5 条 1 款的内容。对基础容许温差等作具体规定，以利防裂。原标准提出的基础容许温差在应用中普遍认为基本合适，故本次修订未做调整。从对国内部分混凝土坝裂缝的调查情况看，基础部位出现裂缝，主要有以下几种情况：

(1) 在基岩上浇筑薄层长浇筑块，长时间停歇。在岩石上浇筑薄层混凝土，停歇很长时间，以致混凝土薄层的约束应力和由于内外温差和梯度引起的应力相叠加，使在块长中部产生的拉应力远远超过混凝土的抗拉强度，形成深层或贯穿裂缝。

(2) 岩石表面起伏很大，局部有深坑或突出尖角，致使混凝土浇筑块厚度不均匀，造成局部应力集中，形成基础混凝土裂缝。

(3) 施工期坝上留缺口导流或汛期过水，在混凝土温度较高时，由于水的冷击，造成基础混凝土开裂。

(4) 因相邻坝块不及时浇筑混凝土，以致基础混凝土块侧表面长期暴露，在气温反复作用下，开始出现表面裂缝，以后逐渐发展，形成贯穿裂缝。

总之根据以上分析，对基础混凝土的防裂措施，除本条规定

的控制温差外，尚需根据各工程的具体情况，注意改善基础块的约束边界和温度边界条件，避免局部应力集中和冷击。

11.2.3 原标准 10.2.5 条 2 款内容的修订。正常浇筑块（即上层新混凝土均匀上升高度 h 大于 0.5 块长者）上下层温差只要适当采取措施就能满足这个温差要求，应用过程中也未发现什么问题，故而上下层容许温差不变。施工过程中尽量避免形成长间歇浇筑块，一般上层覆盖间歇期最好控制在 7~10d。

11.2.4 原标准 10.2.6 条内容的修订。混凝土裂缝绝大多数是表面裂缝，表面裂缝多为内外温差过大引起。表面裂缝在一定条件下表面裂缝可发展为深层裂缝，甚至继续发展为贯穿性裂缝，因此，控制内外温差至关重要。一般工程可按 15~25℃ 控制内外温差。因内外温差控制操作性较差，施工中一般根据不同季节或各月的气温控制相应坝体内部最高温度。

11.2.5 新增条文。本条规定了温控设计应进行表层混凝土温度应力分析和表面保温设计。

我国混凝土坝出现的裂缝绝大多数是表面裂缝，而造成工程危害的贯穿性裂缝，也多是由表面裂缝发展而成的。表面裂缝引起的后果是很严重的。因此在进行温控设计中，需重视表层混凝土的温度场及温度应力分析。

11.3 控制措施

11.3.1 原标准 10.2.7 条 1 款和 3 款内容的修订。从混凝土材料性能上提高温控防裂的能力需从两方面着手：一是提高混凝土自身抗裂能力；二是尽量降低混凝土水化热温升。提高混凝土自身抗裂能力，可以从混凝土原材料选择、配合比优化等方面改善混凝土性能。同时，改进混凝土施工管理和施工工艺，提高混凝土质量和生产质量水平，也可显著提高混凝土抗裂能力。减少混凝土的水化热温升，最根本的措施是采用水化热较低的水泥，掺用活性掺合料，合理地降低水泥用量。其他措施尚有加大骨料粒径、改善骨料级配、使用外加剂和降低混凝土坍落度等。目前我

国水工混凝土已普遍掺用粉煤灰和外加剂，单位水泥用量较大幅度减少。

11.3.2 原标准 10.2.7 条 2 款内容的修订。施工程序的合理安排，对拱坝防裂和快速上升意义重大。一般要求连续均匀上升，通仓薄层浇筑，合理安排全年的混凝土浇筑量，尽量在有利季节（月平均气温低于年平均气温并高于 0℃ 的月份）多浇筑混凝土。基础约束区混凝土温控要求严，一般要求在低温季节浇筑，浇筑时短间歇均匀上升，避免薄层长间歇。短间歇均匀上升是避免气温骤降冲击产生表面裂缝最有效的办法。拱坝在施工程序安排中，除合理安排跳仓外，对边块与基础处理的矛盾、孔口及悬臂施工，均应合理安排，并适时调整，尽量避免出现长间歇块和相邻块高差大的情况。

11.3.4 原标准 10.2.7 条 4 款内容的修订。混凝土浇筑温度为混凝土经过平仓振捣后，覆盖上层混凝土前，在距混凝土面 5~10cm 深处的温度。降低浇筑温度是控制混凝土最高温度的有效措施，可从降低出机口温度和防止预冷混凝土温度回升两方面控制浇筑温度。对于高坝和重要工程，不采取人工冷却措施很难达到设计的温控标准，可根据不同的出机口温度要求，针对工程条件及混凝土系统的工艺布置，灵活采取相应的预冷措施。夏季施工时对浇筑的预冷混凝土需考虑运输和浇筑过程中保冷措施，并控制混凝土运输时间和仓面浇筑坯覆盖前的暴露时间，以防温度回升过大。

11.3.5 保留原标准 10.2.6 条中表面保护的内容。混凝土裂缝绝大多数是表面裂缝。在一定条件下表面裂缝可发展为深层裂缝，甚至继续发展为贯穿性裂缝，加强混凝土表面保护至关重要。气温骤降是引起混凝土表面裂缝的最不利因素之一。低温季节内外温差过大或混凝土表面温度梯度过大，也是引起混凝土表面裂缝的原因之一，因此需特别注意气温骤降期间及低温季节混凝土表面保护。

关于混凝土表面保护材料的选择，一般是根据混凝土结构物

的施工计划和当地的气候条件，对结构施工期的温度应力进行研究后，提出结构物各部位在不同施工期内的表面保护要求，即提出需要保护部位的表面保护材料的放热系数 β 值和保护持续时间。设计及施工单位根据 β 值，选择保护材料及厚度。保温材料孔隙中的空气被水分代替，将使导热系数倍增，水分对保温效果的影响十分明显，吸湿性较大的材料，并非理想保温材料。聚苯乙烯泡沫塑料和聚氨脂泡沫塑料，由于具有闭孔结构，吸水性很小，导热系数也小，因而保温效果优于其他材料。

坝体结构断面突变部位、基础约束区、孔口和廊道口、上下游坝面等部位，最易受气温突变影响，需研究制定合理的保护措施。严寒和寒冷地区需研究混凝土的长期保护措施。

11.3.6 新增条文。顶面散热和仓面保护（如喷雾等），也是目前工程经常采用的措施之一。

11.3.7 原标准 10.2.7 条 5 款内容的修订。坝体内应埋设冷却水管通水冷却，控制坝体混凝土内部温度。坝体混凝土通水冷却一般分为初期、中期、后期，初期即一期通水冷却，其作用主要是削减早期混凝土最高温度峰值，高温季节一般采用制冷水，其他季节可采用低温河水。中期、后期即二期通水冷却，中期通水一般用于削减越冬期间可能出现的过大内外温差，于冬季来临前进行，一般采用河水；后期通水主要是满足坝体接缝灌浆要求，使坝体达到接缝灌浆温度，通水时间较紧、坝体接缝灌浆温度较低时采用制冷水，否则可采用河水。通水方式、通水流量和通水时间等由分析计算确定，对于初期通水，在混凝土最高温峰出现前，可适当加大通水流量，以削减混凝土温峰。由于通水冷却期间如果坝体混凝土温度与冷却水温之间的温差过大、坝体降温速度过快可能引起混凝土裂缝，考虑到初期通水时混凝土弹模较小，而中后期通水时混凝土弹模较大，故增列中后期通水时温差与降温速度的要求。

12 安全监测设计

12.1 一般规定

12.1.1 基本保留了原标准 11.1.1 条的内容。

12.1.2 本条为原标准 11.1.3 条的内容。原标准 11.1.2 条归入 12.1.6 条说明中。

12.1.3 基本保留了原标准 11.1.4 条内容。

2 监测设施的布置应突出重点，兼顾全面。根据工程的具体情况 and 结构特点，结合影响工程安全的主要不利因素设置监测项目。监测断面和监测截面的选择应有代表性，按照拱、梁系统选择监测断面和监测截面。

3 监测仪器和设备是采集监测数据的基本手段，没有稳定可靠的监测仪器和设备就不可能取得可靠的监测数据。由于安全监测设施一般埋设于坝体、坝基，或布置于坝内廊道、地下洞室、岸坡等部位，所处环境潮湿恶劣，除要求监测仪器设备的性能指标符合有关的国家及行业标准外，还需具有良好的密封防潮性能，能长期稳定可靠地提供监测数据。重要监测项目的仪器损坏或失效后，便于更换。仪器的量程根据不同监测项目和部位实际可能发生的物理量大小确定。仪器的精度满足监测要求，过高的精度要求是不必要的，高精度的监测仪器不仅价格昂贵，而且还会使监测工作复杂化，但精度过低往往会使观测物理量易被观测误差所掩盖，从而达不到安全监测的预期目的。监测新技术的采用可提高监测成果质量。选用成熟的、经过工程实践考验的新仪器和新技术，并为以后技术改进和监测仪器设备更新创造条件。

4 各监测项目的测点布置，如能使监测数据相互验证，将有利于资料分析和对观测结果作出合理解释。某些重点监测断面或部位的重要测点，采用两种以上监测手段或仪器设有备份，可

保证监测资料的可靠性和连续性。若某测值出现异常时，可由附近同类仪器测值或另一种监测手段加以验证。重要监测仪器损坏时，由于设有备份而不致造成监测资料中断。

5 大坝安全监测自动化是安全监测的发展方向。实现大坝安全监测自动化，不但可以减轻观测人员的劳动强度，更重要的是可以快速、准确地获得观测数据，及时掌握大坝及其附属建筑物的工作状态。特别是地震和特大洪水时可以很方便地加密测次，及时获得最新信息，以便出现异常情况时有充分的时间采取补救措施，防止事故的发生。大坝安全监测自动化包括数据采集自动化、资料整理分析及安全管理自动化。是否建立自动化监测系统，如何选择自动化监测系统的型式和规模，需根据工程等级和重要性通过技术经济论证确定。不论采用何种型式和规模的自动化监测系统，在运行过程中都有可能出现故障，为防止自动化监测系统发生故障时出现错误测值或丢失信息，除了特别强调仪器和系统的长期稳定性外，需配备必要的人工监测手段作为检验和后备措施。

12.1.4 对主要监测项目提出测值的预计变化范围，主要指变形监测与渗流监测。根据预计的测值变化范围，确定相应监测设施的最佳量程与测量精度，为监测仪器的合理选型提供依据；在资料分析过程中，将实测的监测成果与设计预计的测值变化范围比较，可直接了解大坝的工作性态。

技术警戒值是大坝在一定工作条件下的变形量、渗漏量及扬压力等设计值，或有足够监测资料时经分析求得的允许值（允许范围）。它是对大坝进行安全性态评价的一个十分重要的依据。根据技术警戒值可判定监测物理量是否异常。

但技术警戒值不是一个固定不变的值，而是随着坝龄的增长、筑坝材料的老化而不断变化。对于1级、2级拱坝关键部位位移量的技术警戒值，在施工阶段和水库首次蓄水阶段，可以根据理论计算和模型试验成果，并参考类似工程经验提出；在运行阶段，可在对原型观测资料进行正分析和反演分析的基础上，结

合有关设计规范和安安全准则，采用极限状态法和置信区间法等方法拟定技术警戒值。

12.1.5 根据国内外经验，除了重视工程运行期的安全监测外，对工程施工期和首次蓄水期的安全监测需给予足够的重视。安全监测总体设计方案需便于分期实施，满足各阶段的安全监测要求。

应注意施工期和首次蓄水期的安全监测，及时确定主要监测项目的基准值。

施工期安全监测的主要目的，是监视大坝等永久性建筑物在施工期的安全；监视临时建筑物（开挖边坡、围堰及导流建筑物等）的安全；为大坝等永久性建筑物运行期的安全监测提供其施工期的性状数据，以便取得监测全过程资料；验证设计和指导施工。

施工期安全监测的基本要求是及时埋设安装仪器；及时进行观测，并取得初始值或基准值；及时整理分析资料和及时反馈监测成果。

蓄水期，特别是首次蓄水，是检验拱坝是否适宜蓄水运行的重要而敏感阶段。坝体、坝基及拱座的缺陷，会随着水库水位上升而逐渐暴露出来；近坝区岸坡的稳定性，也会因地下水位升高而受到影响。根据世界上大坝失事的统计资料，几乎 60% 左右的大坝失事是发生在水库初次蓄水或其后几年内。因此，世界各国都对施工期和首次蓄水期的安全监测特别重视。通常都规定在这两个阶段对大坝进行连续监测，其观测频率明显高于大坝正式运行期。监测手段包括巡视检查和仪器监测。监测内容几乎包括所有能表征大坝工作状态的项目。

水库蓄水前制定详细的监测工作计划十分重要，需对水库蓄水期间各监测项目的监测频次、技术要求、资料整理分析及快速反馈作出专门的规定。主管单位主要根据安全监测成果和反馈分析意见，实施或改变水库蓄水计划，并对发现的异常现象及时提出处理措施。

对于采用分期蓄水的高拱坝，由于大坝变形等观测设施，例如垂线、坝体上部及顶部水平位移与垂直位移监测设施等，往往在施工期难以与土建工程同步完成，这给了解大坝在首次蓄水期间的实际工作状态和运行期的监测资料分析工作带来了一定困难。故安全监测设计需注重坝基廊道、坝体中部检查廊道及大坝下游坝面测点的布设，尽可能在水库蓄水前完成倒垂线、扬压力、渗漏量等监测设施的埋设安装工作。若水库首次蓄水前已埋设安装的监测仪器不能满足安全监测的需要时，需布置必要的临时性监测设施，防止重要监测资料漏测。但需注意初次蓄水阶段的临时监测系统与永久监测系统建立数据传递关系，以保证永久监测系统能获得可靠的初始值。

12.1.6 混凝土拱坝的安全监测设计在 SL 601《混凝土坝安全监测技术规范》和 SL 725《水利水电工程安全监测设计规范》中有较详细的规定，因此本标准删除了原标准 11.2 节中的“主要监测设施布置”的内容。

12.2 监测项目

12.2.1 基本保留了原标准 11.2.1 条的内容。

12.2.2 基本保留了原标准 11.2.2 条的内容。由于影响工程安全的因素多，不可预见性较大，即使设置了比较完善的监测系统，也不能说其安全就有了保障。另外安全监测设计所选择的监测断面和布置的测点，相对于整个工程来说，仍具有较大的局部性和局限性。国外统计资料表明，大坝出现缺陷和危及安全的情况，50%~70%是被有经验的技术人员在现场巡视检查过程中发现的。因此，强调二者紧密结合，才能有效地保证大坝安全运行。

12.2.3 将原标准 11.2.3 条的内容拆分为 12.2.3 条和 12.2.4 条，内容基本保留。

12.2.4 基本保留原标准的内容。增加了“谷幅和弦长监测”。高拱坝一般修建在峡谷地区，坝肩及近坝上、下游处往往是陡峻

水利水电技术标准咨询服务中心 简介

中国水利水电出版社标准化出版分社

中国水利水电出版社，一个创新、进取、严谨、团结的文化团队，一家把握时代脉搏、紧跟科技步伐、关注社会热点、不断满足读者需求的出版机构。作为水利部直属的中央部委专业科技出版社，成立于1956年，1993年荣膺首批“全国优秀出版社”的光荣称号。经过多年努力，现已发展成为一家以水利电力专业为基础、兼顾其他学科和门类，以纸质书刊为主、兼顾电子音像和网络出版的综合性出版单位，迄今已经出版近四万种、数亿余册（套、盘）各类出版物。

水利水电技术标准咨询服务中心（中国水利水电出版社标准化出版分社）是水利部指定的行业标准出版、发行单位，主要负责水利水电技术标准及相关出版物的出版、宣贯、推广工作，同时还负责水利水电类科技专著、工具书、文集及相关职业培训教材编辑出版工作。

感谢读者多年来对水利水电技术标准咨询服务中心的关注和垂爱，中心全体人员真诚欢迎广大水利水电科技工作者对标准、水利水电图书出版及推广工作多提意见和建议，我们将秉承“服务水电，传播科技，弘扬文化”的宗旨，为您提供全方位的图书出版咨询服务，进一步做好标准和水利水电图书出版、发行及推广工作。

主任：王德鸿 010-68545951 wdh@waterpub.com.cn
副主任：陈 昊 010-68545981 hero@waterpub.com.cn
主任助理：王 启 010-68545982 wqi@waterpub.com.cn
责任编辑：王丹阳 010-68545974 wdy@waterpub.com.cn
章思洁 010-68545995 zsj@waterpub.com.cn
覃 薇 010-68545889 qwei@waterpub.com.cn
刘媛媛 010-68545948 lyuan@waterpub.com.cn
赵 智 010-68545622 zz@waterpub.com.cn
传 真：010-68317913

<https://www.slzjxx.com>
水利造价信息网