

ICS 93.160

P 59

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL 253—2018

替代 SL 253—2000

溢洪道设计规范

Design specification for spillway

2018-07-17 发布

2018-10-17 实施



中华人民共和国水利部 发布

中华人民共和国水利部

关于批准发布《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 253—2000《溢洪道设计规范》进行修订。

本标准共 7 章和 2 个附录，主要内容有：

- 溢洪道布置。
- 水力设计。
- 结构设计。
- 地基及边坡处理设计。
- 安全监测设计。

本次修订的主要内容有：

- 增加“泄洪雾化及防冰设计”。
- 取消“主副溢洪道”提法。
- 增加“滑雪道式溢洪道”“溢洪洞”设计内容。
- 补充了台阶、窄缝、跌坎底流消能工型式及设计内容。
- 对溢洪道消能防冲建筑物设计洪水标准不做重复规定，修订为按 SL 252《水利水电工程等级划分及洪水标准》有关规定确定。
- 按 SL 191—2008《水工混凝土结构设计规范》有关规定，修订了溢洪道结构设计相关条文，取消了材料物理力学参数表。
- 取消原标准附录 B 堰（闸）基础、堰体抗滑稳定抗剪断参数。
- 协调了溢洪道荷载计算、挡土墙设计、边坡设计、安全监测设计等与相应专门规范的关系，取消了原标准附录 C 荷载计算公式、附录 D 边坡岩体稳定性分类及处理措施、附录 E 水力监测设计要求。

本标准中的强制性条文有：3.3.9条1~4款、5.3.9条3款、5.3.13条。以黑体字标示，必须严格执行。

本标准所替代标准的历次版本为：

——SDJ 341—89

——SL 253—2000

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：中水北方勘测设计研究有限责任公司

本标准参编单位：中国水利水电科学研究院

本标准出版、发行单位：中国水利水电出版社

本标准主要起草人：张军劳 耿振云 刘之平 杨启祥

顾小兵 王立成 苗青 迟守旭

张东 张宏伟 张力忠 王晓红

本标准审查会议负责人：温续余

本标准体例格式审查人：陈昊

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至水利部国际合作与科技司（通信地址：北京市西城区白广路二条2号；邮政编码：100053；电话：010-63204533；电子邮箱：bzh@mwr.gov.cn），以供今后修订时参考。

目 次

1	总则	1
2	术语	3
3	溢洪道布置	5
3.1	一般规定	5
3.2	进水渠	7
3.3	控制段	8
3.4	泄槽	9
3.5	消能防冲设施	10
3.6	出水渠	12
4	水力设计	13
4.1	一般规定	13
4.2	进水渠	13
4.3	控制段	14
4.4	泄槽	15
4.5	消能防冲	16
4.6	出水渠	17
4.7	防空蚀设计	18
4.8	泄洪雾化及防冰设计	18
5	结构设计	20
5.1	一般规定	20
5.2	进水渠衬护	20
5.3	控制段	21
5.4	泄槽底板	26
5.5	挑坎	27
5.6	消力池底板	27
5.7	边墙	28

5.8	下游防护	30
6	地基及边坡处理设计	31
6.1	一般规定	31
6.2	地基开挖	31
6.3	固结灌浆	32
6.4	地基防渗和排水	32
6.5	断层、软弱夹层及岩溶处理	36
6.6	边坡开挖及处理	37
7	安全监测设计	38
7.1	一般规定	38
7.2	监测项目	39
附录 A	水力设计计算公式	41
A.1	堰面曲线	41
A.2	泄流能力计算公式	46
A.3	泄槽水力计算	53
A.4	挑流消能	62
A.5	窄缝挑流消能	65
A.6	底流消能	67
A.7	防水流空蚀设计	69
A.8	水力计算中常用糙率值	76
附录 B	消力池底板抗浮稳定计算	78
B.1	荷载组合及计算公式	78
B.2	荷载计算	79
	标准用词说明	81
	标准历次版本编写者信息	82
	条文说明	83

1 总 则

1.0.1 为规范溢洪道设计，做到安全可靠、经济合理、技术先进、环境协调、管理运行方便，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于大、中型水利水电工程中岩基上的1级、2级、3级溢洪道（包括滑雪道式溢洪道、溢洪洞）的设计，4级、5级溢洪道设计可参照使用。

1.0.3 溢洪道洪水标准（包括溢洪道消能防冲建筑物洪水标准）应根据溢洪道的级别，按照SL 252《水利水电工程等级划分及洪水标准》的规定确定。

1.0.4 大型工程或水力条件较复杂的中型工程的溢洪道，应根据水工模型试验，论证工程布置及水力设计的合理性。

1.0.5 溢洪道设计应根据工程防洪调度要求等，确定溢洪道运行和闸门启闭方式。

1.0.6 本标准主要引用下列标准：

GB/T 50662 水工建筑物抗冰冻设计规范

GB 51247 水工建筑物抗震设计规范

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 265 水闸设计规范

SL 279 水工隧洞设计规范

SL 319 混凝土重力坝设计规范

SL 379 水工挡土墙设计规范

SL 386 水利水电工程边坡设计规范

SL 486 水工建筑物强震动安全监测技术规范

SL 616 水利水电工程水力学原型观测规范

SL 654 水利水电工程合理使用年限及耐久性设计规范

SL 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

DL/T 5207 水工建筑物抗冲磨防空蚀混凝土技术规范

1.0.7 溢洪道设计除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术 语

2.0.1 正常溢洪道 main spillway

单独或联合其他泄水建筑物，泄流能力满足设计洪水标准要求、经常使用的溢洪道。

2.0.2 非常溢洪道 emergency spillway

宣泄超过设计洪水标准的非正常洪水的溢洪道。

2.0.3 开敞式溢洪道 free overflow spillway

进口控制段为开敞，且下泄水流具有自由表面的溢洪道。

2.0.4 正槽式溢洪道 normal channel spillway

泄槽轴线与进口溢流堰轴线正交，过堰水流与泄槽轴线方向一致的开敞式溢洪道。

2.0.5 侧槽式溢洪道 side channel spillway

泄槽轴线与进口溢流堰轴线大致平行，过堰水流与泄槽轴线方向接近垂直的开敞式溢洪道。

2.0.6 滑雪道式溢洪道 ski jump spillway

进口控制段位于坝顶，通过泄槽将水流挑射到远离坝脚处排入河道的开敞式溢洪道。

2.0.7 溢洪洞 free overflow tunnel spillway

在岸边山体内全部或部分为隧洞，下泄水流全程具有自由表面的溢洪道。

2.0.8 控制段 control section

位于进水渠与泄槽间控制溢洪道泄量的堰或闸（以下简称为堰）及两侧连接建筑物。

2.0.9 泄槽 chute

溢洪道进口控制段与出口消能段之间的急流泄水道。

2.0.10 挑坎 flip bucket

建在泄水建筑物末端，能将下泄水流向下游抛射，具有一定

反弧半径和一定角度的坎，又称挑流鼻坎。

2.0.11 底流消能 energy dissipation by hydraulic jump

利用水跃消除从泄水建筑物泄出急流的余能，将急流转变为缓流与下游水流相衔接的消能方式，又称水跃消能。

2.0.12 挑流消能 ski-jump energy dissipation

在泄水建筑物末端设置挑坎，将泄出的急流挑向空中，形成掺气射流落入下游水垫的消能方式。

2.0.13 跌坎底流消能 energy dissipation by hydraulic jump with step-down floor

在底流消能反弧段末端、消力池池首设置一定高度的跌坎而形成的底流消能方式。

2.0.14 连续挑坎 continuous flip bucket

建在泄水建筑物末端的连续实体挑坎。

2.0.15 差动挑坎 slotted flip bucket

由齿台和沟槽相间构成的或设于不同高程有不同挑角的挑坎。

2.0.16 窄缝挑坎 slit-type flip bucket

急流出口处的泄槽边墙急剧收缩形成窄缝的挑坎。

2.0.17 异型挑坎 special-shaped convergent flip bucket

通过底面扭曲、坎端切角或其他方式所形成的特殊体形挑坎。

2.0.18 护坦 apron

建于泄水建筑物下游保护河床不受冲刷破坏的刚性护底建筑物。

2.0.19 空化 cavitation

在高速水流中某处的绝对压强低于该处的汽化压强时，出现含空穴（涉及空穴的发生、发展与溃灭）的水流现象。

2.0.20 空蚀 cavitation damage (pitting)

由于空化所引起的固体边界的剥蚀破坏。

2.0.21 泄洪雾化 jet-flow atomization

泄洪消能水舌激溅、裂散等形成雨雾的物理现象。

3 溢洪道布置

3.1 一般规定

3.1.1 溢洪道可由进水渠、控制段、泄槽、消能防冲设施及出水渠等建筑物组成。

3.1.2 溢洪道布置应根据地形、地质、枢纽布置、坝型、施工、生态与环境、运行管理及经济指标等因素，经技术经济比较选定。

3.1.3 溢洪道布置应注意协调泄洪、发电、航运、排漂、过鱼、生态、供水及灌溉等建筑物在布置上的矛盾，避免相互干扰，并兼顾建筑景观要求。

3.1.4 在具备合适的地形、地质条件时，根据洪水特性及对下游的影响等，经技术经济比较论证，溢洪道可布置为正常溢洪道和非常溢洪道，且应符合下列规定：

1 正常溢洪道和非常溢洪道宜分开布置；若采用集中布置，应充分论证；

2 非常溢洪道宜采用开敞式，经论证亦可采用自溃式或爆破引溃式；

3 非常溢洪道控制段下游结构可结合地形、地质条件简化，但不得影响主要建筑物安全。

3.1.5 设有正常、非常溢洪道时，正常溢洪道泄洪能力不应小于设计洪水标准下溢洪道应承担的泄量。非常溢洪道启用标准应根据工程等级、枢纽布置、坝型、洪水特性及标准、库容特性及对下游的影响等因素确定。非常溢洪道泄洪时，水库最大总下泄流量不应超过坝址同频率天然洪峰流量。

3.1.6 溢洪道泄量、溢流前缘总宽度及堰顶或闸底板高程等，应根据下列因素通过技术经济比较选定：

1 水库特性及洪水调度；

- 2 与其他泄水建筑物在布置和运用上的协调；
- 3 地形、地质条件，下游河床及两岸抗冲能力；
- 4 河道特性及消能要求；
- 5 与相邻建筑物的连接；
- 6 闸门型式及定型尺寸；
- 7 运用及检修条件；
- 8 造价及维护费用。

3.1.7 溢洪道应根据地形和地质条件布置在岸边或垭口，宜避免开挖形成高边坡，且宜避开冲沟、崩塌体及滑坡体。

3.1.8 坝址两岸山势陡峻，无可利用垭口时，经技术经济比较，可采用侧槽式溢洪道、滑雪道式溢洪道或溢洪洞。其布置应符合下列规定：

- 1 侧槽式溢洪道布置应与坝肩布置相协调；
- 2 滑雪道式溢洪道的进口段及控制段布置应与坝体及坝区其他建筑物布置相协调；
- 3 溢洪洞隧洞段洞线布置与断面设计应符合 SL 279 的有关规定。

3.1.9 溢洪道应布置在稳定的地基上，并应考虑岩体结构特征和地质构造，以及建库后水文地质条件的变化对建筑物及边坡稳定的不利影响。

3.1.10 溢洪道靠近坝肩时，其布置及泄流不得影响坝肩及岸坡的稳定。在土石坝枢纽中，与大坝连接的接头、导墙、泄槽边墙等应安全可靠。

3.1.11 溢洪道布置应使水流顺畅，轴线宜取直线。如需转弯，弯道宜设置在进水渠或出水渠段内。

3.1.12 溢洪道应合理选择泄洪消能工布置和泄洪消能型式，其出口水流应与下游河道平顺衔接，避免下泄水流对坝址下游河床和岸坡的严重淘刷、冲刷以及河道淤积，影响枢纽其他建筑物的正常运行。

3.1.13 溢洪道的闸门启闭设备及基础抽排水设备，应设置备用

电源，且供电可靠。

3.2 进 水 渠

3.2.1 进水渠布置应遵循下列原则：

- 1 应选择有利地形、地质条件；
- 2 选择轴线方向时，应使进水顺畅、流态良好；
- 3 渠道较长且控制段前设置渐变段时，渐变段长度视流速等条件确定，不宜小于 2 倍堰前水深；
- 4 渠道转弯时，轴线转弯半径不宜小于 4 倍渠底宽度，弯道至堰宜有长度不小于 2 倍堰上水头的直线段。

3.2.2 进水渠进口布置应因地制宜，使水流平顺入渠，体型宜简单，且应符合下列要求：

- 1 进口布置在坝肩时，靠坝一侧应设置顺应水流的曲面导水墙，靠山一侧宜开挖或衬护成规则曲面；
- 2 进口布置在垭口时，宜布置成对称或基本对称的喇叭口型式。

3.2.3 进水渠底宽可为等宽或顺水流方向收缩，进水渠首、末端底宽之比宜为 1~3，在与控制段连接处应与溢流前缘等宽。底板宜为平底或坡度不大倾向上游的反坡。

3.2.4 进水渠渠底可不衬护；水头损失较大时，渠底衬护应通过经济比较确定；不满足不冲流速要求时，应衬护。

3.2.5 进水渠控制段前导墙型式应使水流流态良好，导墙顺水流方向的长度，宜大于堰前水深的 2 倍，墙顶应高于泄洪时最高库水位。

3.2.6 紧靠土石坝坝体的进水渠道导墙应符合下列要求：

- 1 导墙顺水流向长度应以挡住邻接的大坝坡脚为下限；
- 2 控制段 2 倍堰前水深距离以内的导墙，其墙顶应高出泄洪时最高库水位；
- 3 2 倍堰前水深长度以远的导墙，可设置为下潜式，但墙顶应高出坝面适当高度；

4 导墙布置与结构设计应满足防渗及稳定要求，并与坝体防渗系统及变形相协调。

3.3 控制段

3.3.1 控制段应包括堰及两侧连接建筑物。

3.3.2 堰的布置应满足下列要求：

1 统筹考虑进水渠、泄槽、消能防冲设施及出水渠的总体布置要求；

2 建筑物对地基承载能力、稳定性、抗渗性及耐久性要求；

3 便于对外交通和两侧建筑物布置；

4 堰靠近坝肩时，应与大坝布置相协调；

5 便于防渗系统布置，使堰与两岸或大坝的止水、防渗、排水系统形成整体。

3.3.3 堰的型式应根据地形地质条件、水力条件、运用要求及技术经济指标等比较选定，宜选用开敞式溢流堰。堰型可选用开敞或带胸墙孔口的实用堰、宽顶堰、驼峰堰等型式。

3.3.4 堰顶高程、溢流前缘长度、堰顶闸门设置、闸门型式、闸门尺寸及数量、闸墩型式及尺寸等，应考虑工程安全、洪水制度、运行条件、淹没损失、工程投资等因素，经技术经济比较确定。

3.3.5 检修闸门设置应根据工程安全、运行需要确定。溢流堰顶常年位于水下时，应设置检修闸门。

3.3.6 侧槽式溢洪道的侧堰可采用实用堰。侧槽断面宜采用窄深式梯形断面，靠山一侧边坡坡比可根据地质条件确定，靠堰一侧边坡不宜陡于1:0.5。

3.3.7 闸墩型式和尺寸应满足闸门、交通桥和工作桥布置、水流条件、结构及运行检修等要求。

3.3.8 堰上工作桥、交通桥布置，应根据工程运行、观测、检修、交通以及闸门启闭设备布置等要求确定。桥下净空应满足泄洪及排漂要求。有防洪抢险要求时，交通桥与工作桥应分开

设置。

3.3.9 控制段闸墩及岸墙顶部高程应满足下列要求：

- 1 在宣泄校核洪水时不应低于校核洪水位加安全加高值。
- 2 挡水时不应低于设计洪水位或正常蓄水位加波浪计算高度和安全加高值。
- 3 溢洪道紧靠坝肩时，控制段顶部高程应与大坝坝顶高程协调。
- 4 安全加高下限值按表 3.3.9 选取。

表 3.3.9 安全加高下限值

单位：m

运用工况	控制段建筑物级别		
	1 级	2 级	3 级
挡水	0.7	0.5	0.4
泄洪	0.5	0.4	0.3

5 波浪要素计算应符合 SL 744 的相关规定。波浪计算高度应取累积频率为 1% 的波高加上波浪中心线与设计水位的高差。

3.4 泄槽

3.4.1 泄槽轴线宜采用直线，当必须设置弯道时，弯道宜设置在流速较小、水流较平稳、底坡较缓且无变化的部位。

3.4.2 泄槽在平面上设置弯道时，应符合下列要求：

- 1 横断面内流速分布均匀；
- 2 冲击波对水流扰动影响小；
- 3 在直线段和弯段之间，可设置缓和过渡段；
- 4 为降低边墙高度和调整水流，宜在弯道及缓和过渡段渠底设置横向坡；
- 5 矩形断面弯道轴线的曲率半径宜采用 6~10 倍泄槽宽度；
- 6 单宽泄量大、流速高的泄槽弯道参数宜通过水工模型试验确定。

3.4.3 泄槽纵坡、平面布置及横断面形式，应根据地形、地质

条件及水力条件等通过技术经济比较确定，且应符合下列要求：

1 泄槽纵坡宜大于水流的临界坡。当条件限制需要变坡时，纵坡变化不宜过多，且宜先缓后陡。

2 泄槽横断面宜采用矩形断面。当结合岩石开挖采用梯形断面时，边坡宜采用较陡边坡，并应注意由此引起的流速不均匀问题。

3 泄槽沿轴线宜为等宽，当需要变化泄槽宽度时，变化角度可按附录 A. 3. 3 确定。

3.4.4 具有两个及以上泄洪孔口的溢洪道，结合运行要求，必要时可在泄槽内设置中隔墙。

3.4.5 泄槽边墙顶高程，应根据水面波动及水流掺气等因素影响后的水面线，加 0.5~1.5m 安全加高；对于收缩（扩散）段、弯道段等水力条件比较复杂及流速较大的部位，宜取大值。

3.5 消能防冲设施

3.5.1 消能防冲设施可采用挑流消能、底流消能或其他消能型式。具体型式应根据地形、地质和泄流条件，结合建筑物运行方式、下游水深及河床抗冲能力、下游水流衔接、泄洪、雾化及对其他建筑物的影响等，通过技术经济比较选定。

3.5.2 消能设施应符合下列规定：

1 对于消能防冲设计标准的洪水及以下各级洪水，尤其是常遇洪水及可能出现的不利情况，应结构可靠、消能效率高，并具有良好的防空蚀、抗磨蚀、抗冰害能力；

2 对超过消能防冲设计标准的洪水，允许消能防冲建筑物出现局部破坏，但不应危及大坝及其他主要建筑物安全，且应易于修复，不影响枢纽长期运行；

3 淹没于水下的消能设施宜具备检修条件。

3.5.3 挑流消能适用于岩石地基的高、中水头枢纽。挑坎可采用等宽连续挑坎、差动挑坎、窄缝挑坎或异型挑坎等型式，应根据枢纽布置及下游河床的情况确定。对大泄量、窄河谷和地质条

件较差的工程，宜采用窄缝挑坎或异型挑坎。

3.5.4 采用挑流消能遇下列情况时，应采取妥善措施处理：

1 地基存在延伸至下游的缓倾角层面及地质构造有可能被冲坑切断，危及建筑物的安全；

2 岸坡有可能被冲塌，危及坝肩稳定，堵塞出水渠或下游河道；

3 下游涌浪及回流危及大坝与其他建筑物的安全和正常运行。

3.5.5 采用挑流消能时，应研究雾化对枢纽及其他建筑物运行安全以及边坡稳定的影响，对于窄河谷、干旱少雨地区更应重视。坝下游的建筑物及露天电气设备、输电线路、交通道路宜避开强雾化区。多泥沙河流应重视泥雾的影响。

3.5.6 对流态有严格要求或有减免泄洪雾化影响的枢纽宜采用底流消能。底流消能应考虑泥沙磨蚀和空蚀的影响。

3.5.7 底流消能的消力池纵断面可采用平底式、斜坡式或多级消力池，横断面宜采用矩形，平面上宜采用等宽布置，必要时可采用扩散型布置。流速较小时，消力池内可布置辅助消能工。消力池具体型式应经技术经济比较确定。

3.5.8 消力池的尾坎可采用连续坎或差动坎等型式。消力池两侧边墙顶高程可根据池内水面线加适当安全加高确定，并应考虑岩体条件、水面波动与水流掺气及下游尾水等的影响。

3.5.9 池底流速较大的消力池宜采用跌坎底流消能或扩散跌坎底流消能。跌坎底流消能应根据水工模型试验确定跌坎高度、池底高程及池底宽度。

3.5.10 面流消能可用于下游尾水大于跃后水深且水位变幅不大，河床及两岸在一定范围内有较高的抗冲能力或有排漂要求的枢纽。必要时，下游可设置导墙。

3.5.11 消力戽或戽式消能工可用于下游水深大于跃后水深、下游河床及两岸有一定抗冲能力的枢纽，有排漂要求时不宜采用。消力戽下游宜设置导墙。

3.5.12 台阶式消能的台阶布置在溢洪道泄槽内，适用于单宽流量较小的工程，台阶高度、宽度可参考类似工程经验选定。单宽流量较大或采用联合消能时，应通过模型试验论证。

3.6 出水渠

3.6.1 溢洪道下泄水流经消能后不能直接泄入河道且可能造成危害时，应设置出水渠。

3.6.2 出水渠轴线方向宜顺应下游河势，宽度应使水流不过分集中，并应防止折冲水流对河岸危害性淘刷。

3.6.3 出水渠防护措施应根据地形、地质条件和流速确定。



4 水力设计

4.1 一般规定

4.1.1 溢洪道水力设计宜包括下列内容：

- 1 泄流能力计算；
- 2 进水渠水力设计；
- 3 控制段水力设计；
- 4 泄槽水力设计；
- 5 消能防冲水力设计；
- 6 出水渠水力设计；
- 7 高速水流防空蚀设计；
- 8 泄洪雾化及防冰设计。

4.1.2 对于大型工程及水力条件较复杂的中型工程的溢洪道，其水力设计应经水工模型试验验证或专门研究。

4.1.3 溢洪道水力设计应满足下列要求：

- 1 泄流能力应满足设计和校核工况所要求的泄量；
- 2 体型合理、简单，水流平顺、稳定，并避免发生空蚀；
- 3 防空蚀设计应符合 DL/T 5207 的有关规定。

4.1.4 溢洪道的水头损失包括沿程水头损失和局部水头损失。糙率系数可按附录 A.8 查用，局部阻力系数可根据有关资料分析选用。

4.2 进水渠

4.2.1 进水渠水力设计应使渠内水流平顺、稳定，水面波动及横向水面比降小，并应避免回流和漩涡。

4.2.2 进水渠的设计流速应大于悬移质不淤流速，小于渠道不冲流速，且水头损失小。不满足上述规定时，应进行论证。渠道设计流速宜采用 3~5m/s。

4.2.3 渠道水面线可在引水渠渠首与堰前 3~5 倍堰上水头处的控制断面之间建立能量方程,采用分段求和法计算。

4.3 控制段

4.3.1 开敞式实用堰(包括正堰和侧堰),堰顶下游面宜优先采用 WES 型幂曲线,堰顶上游堰头可采用双圆弧、三圆弧或椭圆曲线。堰面曲线可按附录 A.1.1、附录 A.1.2 计算。

4.3.2 当选用低实用堰时,宜取上游堰高 $P_1 \geq 0.3H_d$ 、下游堰高 $P_2 \geq 0.6H_d$ (H_d 为堰面曲线的定型设计水头)。堰面曲线下接直线段,坡度宜陡于 1:1。

4.3.3 带胸墙孔口式溢流堰,当堰顶以上最大水头 H_{\max} 与孔口高度 D 的比值 $H_{\max}/D > 2$,或闸门全开仍属于孔口泄流时,孔口下游堰面曲线宜采用抛物线,可按附录 A.1.4 计算。胸墙底缘可采用椭圆、圆弧或其他型式。

4.3.4 堰高较小的低堰,可采用驼峰堰或宽顶堰。驼峰堰堰面曲线参数可按附录 A.1.5 选用。

4.3.5 堰的泄流能力可根据不同堰型选用附录 A.2 中的公式计算。

4.3.6 实用堰堰顶附近堰面压力应符合下列规定:

- 1 对于常遇洪水闸门全开情况,堰面不应出现负压;
- 2 对于闸门局部开启和校核洪水闸门全开情况,堰顶附近负压值不得大于 0.06MPa。

3 闸门全开情况下堰顶附近的堰面负压值可按附表 A.1.3 查得。

4.3.7 闸墩墩头型式,应满足过堰水流平顺的要求,可采用圆弧或其他曲线形式。墩尾可采用曲线形或平头形。门槽型式可按 SL 74 的规定选用。

4.3.8 实用堰末端与泄槽连接段的反弧半径可取 3~6 倍反弧最低点最大水深。流速大时取大值。

4.3.9 侧槽溢洪道中侧槽段水力设计应满足下列要求:

1 侧槽底坡 i ，应取单一坡度，且小于按侧槽末端断面临界水深 h_{kc} 计算出的临界底坡 i_{kc} 。在宣泄设计流量时，槽内应为缓流。

2 侧槽首端断面水深超过堰顶的高度 h_s ，应小于堰上水头 H_0 的一半，保证侧槽内为非淹没出流。

3 侧槽首、末端断面底宽比 b_u/b_e 可采用 $0.5\sim 1.0$ 。

4 侧槽内和槽末断面处均不得产生水跃。槽末宜设置调整段，不宜紧接收缩段、弯道段。调整段长度 L_2 可采用 $(2\sim 3) h_{kc}$ ，底坡宜水平。尾部升坎高度 d 可采用 $0.1\sim 0.2$ 倍泄槽首端断面临界水深 h_k 。

5 侧槽段靠山一侧水面壅高 Δh 宜取平均水深 h 的 $10\%\sim 25\%$ ，必要时可经水工模型试验确定。

6 侧槽段水力计算可按附录 A. 3. 5 中的公式计算。

4.4 泄槽

4.4.1 泄槽段水力设计应根据布置和最大流量进行水力计算，按水力要素确定水流边壁体型、尺寸及采取的工程措施。

4.4.2 泄槽段的水面线，应根据能量方程采用分段求和法或其他方法计算，计算中应正确确定起始计算断面及其水深。水面线可按附录 A. 3. 1 中的公式计算。

4.4.3 当泄槽水流掺气时，应考虑水流掺气后的水深。掺气水深可按附录 A. 3. 2 中的公式计算。

4.4.4 当泄槽段内布置收缩段时，收缩角可按附录 A. 3. 3 中的公式计算。对于收缩角大于 6° 的收缩段，应进行急流冲击波验算。

4.4.5 当泄槽在平面上布置弯道时，应计算弯道段横向水位差。可按附录 A. 3. 4 中的公式计算。

4.4.6 泄槽段底坡变化处，应采用曲线连接。当底坡由缓变陡时，可采用抛物线连接，抛物线方程可按附录 A. 3. 6 计算；当底坡由陡变缓时可采用反弧连接，反弧半径 R 可采用 $3\sim 6$ 倍变坡处

的断面水深 h ，流速大者宜取用大值。当泄槽段设置掺气减蚀设施时，在其保护范围内，变坡处的连接方式可不受上述限制。

4.5 消能防冲

4.5.1 采用挑流消能时，应对各级流量进行水力计算。安全挑距、水舌入水宽度、允许最大冲坑深度的确定，不应影响挑坎基础、两岸岸坡稳定及相邻建筑物的安全。冲刷坑上游坡度，应根据地质情况确定，宜为 $1:3 \sim 1:6$ 。同时，还应考虑贴壁流和跌流的冲刷及其保护措施。

4.5.2 等宽挑坎的水力计算应包括下列内容：

1 挑流水舌挑距、最大冲坑深度可按附录 A.4 计算公式及图表计算。

2 挑坎段反弧半径可采用反弧最低点最大水深的 $6 \sim 12$ 倍。对于泄槽底坡较陡、反弧段内流速及单宽流量较大者，反弧半径宜取大值。

3 挑坎挑角应经比选确定，可在 $15^\circ \sim 35^\circ$ 之间选择。当采用差动挑坎时，应合理选择反弧半径、高低坎宽度比、高程差及挑角差。亦可视需要采用通气孔等减蚀措施。

4 挑坎高程应通过比较选定，在保证能形成自由挑流情况下，可略低于下游最高水位。

4.5.3 窄缝挑坎的水力计算应包括下列内容：

1 挑流水舌的内、外缘挑距，冲坑最大水垫深度及范围可按附录 A.5 有关公式估算。

2 挑坎的收缩比 $\epsilon = b/B$ (b 和 B 分别为挑坎出口和进口宽度)，宜采用 $0.2 \sim 0.5$ ，出口单宽流量不宜大于 $1000 \text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ，应避免在收缩段内产生水跃。

3 挑坎挑角可在 $-10^\circ \sim 10^\circ$ 之间选择，宜采用 0° 。当挑坎高程距离下游水位高差较大，或为增加水舌在空中的扩散采用较小的收缩比时，挑角可取负值。挑坎高程应根据溢洪道布置及水力条件经比较选定。

4 挑坎的宽度可采取一次或多次收缩。

5 挑坎段边墙收缩产生的冲击波交汇点宜接近挑坎出口，收缩角宜为 $8.5^{\circ}\sim 12.5^{\circ}$ 。冲击波交汇点可按附录 A.5 有关公式计算，并宜经水工模型试验验证。

4.5.4 需要调整出坎水舌方向、控制水舌入水位置时，可根据工程实际情况，在水工模型试验基础上选用异型挑坎。

4.5.5 底流消能水力设计，应符合下列要求：

1 保证消力池内形成低淹没度稳定水跃，并应避免产生两侧回流。

2 消力池宜采用等宽的矩形断面。

3 消力池底板上辅助消能工设置，应根据运用条件综合确定。当跃前断面平均流速超过 16m/s 时，池内不宜设置趾墩、消力墩等辅助消能工。

4 采用扩散（收缩）式消力池，或池内设置辅助消能工时，其体型、布置和水力计算宜经水工模型试验验证。

4.5.6 底流消能的水力设计，应对各级流量进行计算。池底高程、池长及尾坎布置等根据计算结果确定。对于不设辅助消能工的消力池水力计算，可按附录 A.6 进行计算。

4.5.7 当消力池的出池水流流速超过基岩的允许抗冲流速时，或消力池下游河床非岩基时，应设置防冲齿墙、护坦、海漫、防冲槽等保护措施，按 SL 265 的有关规定执行。

4.5.8 底流消力池跃前断面平均流速大于 30m/s 时，宜采用跌坎底流消能。跌坎底流消能的跌坎高度可根据控制池底临底流速、脉动压力大小及水流流态确定。跌坎高度、消力池长度均应经水工模型试验验证。

4.6 出水渠

4.6.1 出水渠水流应平顺、稳定，不产生冲刷破坏。

4.6.2 渠道的水面线，可根据下游控制断面水位流量关系和下游水流衔接条件，按能量方程计算。

4.7 防空蚀设计

4.7.1 溢洪道的下列部位和区域应进行防空蚀设计：

- 1 闸墩、门槽、溢流面、平面收缩（扩散）段、平面弯曲段、陡坡变坡处、反弧段及其下游段、水流边界突变处；
- 2 异型挑坎、分流墩、消力墩及趾墩处；
- 3 水流空化数 $\sigma \leq 0.3$ 的部位。

4.7.2 溢洪道无掺气减蚀保护的部位，水流空化数 σ 应大于该处体型的初生空化数 σ_i 。水流空化数可按附录 A.7.1 中的公式计算。常见体型的初生空化数及空蚀发生与否的判别标准，见附录 A.7.2 和附录 A.7.3。

4.7.3 对于容易发生空蚀的部位和区域，应采用下列防空蚀措施：

- 1 选择合理的体型。
- 2 控制水流边界壁面的局部不平整度，包括混凝土施工中留下的接缝错台、模板印痕、钢筋头、混凝土表面的凹凸不平及其他突体、跌坎等。局部不平整度控制标准可按附录 A.7.4 执行。

3 流速超过 30m/s 时，根据工程具体情况可考虑设置掺气减蚀设施；流速超过 35m/s 时，应设置掺气减蚀设施。掺气减蚀设施的布置要求及水力设计，按附录 A.7.5~A.7.8 执行，并经水工模型试验验证。

- 4 选择合理的运行方式。
 - 5 采用抗冲性能好的材料。
- 4.7.4 在多泥沙河流上，应同时考虑挟沙水流对边壁的磨损与空蚀的联合作用，选用抗冲耐磨性能好的材料。采用掺气设施时，应考虑泥沙磨损及淤堵对掺气设施和掺气效果可能产生的影响。

4.8 泄洪雾化及防冰设计

4.8.1 溢洪道的布置和泄洪消能建筑物型式、体型的选择，应

考虑泄洪雾化可能对建筑物和设施的安全和正常运行产生的不利影响。对于狭窄河谷采取挑流消能的溢洪道，应进行雾化预测。

4.8.2 泄洪雾化预测内容包括雾化降雨强度分布和泄洪雾化影响范围，并根据雾化降雨强度和可能产生的影响进行分区。

4.8.3 泄洪雾化防护设计方案应根据雾化特点、雾化分区和地形地质条件等，结合枢纽布置，综合比较确定。重要的建筑物和电气设施等宜避开雾化影响区域。

4.8.4 寒冷地区有防冰要求的工程，溢洪道进口应根据冰情采取必要的防冰、导冰措施；溢洪道兼作排冰设施时，应研究排冰可能产生的影响，并结合水库运行调度确定排冰运用方案。

4.8.5 防冰设计应满足下列要求：

- 1 防止冰凌堵塞进水渠、闸孔等过流部位；
- 2 防止静冰、动冰压力损坏溢洪道建筑物；
- 3 保证闸门、启闭机等设备正常操作运行。

4.8.6 冰冻地区的溢洪道设计应符合 GB/T 50662 的有关规定。

5 结构设计

5.1 一般规定

- 5.1.1** 溢洪道结构设计，应根据布置、水力设计、地基及运用条件，结合防渗、排水、止水及锚固等工程措施，在满足安全、耐久性的前提下，选用经济合理的结构型式和尺寸。
- 5.1.2** 溢洪道混凝土结构构件设计、抗震设计及抗冰冻设计应分别符合 SL 191、SL 203、GB/T 50662 的相关规定。
- 5.1.3** 溢洪道混凝土除应满足强度要求外，还应根据溢洪道的环境及运行条件等，满足抗渗、抗冻、抗冲磨和抗腐蚀等耐久性的要求，并应符合 SL 654 的有关规定。
- 5.1.4** 堰体等大体积混凝土强度等级的设计龄期宜采用 90d，经论证亦可采用 180d；其余部位混凝土强度等级的设计龄期宜采用 28d，经论证亦可采用 90d。
- 5.1.5** 溢洪道建筑物地基承载力、混凝土与地基接触面的抗剪指标、岩体及结构面的抗剪指标，应根据工程勘察试验成果，按有关规范分析确定。
- 5.1.6** 溢洪道的混凝土结构应考虑温度应力影响，并根据当地的气候条件、混凝土结构特点以及地基约束等因素，采取必要的结构措施和施工措施。
- 5.1.7** 溢洪道建筑物设置锚筋时，应经计算并参照类似工程经验确定；必要时，设计参数可通过拉拔试验确定。

5.2 进水渠衬护

- 5.2.1** 进水渠衬护可采用现浇混凝土、喷混凝土、浆砌块石或干砌块石等结构型式。
- 5.2.2** 底板的衬护厚度可按构造要求确定。现浇混凝土衬砌厚度不宜小于 0.3m，必要时可进行抗渗和抗浮稳定验算。

5.2.3 现浇混凝土衬砌应设置结构缝，其分块尺寸可根据气候特点、地基约束情况及混凝土施工条件等，参照类似工程经验确定。

5.3 控制段

5.3.1 控制段的结构设计应包括下列内容：

- 1 结构型式选择和布置；
- 2 荷载计算及其组合；
- 3 稳定计算；
- 4 结构计算；
- 5 细部设计；

6 提出材料强度等级、抗冻抗渗等指标及施工要求，对大体积混凝土应提出混凝土施工温度控制要求。

5.3.2 堰的结构型式可采用分离式或整体式。分离式适用于岩性比较均匀的地基，整体式适用于地基均匀性较差的情况。

5.3.3 分离式底板必要时可设置垂直水流向的纵缝，缝的位置和间距应根据地基、结构、气候和施工条件确定。

1 分离式底板的横缝（顺水流向），根据应力的传递要求可选用铅直式、台阶式、倾斜式或键槽式等；

2 控制段范围内的结构缝均应设置止水设施。

5.3.4 闸室的胸墙可根据工程布置和运用条件选用固定式、活动式或混合式。固定式胸墙与闸墩的连接，可根据闸室的结构特点采用简支或固端。胸墙应有足够的刚度，在水压力作用下，不应产生过大变形。

5.3.5 闸墩的型式和布置应符合 3.3.7 条的规定。大型弧形闸门的闸墩，通过技术经济比较，可采用预应力钢筋混凝土结构。

5.3.6 控制段的稳定分析可采用刚体极限平衡法。基底应力及实用堰堰体应力分析可采用材料力学法，重要工程或受力条件复杂时可用有限元法。宽顶堰及驼峰堰底板应力分析可采用材料力学法、有限元法或弹性地基梁法。

5.3.7 作用在控制段上的荷载可分为下列荷载,荷载计算应符合 SL 744 的有关规定:

- 结构自重及其上的永久设备重量;
- 正常蓄水位或设计洪水位时的静水压力(取其中一种控制情况);
- 相应于正常蓄水位或设计洪水位的扬压力;
- 相应于正常蓄水位或设计洪水位的波浪压力;
- 设计洪水位情况下泄流的动水压力;
- 土压力;
- 淤沙压力;
- 冰压力;
- 其他出现机会较多的荷载;
- 校核洪水位时的静水压力;
- 相应于校核洪水位的扬压力;
- 相应于校核洪水位的波浪压力;
- 相应于校核洪水位的动水压力;
- 地震荷载;
- 其他出现机会很少的荷载。

5.3.8 控制段抗滑稳定及基底应力计算的荷载组合应根据表 5.3.8 的规定选择最不利的情况进行计算,必要时可考虑其他可能的不利组合。

5.3.9 堰基面的抗滑稳定按抗剪断强度公式(5.3.9-1)或抗剪强度公式(5.3.9-2)计算。

1 抗剪断强度的计算公式:

$$K' = \frac{f' \sum W + c' A}{\sum P} \quad (5.3.9-1)$$

- 式中 K' ——按抗剪断强度计算的抗滑稳定安全系数;
- f' ——堰体混凝土与基岩接触面的抗剪断摩擦系数;
- c' ——堰体混凝土与基岩接触面的抗剪断凝聚力, kPa;
- A ——堰体与基岩接触面面积, m^2 ;

表 5.3.8 荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷载										说明			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
		自重	静水压力	扬压力	波浪压力	动水压力	土压力	淤沙压力	冰压力	地震荷载	其他				
基本组合	完建情况	√	—	—	—	√	—	—	—	—	—	—	—	√	必要时, 可考虑地下水产生的扬压力
	正常蓄水位情况	√	√	√	√	—	—	—	—	—	—	—	—	√	
	设计洪水水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	—	—	—	—	√	
	冰冻情况	√	√	√	—	—	√	√	√	—	—	—	—	—	按正常蓄水位计算静水压力和扬压力
特殊组合	施工情况	√	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	√	应考虑施工过程中各阶段的临时荷载
	检修情况	√	√	√	√	—	—	—	—	—	—	—	—	√	按正常蓄水位组合(必要时可按设计洪水位组合或冬季低水位条件)计算静水压力、扬压力及波浪压力
	校核洪水水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	√	
	地震情况	√	√	√	√	—	—	—	—	—	—	—	—	—	√

注: 正常蓄水位情况考虑排水失效时, 按特殊组合进行计算。

ΣW ——作用于堰体上全部荷载（包括扬压力，下同）对计算滑动平面的法向分力，kN；

ΣP ——作用于堰体上全部荷载对计算滑动平面的切向分力，kN。

2 抗剪强度的计算公式：

$$K = \frac{f \Sigma W}{\Sigma P} \quad (5.3.9-2)$$

式中 K ——按抗剪强度计算的抗滑稳定安全系数；

f ——堰体混凝土与基岩接触面的抗剪摩擦系数。

3 抗滑稳定安全系数规定如下：

1) 按抗剪强度公式 (5.3.9-1) 计算的堰基面抗滑稳定安全系数 K' 值不应小于表 5.3.9-1 的规定。

表 5.3.9-1 堰基面抗滑稳定安全系数 K'

荷载组合	K'	
基本组合	3.0	
特殊组合	(1)	2.5
	(2)	2.3

注：地震情况为特殊组合 (2)，其他特殊组合为特殊组合 (1)。

2) 按抗剪强度公式 (5.3.9-2) 计算的堰基面抗滑稳定安全系数 K 值不应小于表 5.3.9-2 的规定。

表 5.3.9-2 堰基面抗滑稳定安全系数 K

荷载组合		溢洪道的级别		
		1 级	2 级	3 级
基本组合		1.10	1.05	1.05
特殊组合	(1)	1.05	1.00	1.00
	(2)	1.00	1.00	1.00

注：地震情况为特殊组合 (2)，其他特殊组合为特殊组合 (1)。

5.3.10 堰基岩体内存在缓倾结构面时，应核算深层抗滑稳定。深层抗滑稳定的计算及安全系数的选取可参照 SL 319 的相关

规定。

5.3.11 堰基面抗滑稳定及堰基岩体内存在缓倾结构面的深层抗滑稳定也可辅以有限元法分析。

5.3.12 堰基面垂直应力按公式 (5.3.12) 计算：

$$\sigma_{\pm} = \frac{\sum W}{A} \pm \frac{\sum M_x y}{J_x} \pm \frac{\sum M_y x}{J_y} \quad (5.3.12)$$

式中 σ ——堰基面垂直应力，kPa；

$\sum W$ ——作用于堰上全部荷载（包括扬压力，下同）在堰基面上法向力的总和，kN；

$\sum M_x$ 、 $\sum M_y$ ——作用于堰上全部荷载对堰基面形心轴 X、Y 的力矩总和，kN·m；

A——堰基面面积，m²；

x、y——堰基面上计算点到形心轴 X、Y 的距离，m；

J_x 、 J_y ——堰基面对形心轴 X、Y 的惯性矩，m⁴。

5.3.13 堰基面上的垂直正应力，应满足下列要求：

1 运用期：在各种荷载组合情况下（地震情况除外），堰基面上的最大垂直正应力 σ_{\max} 应小于基岩的容许承载力（计算时分别计入扬压力和不计入扬压力）；最小垂直正应力 σ_{\min} 应大于零（计入扬压力）。地震情况下堰基面上的最大垂直正应力 σ_{\max} 应小于基岩的容许承载力；容许出现不大于 0.1MPa 的垂直拉应力。

2 施工期：堰基面上的最大垂直正应力 σ_{\max} 应小于基岩的容许承载力；堰基面下游端的最小垂直正应力 σ_{\min} 容许有不大于 0.1MPa 的拉应力。

5.3.14 堰体上游面铅垂方向最小正压应力（计入扬压力）应大于零。不满足此项要求时，应配置钢筋。

5.3.15 闸墩及底板应根据闸室的结构型式和运用条件进行下列情况的稳定和应力分析：

- 1 闸墩两侧工作闸门全关闭；
- 2 闸墩一侧工作闸门关闭，另一侧工作闸门全开启泄洪；
- 3 闸墩一侧工作闸门关闭，另一侧检修闸门关闭；

4 其他不利的运用条件。

5.3.16 闸底板的应力分析及计算，根据闸室型式、规模和地基条件，可采用材料力学法、弹性地基梁法或有限元法。

5.3.17 用材料力学法分析堰体断面的应力分布时，可按照公式(5.3.12)进行计算。

5.3.18 分离式底板应校核抗浮稳定，必要时可采取排水和锚固措施。

5.3.19 闸墩应力分析可采用材料力学法。大型或受力条件复杂的闸墩应力分析宜采用有限元法验证。

5.3.20 闸墩上的闸门槽和弧形闸门铰支座应进行强度核算。闸室的上部结构应进行强度、配筋、变形和限裂计算，有抗震要求的尚应进行抗震设计。

5.4 泄槽底板

5.4.1 泄槽底板厚度应根据溢洪道规模及其与坝的相对位置、沿线的工程地质和水文地质条件、水力特征、气候条件、水流挟沙情况等因素，并参照类似工程经验进行类比确定，厚度不应小于0.3m。寒冷及严寒地区的溢洪道泄槽底板厚度不应小于0.4m。

5.4.2 根据泄槽底板的稳定要求，可采取防渗、排水、止水、锚固等必要的工程措施。泄槽底板在消力池最高水位以下部位，应按消力池底板设计。

5.4.3 泄槽底板抗冲磨混凝土层厚度不宜小于0.3m，并应采取有效措施，提高抗冲磨混凝土与下部混凝土之间的黏结强度。抗冲磨混凝土的钢筋保护层厚度不应小于100mm，靠近表面的钢筋应平行水流方向布置。

5.4.4 泄槽底板应设结构缝，其位置应满足结构布置要求。纵缝（顺水流向）的间距可采用10~15m，横缝（垂直水流向）的间距可根据气候特点、地基的约束情况及混凝土施工条件等，结合工程实际并参照类似工程经验研究确定。宜减少横缝数量，

横缝布置宜避开掺气水舌冲击区。

5.4.5 泄槽底板的纵、横缝可采用平缝。当地基不均匀性明显时，横缝宜采用半搭接缝、全搭接缝或键槽缝。缝中应设止水。

5.4.6 对可能发生不均匀沉陷或不设锚筋的泄槽底板，宜在板块上游端设置齿槽，并采用上下游板块全搭接横缝。也可在板块上、下游端均设齿槽，但不应只在板块下游端设置齿槽。

5.5 挑 坎

5.5.1 挑坎泄洪时所受的动水压力计算应符合 SL 744 的有关规定。挑坎抗滑稳定、应力分析及安全控制标准应与控制段相同。

5.5.2 挑坎不应设垂直水流向的结构缝。顺水流向的分缝间距可根据气候、地基约束及混凝土施工条件等，参考类似工程经验研究确定。

5.5.3 挑坎设置抗冲磨混凝土层时，可按 5.4.3 条的规定确定。

5.6 消力池底板

5.6.1 消力池底板厚度应根据布置要求、水力设计、抗浮稳定计算、地基条件以及采取的措施，并参照已建类似工程，综合考虑选定。

5.6.2 消力池底板应按附录 B 进行抗浮稳定计算，抗浮稳定安全系数可取 1.0~1.2。具体应结合工程重要性及溢洪道级别、地基条件、计算情况等选用。

5.6.3 设有消力齿、消力墩或尾槛的底板，尚应进行抗倾及抗滑稳定计算。采取抽排降压措施的底板，应复核地基的渗透稳定。

5.6.4 消力池底板设置抗冲磨混凝土层时，可按照 5.4.3 条的规定确定。

5.6.5 底板设置锚筋时，宜将锚筋向上延伸并与底板表层钢筋网可靠连接。

5.6.6 底板分缝间距宜与泄槽底板分缝间距相同。垂直水流向的缝宜采用半搭接缝或键槽缝，顺水流向的缝宜采用键槽缝。

5.6.7 底板的结构缝可设置 1~2 道止水。

5.7 边 墙

5.7.1 溢洪道进水渠、控制段、泄槽、挑坎及消力池的两侧挡土墙、导墙、边墙或贴坡式边墙（本节统称为边墙），宜设置结构缝与底板分开。根据实际情况，控制段、泄槽、挑坎、消力池的边墙也可与底板连成整体。

5.7.2 溢洪道边墙应按 SL 379 的规定核算稳定和应力。

5.7.3 溢洪道边墙各项荷载计算应符合 SL 744 的相关规定。收缩型消能工的边墙承受的动水压力，必要时可通过水工模型试验确定。

5.7.4 进水渠及控制段边墙的荷载组合与控制段相同。控制段以下各段边墙的荷载组合见表 5.7.4。当存在泄洪骤然停止的情况时，荷载计算应考虑扬压力回落滞后影响。

5.7.5 库水位或下游水位骤降时，可根据具体情况分析是否需要核算进水渠道导墙或消力池边墙的稳定。

5.7.6 泄槽反弧段边墙应考虑水流离心力；泄槽、挑坎和消力池的边墙尚应考虑脉动压力；消能防冲设施的边墙、隔墙或导墙较高时，应分析水流诱发墙体振动的可能性，必要时采取工程措施。

5.7.7 边墙的结构缝间距可取 10~15m，并宜与邻接底板的分缝相协调；有防渗要求时，缝中应设置止水且与相邻建筑物的分缝止水可靠连接。

5.7.8 边墙墙顶宽度应根据墙体建筑材料、墙顶交通、施工条件等要求合理确定。混凝土或钢筋混凝土的墙顶宽度不宜小于 0.3m，砌石的墙顶宽度不宜小于 0.5m。

5.7.9 边墙底板厚度应根据结构强度要求等确定。墙前趾伸出长度及厚度应根据结构稳定要求等确定。

表 5.7.4 溢洪道控制段以下边墙荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷载									备注
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	
		自重	静水压力	动水压力	土压力	冰压力	土的膨胀力	地震荷载	其他		
基本组合	(1) 完建情况	√	—	—	√	—	—	—	—	√	
	(2) 泄设计洪水	√	√	√	√	—	—	—	—	√	
	(3) 不泄洪	√	√	√	√	—	—	—	—	√	按下游水位计算静水压力
特殊组合	(4) 冰冻情况	√	√	—	√	√	√	—	—	—	按正常运行水位计算静水压力、扬压力及冰压力
	(5) 泄校核洪水	√	√	√	√	—	—	—	—	√	
	(6) 检修情况	√	—	—	—	—	—	—	—	√	
	(7) 排水失效	√	√	√	√	—	—	—	—	√	
	(8) 泄槽水位骤降	√	√	√	√	—	—	—	—	√	
	(9) 地震	√	√	√	—	√	—	—	√	—	地震荷载与 (3) 组合

5.7.10 进水渠边坡设置贴坡式边墙或护坡时，其厚度应满足结构与构造要求。

5.7.11 泄槽和挑坎段的贴坡式边墙，宜采用混凝土衬砌，其厚度应满足抗冲刷及稳定要求，最小厚度应满足施工要求。消力池贴坡式边墙的厚度宜按计算并结合工程经验类比确定。

5.8 下游防护

5.8.1 消能设施出口区地质条件较差时，可根据消能型式设置防淘齿墙、翼墙、二道坝、海漫或防冲槽等设施。

5.8.2 消能设施出口的两岸岸坡可采取护坡、顺坝、丁坝及潜坝等防冲措施以防止主流、回流及波浪的冲刷和淘刷破坏。

6 地基及边坡处理设计

6.1 一般规定

6.1.1 溢洪道地基处理措施，应根据建筑物结构和运用特点，各部位对承载能力、抗滑稳定、地基变形、渗流控制、抗冲及耐久性要求确定。

6.1.2 地基处理方案，应根据工程重要性、地质条件、施工条件和运用特点等因素，通过技术经济比较确定。

6.1.3 地基为软弱岩石或存在规模较大、性状差的断层破碎带、软弱夹层、岩溶等缺陷时，应进行专门处理设计。

6.1.4 对高陡边坡、地质条件复杂的高边坡以及受泄洪雾化影响严重的边坡应进行专门研究，采取相应处理措施；对易风化掉块、易软化或抗冲能力低的稳定边坡也应进行相应的防护。

6.1.5 地基和边坡处理的防渗与排水设施应因地制宜，合理布设，且便于检修。

6.1.6 边坡设计应符合 SL 386 的相关规定。

6.2 地基开挖

6.2.1 溢洪道建基面，应根据建筑物对地基要求、地质条件、工程处理措施等确定，并应符合下列规定：

- 1 重要部位的地基宜开挖至弱风化中部至上部岩体；
- 2 不衬砌泄槽，应开挖至坚硬、完整的新鲜或微风化岩体；
- 3 对易风化、易泥化的基岩，应提出相应的施工保护措施。

6.2.2 岩体条件较差的地基，不宜只采用开挖的方式满足建筑物对地基的要求，还可采取加固措施改善地基条件，开挖深度应通过技术经济比较确定。

6.2.3 建筑物的基坑形状应根据地形地质条件及上部结构要求确定，开挖面宜连续平顺。控制段的基坑宜略向上游倾斜，若受

地形地质条件限制，高差过大或向下游倾斜时，可开挖成带钝角的台阶状。

6.3 固结灌浆

6.3.1 溢洪道地基固结灌浆的范围和深度应根据地基岩体的破碎程度、风化深度、裂隙发育程度和基础应力情况确定，控制段及消能建筑物的基础宜进行固结灌浆。基岩条件较好时，可不进行固结灌浆。

6.3.2 固结灌浆孔可按梅花形或方格形布置。灌浆孔的方向应根据主要裂隙的产状结合施工条件确定，宜使其穿过较多的裂隙。固结灌浆孔的孔距、排距、孔深应根据岩体的破碎情况、节理发育程度及基础应力综合考虑。孔距、排距可取 2~4m，孔深宜取 3~5m，局部地基地质条件较差区域可适当加深。必要时可通过灌浆试验确定孔、排距等参数。对于较大的断层破碎带、裂隙密集带，宜专门布孔。

6.3.3 固结灌浆宜在混凝土浇筑后进行。灌浆压力可根据盖重混凝土厚度，采用 0.2~0.5MPa；采用无混凝土盖重或找平混凝土封闭灌浆时，灌浆压力可采用 0.1~0.3MPa。在不抬动基础岩体和盖重混凝土的情况下，固结灌浆压力宜取大值。软弱岩体地基的固结灌浆压力可适当降低，必要时可通过灌浆试验确定灌浆压力。

6.4 地基防渗和排水

6.4.1 溢洪道地基的防渗、排水设计应根据工程地质和水文地质条件，建筑物的重要性和作用、结构安全稳定性、防渗透与排水的相互关系确定。靠近坝肩的溢洪道的防渗、排水布置与设计，应与大坝的防渗、排水系统统筹考虑。

6.4.2 防渗和排水设施的布设应符合下列要求：

- 1 减少堰基的渗漏和绕渗；
- 2 防止在软弱夹层、断层破碎带、裂隙密集带及抗渗变形

性能差的地基中产生渗透破坏；

- 3 降低建筑物基底的反压力；
- 4 具有可靠的连续性和足够的耐久性；
- 5 防渗帷幕不得设置在建筑物底面的拉应力区；
- 6 在严寒地区，排水设施应考虑冰冻的影响，防止冰冻

破坏。

6.4.3 堰基及其两岸的防渗措施，宜采取帷幕灌浆；也可根据条件采用混凝土齿墙、防渗墙、水平防渗板或其组合防渗措施。帷幕宜采用水泥灌浆，当采用化学材料灌浆时，应注意对环境的影响，使用时应充分论证。必要时可进行帷幕灌浆试验。

6.4.4 防渗帷幕的范围及深度，应符合下列规定：

1 地基下存在有可靠的相对隔水层且埋深较浅时，防渗帷幕应伸入到该隔水层内 2~3m。相对隔水层透水率的控制标准应小于 5Lu，并与坝肩帷幕防渗标准相协调。

2 地基内相对隔水层埋藏较深或分布无规律时，帷幕深度除应满足 6.4.2 条的要求外，还应考虑水文地质、工程地质条件，基础排水措施和渗流计算成果，结合已建工程经验确定。非岩溶地区的防渗帷幕深度可在 0.3~0.7 倍堰基面最大水深范围内选择。遇透水性强的破碎带，应适当增加帷幕的深度和厚度。

3 溢洪道防渗帷幕向两岸的延伸长度及走向，应根据水文地质、工程地质条件确定，宜延伸至相对隔水层或正常蓄水位与蓄水前地下水位线相交处。无相对隔水层或地下水位较深时，帷幕延伸范围应通过渗流计算，并类比已建工程经验确定。

4 靠近坝肩的溢洪道，其帷幕应与大坝帷幕衔接，形成整体防渗系统。远离坝肩的溢洪道，其防渗帷幕深度、伸入岸边范围可适当降低要求。

6.4.5 防渗帷幕幕体的透水性控制标准应与相对隔水层透水性控制标准一致。与大坝帷幕衔接的溢洪道防渗帷幕应与大坝帷幕透水性控制标准一致。

6.4.6 帷幕灌浆孔宜设一排，对岩体破碎、裂隙发育，或可能

发生渗透变形等地质条件较差的地段，可适当增加帷幕排数。

6.4.7 帷幕灌浆的孔距可取为 1.5~3.0m，排距宜略小于孔距。有条件时，灌浆孔距、排距可通过灌浆试验选定。钻孔方向宜采用铅直或略向上游倾斜。钻孔宜穿过岩体的主要裂隙和层面，但不宜倾向下游。

6.4.8 帷幕灌浆必须在混凝土盖重形成及固结灌浆后进行。灌浆压力可通过灌浆试验确定，帷幕孔表层段不宜小于 0.3MPa，孔底段不宜小于 0.5MPa，且以不抬动岩体为原则。

6.4.9 堰基宜设一排主排水孔，应布设在防渗帷幕下游的廊道或集水沟（管）内，与帷幕灌浆孔的间距在基底面不宜小于 2m。必要时可增设辅助排水孔和排水沟（管）。主排水孔的孔距宜为 2~3m；孔深应根据防渗帷幕和固结灌浆深度，以及基础水文地质条件确定，可为帷幕深度的 40%~60%，且不小于固结灌浆孔的深度。辅助排水孔孔距宜为 3~5m，孔深宜小于主排水孔孔深。

6.4.10 溢洪道地基的排水设施应能有效排泄通过建筑物地基、岸坡及衬砌接缝的渗水，充分降低渗透压力，其布设应符合 6.4.2 条的要求，并应符合下列规定：

1 以排水廊道或集水沟（管）为主导，形成完整的排水系统；

2 各部位（如控制段、泄槽）地基的渗水可分段分级导引至集水廊道或集水沟（管）；

3 排水系统出口应能顺利地将渗水排出；

4 应考虑防止排水失效的措施，并设置必要的检测设施；

5 若需要采用排水措施降低地基内承压水的影响时，应选择适宜的位置设置减压排水孔或减压井。

6.4.11 泄槽底板下的排水设施，应符合下列规定：

1 泄槽底板下宜设纵、横向排水沟（管），构成互相贯通的沟（管）网系统；横向排水沟（管）应具备重力自流条件；

2 软弱岩基、底板下扬压力过大或不便设锚筋的地段，可

设连续的排水垫层，或垫层与排水沟（管）相结合；

3 纵横排水沟（管）的间距宜与底板纵、横缝相对应，且不宜骑缝布设；

4 对于规模较大的溢洪道宜优先选用在边墙地基或泄槽底板下设置一条或多条纵向集水廊道。

6.4.12 挑坎基底有自流排渗条件时，排水设施宜与泄槽底板下的排水系统相应布设，并与泄槽底板下纵、横排水沟（管）或廊道连通，经挑坎基底或坎体通向下游。

6.4.13 消力池底板下的排水设施（包括消力戽底排水设施）可按 6.4.11 条的规定执行，必要时可在排水沟（管）内设深入基岩一定深度的排水孔。底板下的纵、横排水系统的出口宜设在两侧边墙收缩水深处水面以下，或设在泄槽尾部趾墩的负压区。

6.4.14 下游水位较高，消力池底板需要采用抽排降压措施时，应符合下列规定：

1 底板的排水廊道与排水沟（管）等应构成可靠的排水系统；

2 应在适当位置设置低于排水系统的集水井和可靠的自动抽水设备；

3 下游高水位历时较长时，宜在底板下游边及两侧设置阻截尾水回渗的截水墙、灌浆帷幕或其联合设施。

6.4.15 对于地质条件复杂（如岩性极不均匀，岩体可能发生管涌或化学侵蚀、溶解）或不具备监测维修条件等情况，不应采用抽排降压措施。

6.4.16 溢洪道的边墙（重力式或贴坡式），可设置与底板排水沟（管）相通的墙后排水系统。对有防渗要求的边墙，水面线以下部位不应设明排水孔。无防渗要求的边墙及护坡可设置明排水孔。

6.4.17 当需要降低溢洪道所在山体的地下水位、减免对溢洪道的影响时，可在适当部位设置排水隧洞。

6.4.18 排水孔和排水沟（管），应采取防淤塞措施，岩体表面

或内部有泥化夹层出露的部位、软弱岩基的排水垫层或墙后回填土中埋设的排水管，均应设反滤保护，并应考虑渗漏水化学沉淀对排水效果的影响。

6.5 断层、软弱夹层及岩溶处理

6.5.1 溢洪道地基范围内的断层破碎带和软弱夹层处理措施，应根据其所在部位、埋藏深度、产状、宽度、组成物性质以及试验资料，对上部结构和地基的影响，结合施工条件和类似工程经验确定。

6.5.2 对于陡倾角的断层破碎带，根据其规模、岩性及上部结构要求，应采用下列处理方法：

1 建筑物地基下的断层破碎带，若组成物质为坚硬构造岩，可适当挖除，加强固结灌浆处理；

2 若断层破碎带组成物质为软弱构造岩，且规模不大时，应根据上部结构型式，分别采用混凝土塞、板、梁、拱等跨越结构措施；

3 当断层破碎带为软弱构造岩组成，且规模较大时，应进行专门研究，并根据类似工程经验，采用加铺钢筋、加厚底板、扩大基础、锚杆或预应力锚索等措施。

6.5.3 地基存在缓倾角断层破碎带或软弱夹层时，应根据埋藏深度及对建筑物的影响选择处理措施，可采用挖除后回填混凝土、灌浆、防滑齿墙、抗滑桩、抗滑塞（键）或预应力锚索等措施。

6.5.4 溢洪道地基的岩溶处理应与大坝及其他建筑物岩溶处理结合进行。其处理措施应根据岩溶特点、规模、埋深、水文地质条件、充填物的物理力学性质以及对结构的影响等，选用下列方式：

1 溶洞规模不大且埋深较浅时可开挖后回填混凝土，并对洞顶及周围加强固结灌浆。

2 堰基内规模不大但埋深较大的溶洞，可钻孔灌注混凝土

或水泥砂浆，若处于防渗线上，可按 SL 319 的规定处理。

3 对规模较大的溶洞，可根据溶洞充填情况及充填物性状，研究采取相应处理措施。溶洞内无充填物时，可先填砂砾石或混凝土，再灌浆。

4 进行溶洞处理时，对岩溶水应采取妥善的疏导措施。

6.5.5 断层或岩溶处理中混凝土回填较深、范围较大时，应制定相应的混凝土温控和接触灌浆等技术要求。

6.6 边坡开挖及处理

6.6.1 溢洪道的开挖坡度，应根据岩土体质量、结构特征、地下水情况、边坡高度和施工方法等条件，通过工程类比及稳定分析，综合确定。

6.6.2 对边坡进行稳定性分析应考虑边坡岩性、岩体控制结构面产状及特性与边坡形状的关系、施工方法等因素，还应考虑地下水、降雨、泄洪雨雾、开挖爆破、地震等影响。

6.6.3 边坡加固措施，可根据稳定分析成果，分别采用削坡减载、压坡、锚喷、锚杆、锚筋桩、抗滑桩、抗剪塞、锚洞或预应力锚索等措施。

6.6.4 开挖边坡宜分级设置马道，马道布置应根据边坡岩体结构、边坡高度、坡度等条件确定。边坡马道分级高度可选用10~30m，马道宽度1.5~3.0m，结合施工设施及交通道路可适当加宽。

6.6.5 边坡表面进行防护处理时，可根据地质条件分别采用植被、砌石或挂网喷护等措施，并兼顾环境与生态的要求。

6.6.6 边坡应设置排水设施。宜沿边坡走向结合马道位置布设纵横排水沟排除地表水。视需要可在边坡内布置排水隧洞并钻设排水孔排除地下水。

6.6.7 应采用截（排）水沟或其他疏导分流措施，防止或减少边坡外地表水汇入。

7 安全监测设计

7.1 一般规定

7.1.1 溢洪道建筑物的监测项目和设施应根据其级别、水头、泄量、结构型式及地质条件确定，与枢纽监测设计统筹考虑，并符合 SL 616、SL 725 的有关规定。地震反应监测应符合 SL 486 的规定。边坡监测应符合 SL 386 的规定。

7.1.2 安全监测项目选择和测点设置，应目的明确、重点突出，并贯彻经济合理的原则。

7.1.3 安全监测应包括巡视检查及仪器监测两部分。

1 巡视检查的项目、内容、方法应符合相关标准有关规定。

2 仪器监测项目可根据工程建设条件，结合大坝监测项目综合确定。

7.1.4 监测仪器布设应满足下列要求：

1 各监测项目的选择、监测断面及测点的布置应紧密结合工程地质特征、水力条件和设计要求，既能较全面地反映工程运行状态，又能突出重点，做到少而精；

2 相关的监测项目应统筹考虑，合理布设；

3 监测的重点应选择结构、地质、水流条件复杂的部位和其他有代表性的部位。监测部位宜与模型试验相对应；

4 监测仪器和监测设施应在可靠、稳定、耐久、经济、实用的前提下，宜先进和便于实现监测自动化；

5 监测仪器布设宜相对集中，监测方便，便于检修维护，精度应符合要求；各项监测方法和监测数据宜能互相校核，宜做到一种设施多种用途；

6 采用自动化监测的设备，应同时具备人工监测条件；

7 测站布设应统筹规划，各测站应有良好的照明、防潮和交通条件，以及相应的安全保障措施，能适应大洪水、严寒冰冻

及泄洪雾化等恶劣情况下的监测要求。

7.1.5 监测设计宜根据设计计算、模型试验成果以及类似工程监测经验进行，并根据工程具体情况，提出监测技术要求。

7.1.6 泄洪雾化监测设施应根据溢洪道泄洪雾化及其影响预测分区进行布置。

7.2 监测项目

7.2.1 溢洪道安全监测项目可按表 7.2.1 确定。

表 7.2.1 溢洪道安全监测项目表

序号	监测类别	监测项目	建筑物级别		
			1	2	3
一	巡视检查	见 SL 725 及其他相关标准	●	●	●
二	水文	堰前水位、消力池出口下游水位	●	●	●
三	水力学	1. 水流流态	●	●	○
		2. 流速、流量	●	●	●
		3. 水面线	●	●	○
		4. 动水压力	●	○	
		5. 消能	●	●	○
		6. 冲淤	●	●	○
		7. 空化、空蚀及磨蚀	●	○	
		8. 通气及掺气	●	○	
		9. 振动	○		
		10. 雾化	○		
四	变形	1. 垂直、水平位移	●	●	●
		2. 纵横缝	●	●	○
五	渗流	1. 渗流量	●	●	●
		2. 堰基渗流压力	●	●	○
		3. 绕堰渗流	●	○	
六	应力（应变）	1. 堰体、闸墩应力（应变）	○	○	
注：●为必设项目；○为选设项目。					

7.2.2 当溢洪道水流流速大于 30m/s 、最小水流空化数不大于 0.3 ，或采用新型掺气减蚀设施、新型消能工时，应进行水流空化监测；当溢洪道采用挑流消能，特别是采用挑流水舌空中碰撞或其他使水流充分扩散的消能型式（如窄缝、宽尾墩、差动坎等）时，应进行泄洪雾化监测。

7.2.3 各监测项目在不同时期的测次参照 SL 725 的有关规定执行。

7.2.4 水力学监测设计应符合 SL 616 的有关规定。



附录 A 水力设计计算公式

A.1 堰面曲线

A.1.1 开敞式堰面堰顶下游堰面采用 WES 幂曲线可按公式 (A.1.1) 计算:

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

式中 H_d ——堰面曲线定型设计水头, [对于上游堰高 $P_1 \geq 1.33H_d$ 的高堰, 取 $H_d = (0.75 \sim 0.95) H_{\max}$, 对于 $P_1 < 1.33H_d$ 的低堰, 取 $H_d = (0.65 \sim 0.85) H_{\max}$, H_{\max} 为校核流量下的堰上水头];

x 、 y ——原点下游堰面曲线横、纵坐标;

n ——与上游堰坡有关的指数, 见表 A.1.1;

k ——当 $P_1/H_d > 1.0$ 时, k 值见表 A.1.1, 当 $P_1/H_d \leq 1.0$ 时, 取 $k = 2.0 \sim 2.2$ 。

表 A.1.1 堰面曲线参数

上游面坡度 ($\Delta y/\Delta x$)	k	n	R_1	a	R_2	b
3:0	2.000	1.850	$0.5H_d$	$0.175H_d$	$0.2H_d$	$0.282H_d$
3:1	1.936	1.836	$0.68H_d$	$0.139H_d$	$0.21H_d$	$0.237H_d$
3:2	1.939	1.810	$0.48H_d$	$0.115H_d$	$0.22H_d$	$0.214H_d$
3:3	1.873	1.776	$0.45H_d$	$0.119H_d$	—	—

A.1.2 开敞式堰面堰顶上游堰头曲线可采用下列三种曲线:

1 双圆弧曲线, 如图 A.1.2-1 所示, 图中 R_1 、 R_2 、 k 、 n 、 a 、 b 等参数取值见表 A.1.1。

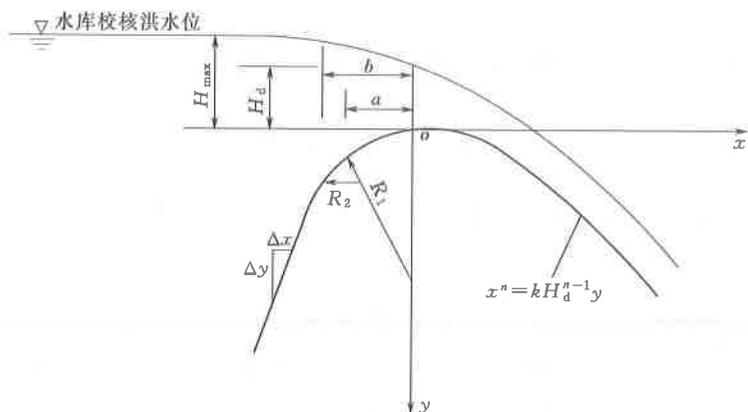


图 A. 1. 2 - 1 堰顶上游堰头为双圆弧曲线、下游为幂曲线

2 三圆弧曲线，上游堰面铅直，如图 A. 1. 2 - 2 所示。

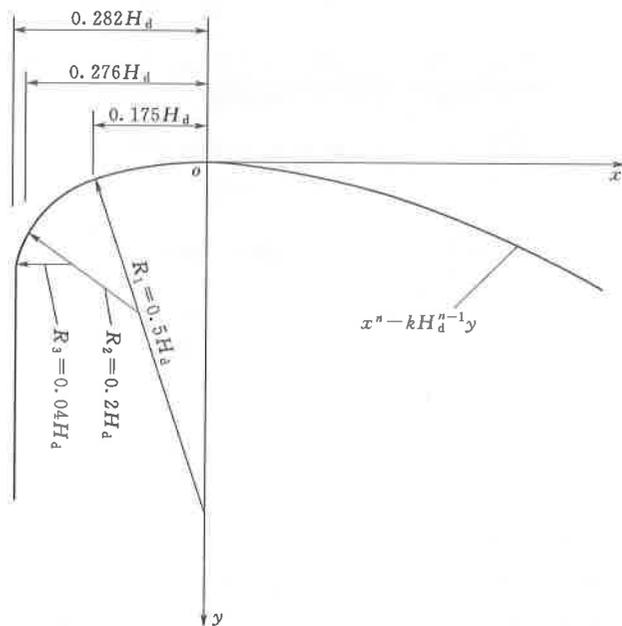


图 A. 1. 2 - 2 堰顶上游堰头为三圆弧曲线、下游为幂曲线

3 椭圆曲线,可按公式 (A. 1. 2) 计算:

$$\frac{x^2}{(aH_d)^2} + \frac{(bH_d - y)^2}{(bH_d)^2} = 1.0 \quad (\text{A. 1. 2})$$

式中 aH_d 、 bH_d ——椭圆曲线长半轴和短半轴 (当 $P_1/H_d \geq 2$ 时, $a=0.28 \sim 0.30$, $a/b=0.87+3a$; 当 $P_1/H_d < 2$ 时, $a=0.215 \sim 0.28$, $b=0.127 \sim 0.163$; 当 P_1/H_d 小时, a 与 b 取小值。)

4 上游堰面采用倒悬时,应满足 $d > H_{\max}/2$ 的条件,如图 A. 1. 2-3 所示。

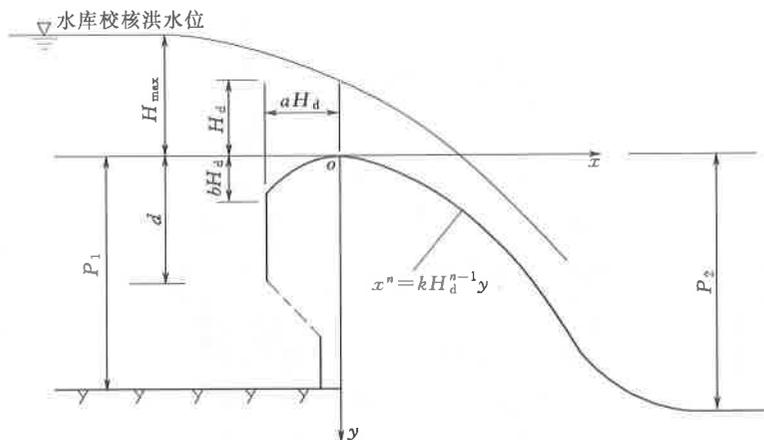


图 A. 1. 2-3 上游堰面倒悬,堰头为椭圆曲线,
下游为幂曲线

A. 1. 3 选择 WES 实用堰堰面曲线定型设计水头时,还应结合堰面允许负压值综合确定。堰顶附近的最小相对压力 h_{\min}/H_d 与相对水头 h_{\max}/H_d 和上、下游相对堰高 P_1/H_d 及 P_2/H_d 有关,见表 A. 1. 3。

A. 1. 4 带胸墙孔口式实用堰堰面曲线采用抛物线时 (见图 A. 1. 4), 抛物线可按公式 (A. 1. 4) 计算:

$$y = \frac{x^2}{4\varphi^2 H_d} \quad (\text{A. 1. 4})$$

表 A.1.3 WES 实用堰堰顶附近最小相对压力 h_{\min}/H_d

$\frac{H_d}{H_{\max}}$	$\frac{H_{\max}}{H_d}$	h_{\min}/H_d															
		$\frac{P_1}{H_d} \geq 1.33$	$P_1/H_d=0.5$				$P_1/H_d=0.2$				$P_1/H_d=0.1$						
			P_2/H_d				P_2/H_d				P_2/H_d						
		0.5	1.0	1.5	3.0	0.2	0.4	0.6	1.2	2.2	0.1	0.2	0.8	1.1			
0.600	1.67	-0.02	-0.27	-0.48	-0.74	0.57	0.28	0.18	-0.55	-0.72	0.85	0.34	-0.09	-0.48			
0.650	1.54	-0.01	-0.22	-0.42	-0.60	0.53	0.24	0.15	-0.47	-0.56	0.79	0.24	-0.08	-0.42			
0.700	1.43	-0.03	-0.15	-0.30	-0.41	0.48	0.21	0.14	-0.38	-0.40	0.76	0.23	-0.07	-0.37			
0.750	1.33	0.02	-0.12	-0.23	-0.31	0.44	0.19	0.10	-0.27	-0.27	0.71	0.20	-0.06	-0.30			
0.775	1.29	0.03	-0.09	-0.19	-0.28	0.43	0.18	0.09	-0.24	-0.24	0.67	0.20	-0.05	-0.27			
0.800	1.25	0.05	-0.07	-0.16	-0.20	0.41	0.18	0.07	-0.20	-0.20	0.65	0.20	-0.04	-0.24			
0.825	1.21	0.06	-0.04	-0.12	-0.16	0.39	0.18	0.05	-0.16	-0.16	0.63	0.20	-0.03	-0.20			
0.850	1.18	0.07	-0.03	-0.11	-0.15	0.37	0.17	0.04	-0.14	-0.14	0.62	0.20	-0.02	-0.18			
0.875	1.14	0.08	-0.02	-0.10	-0.12	0.36	0.17	0.02	-0.11	-0.11	0.60	0.20	-0.01	-0.16			
0.900	1.11	0.08	0	-0.08	-0.09	0.35	0.17	0	-0.08	-0.08	0.57	0.20	0	-0.13			
0.950	1.05	0.10	0.02	-0.03	-0.04	0.33	0.16	0.03	-0.04	-0.04	0.55	0.20	0.03	-0.07			
1.000	1.00	0.11	0.05	0	0	0.32	0.17	0.05	0	-0.01	0.52	0.20	0.03	-0.04			

注：表中数值仅适用于闸门全开情况。

式中 H_d ——孔口出流堰面定型设计水头取，取 $H_d = (0.56 \sim 0.77) H_{\max}$ ；

φ ——孔口出流收缩断面上的流速系数，取 $\varphi = 0.95 \sim 0.96$ ；堰顶上游堰头曲线可选用单圆、复式圆弧或椭圆曲线。

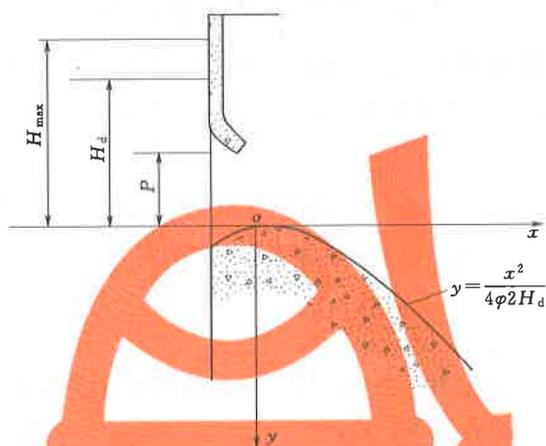


图 A. 1. 4 堰顶孔口式堰面曲线

A. 1. 5 驼峰堰堰面曲线如图 A. 1. 5 所示，其体型参数见表 A. 1. 5。

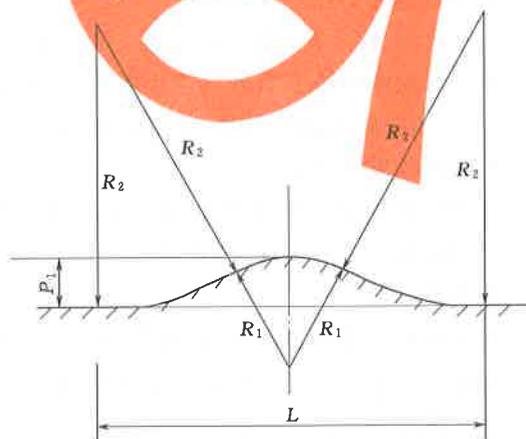


图 A. 1. 5 驼峰堰剖面示意图

表 A.1.5 驼峰堰体型参数

类型	上游堰高 P_1	中圆弧半径 R_1	上下圆弧半径 R_2	总长度 L
a 型	$0.24H_d$	$2.5P_1$	$6P_1$	$8P_1$
b 型	$0.34H_d$	$1.05P_1$	$4P_1$	$6P_1$

A.2 泄流能力计算公式

A.2.1 开敞式 WES 型实用堰的泄流能力按下列公式计算, 公式 (A.2.1-2) 适用于 $H_0/b \leq 1.0$, 当 $H_0/b > 1.0$ 时, H_0/b 仍取值 1.0。

$$Q = cm\epsilon\sigma_s B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{A.2.1-1})$$

$$\epsilon = 1 - 0.2[\zeta_k + (n-1)\zeta_0] \frac{H_0}{nb} \quad (\text{A.2.1-2})$$

$$H_0 = H + v^2/2g \quad (\text{A.2.1-3})$$

式中 Q ——流量, m^3/s ;

B ——溢流堰总净宽, m , 多孔时为各孔净宽之和;

b ——单孔宽度, m ;

n ——闸孔数目;

H_0 ——计入行近流速水头的堰上总水头, m ;

g ——重力加速度, m/s^2 ;

m ——二维水流 WES 实用堰流量系数, 由表 A.2.1-1 查得;

c ——上游堰坡影响修正系数 (当上游堰面为铅直时, $c = 1.0$; 当上游堰面倾斜时, c 值由表 A.2.1-2 查得);

ϵ ——闸墩侧收缩系数;

ζ_0 ——中墩形状系数, 与闸墩头伸出上游堰面距离 L_0 及淹没度 h_s/H_0 有关, 可查表 A.2.1-3, 中墩形状见图 A.2.1-1;

ζ_k ——边墩形状系数, 边墩形状见图 A.2.1-2 (对于直角矩形, $\zeta_k = 1.0$; 对于折线或圆角形, $\zeta_k = 0.7$; 对于流线形, $\zeta_k = 0.4$);

σ_s ——淹没系数, 可查图 A.2.1-3。

表 A. 2. 1 - 1 实用堰流量系数值
(适用于二圆弧、三圆弧及椭圆堰头曲线)

h_0/H_d	P_1/H_d				
	0.2	0.4	0.6	1.0	≥ 1.33
0.4	0.425	0.430	0.431	0.433	0.436
0.5	0.438	0.442	0.445	0.448	0.451
0.6	0.450	0.455	0.458	0.460	0.464
0.7	0.458	0.463	0.468	0.472	0.476
0.8	0.467	0.474	0.477	0.482	0.486
0.9	0.473	0.480	0.485	0.491	0.494
1	0.479	0.486	0.491	0.496	0.501
1.1	0.482	0.491	0.496	0.502	0.507
1.2	0.485	0.495	0.499	0.506	0.510
1.3	0.496	0.498	0.500	0.508	0.513

表 A. 2. 1 - 2 上游堰面坡度影响修正系数 c 值

上游堰面坡度 ($\Delta y/\Delta x$)	P_1/H_d						
	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.3
3 : 1	1.009	1.007	1.004	1.002	1.000	0.998	0.997
3 : 2	1.015	1.011	1.005	1.002	0.999	0.996	0.993
3 : 3	1.021	1.014	1.007	1.002	0.998	0.993	0.988

表 A. 2. 1 - 3 中墩形状系数 ζ_0

墩头形状	$L_u = H_0$	$L_u = 0.5H_0$	$L_u = 0$			
			h_s/H_0 ≤ 0.75	h_s/H_0 $= 0.8$	h_s/H_0 $= 0.85$	h_s/H_0 $= 0.9$
矩形	0.20	0.40	0.80	0.86	0.92	0.98
楔形或 半圆形	0.15	0.30	0.45	0.51	0.57	0.63
尖圆形	0.15	0.15	0.25	0.32	0.39	0.46

注：墩尾形状与头部相同， L_u 为闸墩头伸出上游堰面距离， h_s 为超过堰顶的下游水深。

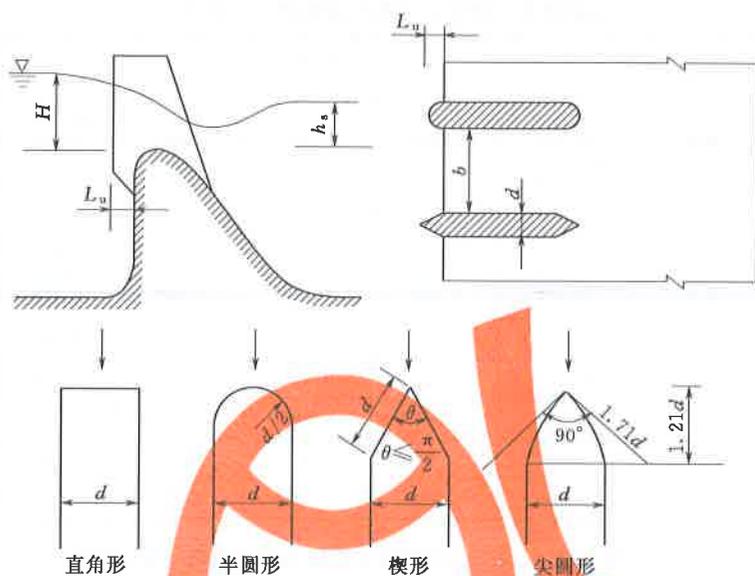


图 A. 2. 1-1 中墩形状示意图

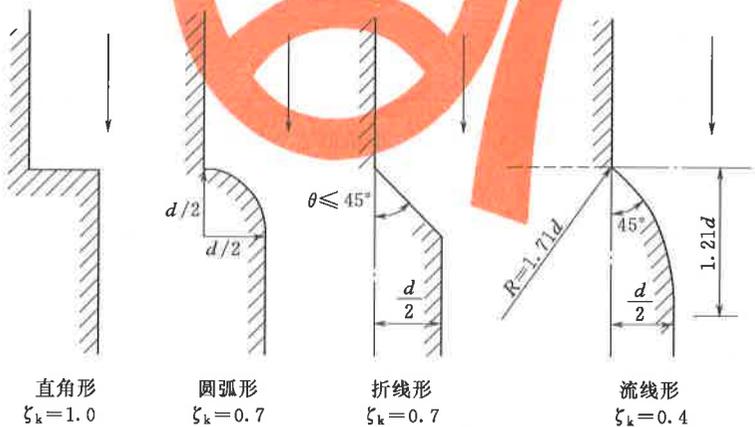


图 A. 2. 1-2 边墩形状示意图

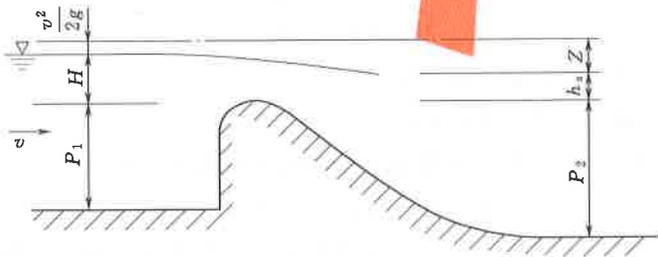
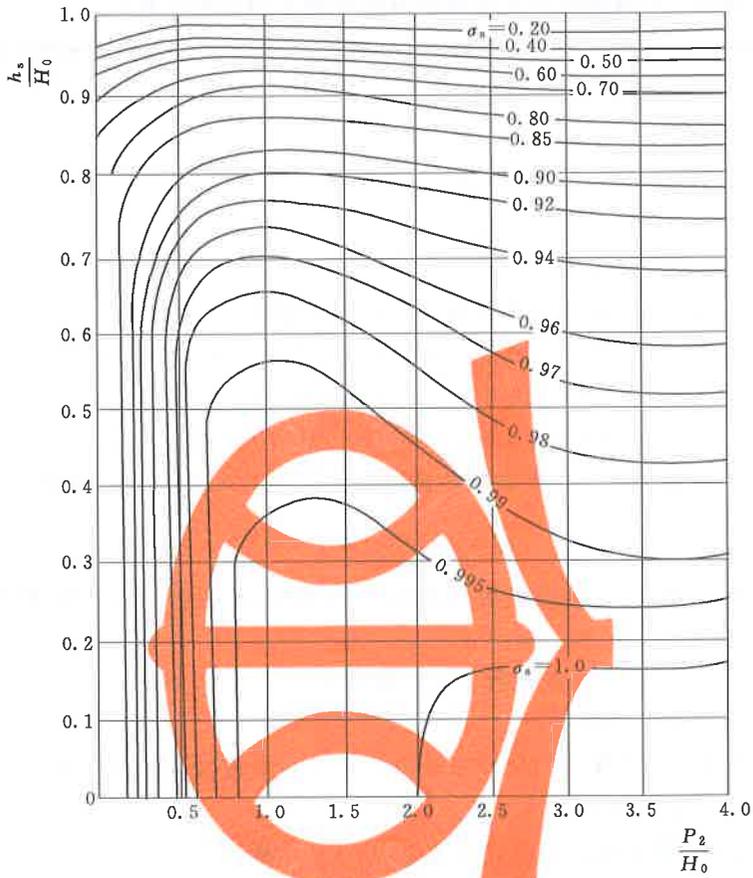


图 A. 2. 1 - 3 WES 实用堰淹没系数

A. 2. 2 带胸墙孔口实用堰泄流能力按下列公式计算：

$$Q = \mu A \sqrt{2gH_0} \quad (\text{A. 2. 2-1})$$

$$A = BD \quad (\text{A. 2. 2-2})$$

式中 Q ——流量， m^3/s ；

A ——孔口面积， m^2 ；

B ——孔口总净宽， m ；

D ——孔口高度， m ；

H_0 ——计入行进流速水头的堰上总水头， m ；

μ ——孔口自由出流流量系数（当 $P_1/H_d > 0.6$ ， $H/D = 2 \sim 3$ 时， $\mu = 0.70 \sim 0.80$ ；当 $P_1/H_d > 0.6$ ， $H/D = 1.5 \sim 2.0$ 时， $\mu = 0.60 \sim 0.70$ ；其中 H 为堰上水头， m ）。

带胸墙孔口式平底闸泄流能力按公式（A. 2. 2-3）计算：

$$Q = \mu A \sqrt{2g(H_0 - D)} \quad (\text{A. 2. 2-3})$$

式中 H_0 ——自闸底板算起的计入行进流速水头的上游总水头， m ；

μ ——流量系数，对与圆滑孔口，可取 $\mu = 0.90$ ；

其余符号同上。

A. 2. 3 宽顶堰闸门全开非淹没出流时的泄流能力按以下方法计算，计算简图见图 A. 2. 3。

1 泄流能力按公式（A. 2. 3-1）计算：

$$Q = m\epsilon B \sqrt{2g} H_0^{3/2} \quad (\text{A. 2. 3-1})$$

式中 Q ——流量， m^3/s ；

B ——总净宽， m ；

H_0 ——计入行进流速水头的堰上总水头， m ；

m ——二元水流宽顶堰流量系数，与相对上游堰高 P_1/H （ H 为不计入行进流速的堰上水头， m ）及堰头形式有关，可按表 A. 2. 3-1、表 A. 2. 3-2 查得；

ϵ ——闸墩侧收缩系数。

表 A. 2. 3 - 1 底坎为直角形和斜面形的宽顶堰流量系数值

P_1/H	$\cot\theta (\Delta x/\Delta y)$					
	0	0.5	1.0	1.5	2.0	≥ 2.5
≈ 0	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385
0.2	0.366	0.372	0.377	0.380	0.382	0.382
0.4	0.356	0.365	0.373	0.377	0.380	0.381
0.6	0.350	0.361	0.370	0.376	0.379	0.380
0.8	0.345	0.357	0.368	0.375	0.378	0.379
1.0	0.342	0.355	0.367	0.374	0.377	0.378
2.0	0.333	0.349	0.363	0.371	0.375	0.377
4.0	0.327	0.345	0.361	0.370	0.374	0.376
6.0	0.325	0.344	0.360	0.369	0.374	0.376
8.0	0.324	0.343	0.360	0.369	0.374	0.376
$\approx \infty$	0.320	0.340	0.358	0.368	0.373	0.375

表 A. 2. 3 - 2 底坎为带圆角的宽顶堰的流量系数 m 值

P_1/H	r/H							
	0.025	0.05	0.10	0.20	0.40	0.60	0.80	≥ 1.00
≈ 0	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385	0.385
0.2	0.372	0.374	0.375	0.377	0.379	0.380	0.381	0.382
0.4	0.365	0.368	0.370	0.374	0.376	0.377	0.379	0.381
0.6	0.361	0.364	0.367	0.370	0.374	0.376	0.378	0.380
0.8	0.357	0.361	0.364	0.368	0.372	0.375	0.377	0.379
1.0	0.355	0.359	0.362	0.366	0.371	0.374	0.376	0.378
2.0	0.349	0.354	0.358	0.363	0.368	0.371	0.375	0.377
4.0	0.345	0.350	0.355	0.360	0.366	0.370	0.373	0.376
6.0	0.344	0.349	0.354	0.359	0.366	0.369	0.373	0.376
$\approx \infty$	0.340	0.346	0.351	0.357	0.364	0.368	0.372	0.375

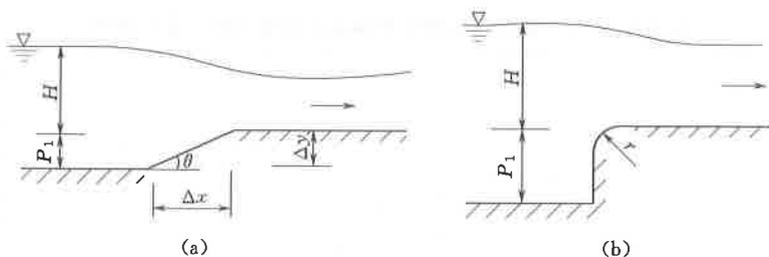


图 A. 2. 3 宽顶堰计算简图

2 侧收缩系数 ϵ 可按以下公式计算, 当 $b/B_1 < 0.2$ 时, 取 $b/B_1 = 0.2$; 当 $P_1/H_0 > 0.3$ 时, 取 $P_1/H_0 = 0.3$:

1) 对单孔宽顶堰:

$$\epsilon = 1 - K \frac{1 - b/B_1}{\sqrt[3]{0.2 + P_1/H_0}} \sqrt[4]{b/B_1} \quad (\text{A. 2. 3 - 2})$$

式中 B_1 ——堰上游引水渠的宽度;

b ——堰孔宽度;

K ——闸墩形状影响系数, 矩形取 0.19, 圆弧取 0.10。

2) 对多孔宽顶堰:

$$\epsilon = [\epsilon_z(n-1) + \epsilon_B]/n \quad (\text{A. 2. 3 - 3})$$

$$\epsilon_z = 1 - K \frac{1 - b/(b+d)}{\sqrt[3]{0.2 + P_1/H_0}} \sqrt[4]{b/(b+d)} \quad (\text{A. 2. 3 - 4})$$

$$\epsilon_B = 1 - K \frac{1 - b/(b+\Delta b)}{\sqrt[3]{0.2 + P_1/H_0}} \sqrt[4]{b/(b+\Delta b)} \quad (\text{A. 2. 3 - 5})$$

式中 n ——孔数;

b ——各孔净宽;

d ——中墩厚度;

Δb ——边墩边缘至引水渠水边线的距离, 其余同单孔宽顶堰。

A. 2. 4 驼峰堰泄流能力按公式 (A. 2. 3 - 1) 计算, 其中流量系数 m 按下列公式计算:

1 对于表 A. 1. 5 中的 a 型:

$$\left. \begin{array}{l} \text{当 } P_1/H_0 \leq 0.24 \text{ 时, } m = 0.385 + 0.171(P_1/H_0)^{0.657} \\ \text{当 } P_1/H_0 > 0.24 \text{ 时, } m = 0.414(P_1/H_0)^{-0.0652} \end{array} \right\} \quad (\text{A. 2. 4-1})$$

2 对于表 A. 1. 5 中的 b 型:

$$\left. \begin{array}{l} \text{当 } P_1/H_0 \leq 0.34 \text{ 时, } m = 0.385 + 0.224(P_1/H_0)^{0.934} \\ \text{当 } P_1/H_0 > 0.34 \text{ 时, } m = 0.452(P_1/H_0)^{-0.032} \end{array} \right\} \quad (\text{A. 2. 4-2})$$

A. 3 泄槽水力计算

A. 3. 1 泄槽水面线应根据能量方程, 用分段求和法计算。

1 泄槽水面线计算公式如下:

$$\Delta l_{1-2} = \frac{\left(h_2 \cos \theta + \frac{\alpha_2 \bar{v}_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 \cos \theta + \frac{\alpha_1 \bar{v}_1^2}{2g} \right)}{i - \bar{J}} \quad (\text{A. 3. 1-1})$$

$$\bar{J} = \frac{n^2 \bar{v}^2}{R^{4/3}} \quad (\text{A. 3. 1-2})$$

$$\bar{v} = (v_1 + v_2) / 2 \quad (\text{A. 3. 1-3})$$

$$\bar{R} = (R_1 + R_2) / 2 \quad (\text{A. 3. 1-4})$$

式中 Δl_{1-2} ——分段长度, m;

h_1 、 h_2 ——分段始、末断面水深, m;

v_1 、 v_2 ——分段始、末断面平均流速, m/s;

α_1 、 α_2 ——流速分布不均匀系数, 取 1.05;

θ ——泄槽底坡角度, ($^\circ$);

i —— $i = \sin \theta$; 当 θ 较小时, $i \approx \tan \theta$;

\bar{J} ——分段内平均摩阻坡降;

n ——泄槽槽身糙率系数, 查附录表 A. 8;

\bar{v} ——分段平均流速, m/s;

\bar{R} ——分段平均水力半径, m。

2 起始计算断面位置及其水深 h_1 应按泄槽上游段型式分别选取如下:

- 1) 当泄槽上游接宽顶堰、缓坡明渠或过渡段 (见图 A. 3.1-1) 时, 起始计算断面定在泄槽首部, 水深 h_1 取用泄槽首端断面计算的临界水深 h_k 。

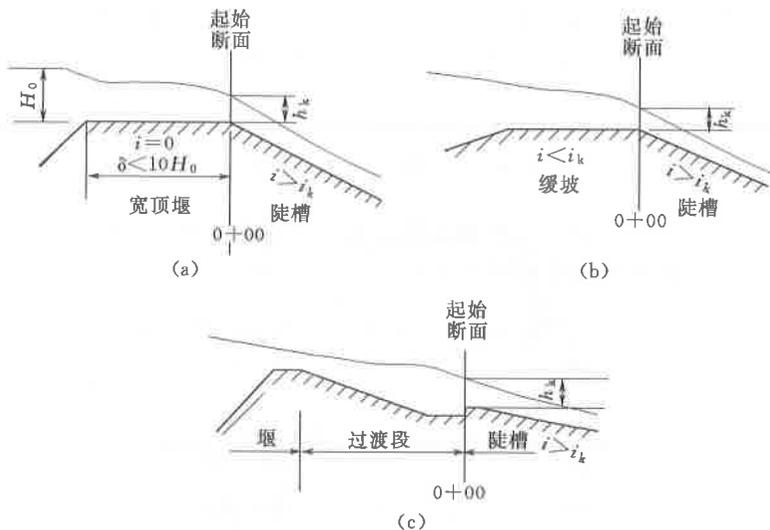


图 A. 3.1-1 泄槽起始断面水深 h_1 示意图 (一)

- 2) 当泄槽上游接实用堰、陡坡明渠 (见图 A. 3.1-2) 时, 起始计算断面分别定在堰下收缩断面或泄槽首端以下 $3h_k$ 处, 起始计算断面水深 h_1 小于 h_k , 可按公式 (A. 3.1-5) 计算:

$$h_1 = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(H_0 - h_1 \cos\theta)}} \quad (\text{A. 3.1-5})$$

式中 q ——起始计算断面单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;

H_0 ——起始计算断面渠底以上总水头, m ;

θ ——泄槽底坡角度, $(^\circ)$;

φ ——起始计算断面流速系数, 取 0.95。

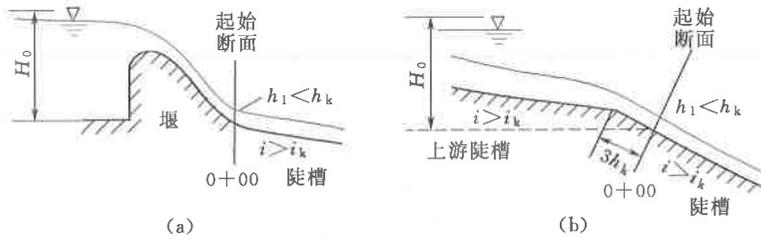


图 A.3.1-2 泄槽起始断面水深 h_1 示意图 (二)

A.3.2 泄槽段水流掺气水深可按公式 (A.3.2) 计算:

$$h_b = \left(1 + \frac{\zeta v}{100}\right) h \quad (\text{A.3.2})$$

式中 h 、 h_b ——泄槽计算断面的水深及掺气后的水深, m;
 v ——不掺气情况下泄槽计算断面的流速, m/s;
 ζ ——修正系数, 可取 1.0 ~ 1.4s/m, 流速大者取大值。

A.3.3 泄槽收缩段的急流冲击波及收缩角可分别按下列公式计算:

1 当泄槽收缩段边墙作直线收缩时, 所产生的冲击波见图 A.3.3-1, 波角、波峰后水深及流速按公式 (A.3.3-1) 计算, 为省去繁琐计算, 可按图 A.3.3-2 查得。

$$\left. \begin{aligned} \tan\theta &= \frac{\tan\beta_1 (\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta_1} - 3)}{2\tan^2\beta_1 + (\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta_1} - 1)} \\ \frac{h_2}{h_1} &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2 \sin^2\beta_1} - 1) \\ \frac{v_2}{v_1} &= \frac{\cos\beta_1}{\cos(\beta_1 - \theta)} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.3-1})$$

式中 β_1 ——冲击波波角, ($^\circ$);

θ ——边墙偏转角, ($^\circ$);

Fr_1 ——起始断面弗劳德数;

h_1 、 h_2 ——起始断面与波峰下游断面水深, m;

v_1 、 v_2 ——起始断面与波峰下游断面流速, m/s。

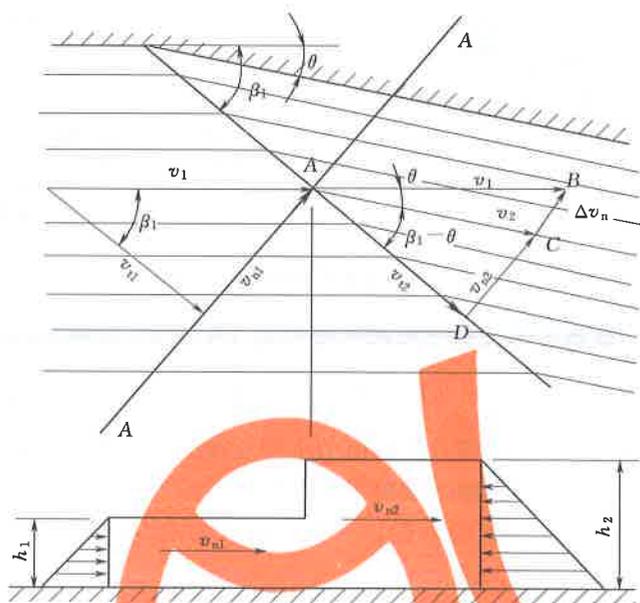


图 A. 3. 3 - 1 收缩段冲击波示意图

2 泄槽边墙收缩(扩散)角 θ 可按经验公式 (A. 3. 3 - 2) 确定:

$$\tan\theta = \frac{1}{kFr} = \frac{\sqrt{gh}}{kv} \quad (\text{A. 3. 3 - 2})$$

式中 θ ——收缩段边墙与泄槽中心线夹角, ($^\circ$);

Fr ——收缩(扩散)段首、末断面的平均弗劳德数;

h ——收缩(扩散)段首、末断面的平均水深, m;

v ——收缩(扩散)段首、末断面的平均流速, m/s;

k ——经验系数, 可取 $k=3.0$ 。

A. 3. 4 泄槽急流弯道段内外侧横向水位差宜分别按小扰动冲击波理论及经验公式计算, 两结果中取其大值。

1 当波高较小, 能量损失可忽略时, 按小扰动冲击波理论计算。波角可按公式 (A. 3. 4 - 1) 计算, 最大横向水面差所在断面的转角 θ_0 可按公式 (A. 3. 4 - 2) 计算, 边墙水深按公式

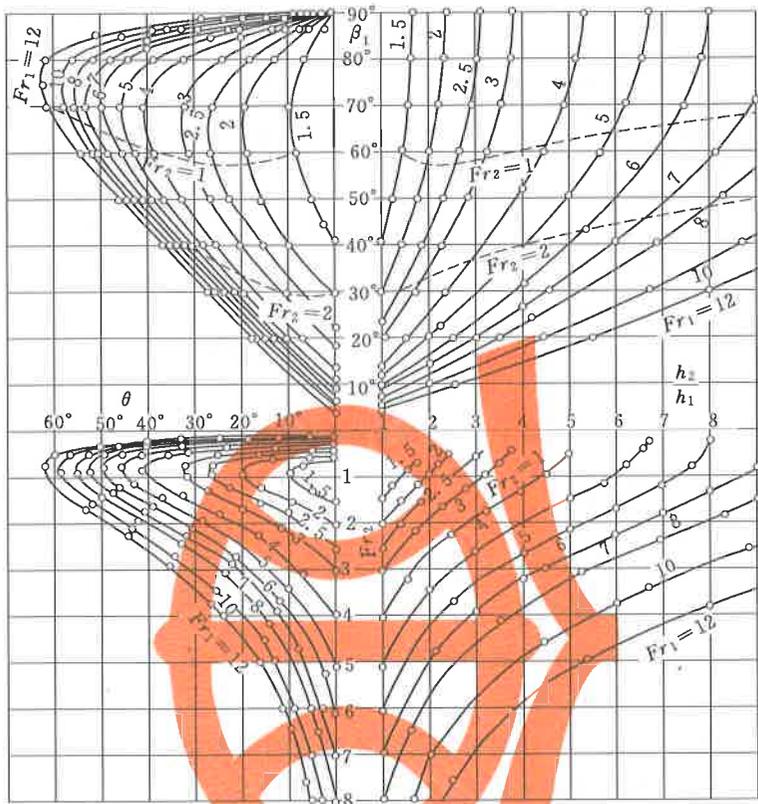


图 A.3.3-2 收缩段冲击波计算诺模图

(A.3.4-3) 计算, 各符号定义见图 A.3.4-1。

1) 波角 β_1 按公式 (A.3.4-1) 计算:

$$\sin \beta_1 = \frac{1}{Fr_1} = \frac{\sqrt{gh_1}}{v_1} \quad (\text{A.3.4-1})$$

式中 Fr_1 ——扰动线上游来流弗劳德数;

h_1 ——扰动线上游来流断面水深, m;

v_1 ——扰动线上游来流断面流速, m/s。

2) 最大横向水面差所在断面位置转角 θ_0 按公式 (A.3.4-2)

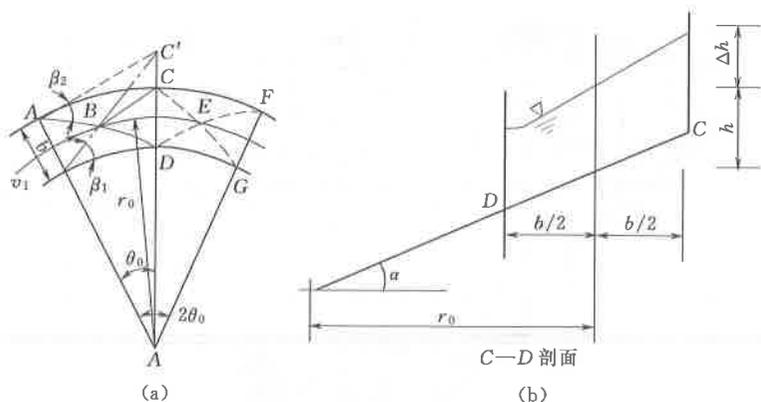


图 A.3.4-1 弯道冲击波计算简图

计算:

$$\theta_0 = \arctan \frac{b}{(r_0 + b/2) \tan \beta_1} \quad (\text{A. 3. 4 - 2})$$

式中 b ——弯道槽宽, m;

r_0 ——弯道中心线的曲率半径, m;

β_1 ——波角, ($^\circ$);

θ_0 ——第一个外侧最高水位所对应的圆心角, ($^\circ$).

3) 边墙水深按公式 (A. 3. 4 - 3) 计算:

$$\theta_1 \pm \theta = \sqrt{3} \arctan \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{Fr^2 - 1}} - \arctan \frac{1}{\sqrt{Fr^2 - 1}} \quad (\text{A. 3. 4 - 3})$$

式中 θ ——弯道圆心角, ($^\circ$);

Fr ——相应转角 θ 处, 内、外侧水流弗劳德数;

θ_1 ——积分常数, 根据 $\theta = 0, h = h_1, Fr = Fr_1$, 按公式 (A. 3. 4 - 3) 确定。

4) 弯道横向水位差可按下列步骤计算: 先计算出积分常数 θ_1 , 将 θ 与 θ_1 相加 (当转角向内) 或相减 (当转角向外), 按公式 (A. 3. 4 - 3) 可得出沿弯道外侧及内

侧相应的弗劳德数、水深及流速。再将按公式 (A. 3. 4-2) 算得的 θ_0 代入公式 (A. 3. 4-3) 的 θ 值, 即可得到弯道段外侧最高水深及内侧最低水深, 从而得出最大横向水面差。图 A. 3. 4-2 是公式 (A. 3. 4-2) 和公式 (A. 3. 4-3) 的简化计算曲线, 用法如下: 由 h_1/E_s 或 Fr_1 在曲线上查出相应的 θ_1 值, 然后将 θ 与 θ_1 相加或相减, 在曲线上由 $\theta_1 \pm \theta$ 查出 h_2/E_s 或 Fr_2 , 从而求出 h_2 和 v_2 。其中:

$$E_s = h + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{A. 3. 4-4})$$

$$Fr = v / \sqrt{gh} \quad (\text{A. 3. 4-5})$$

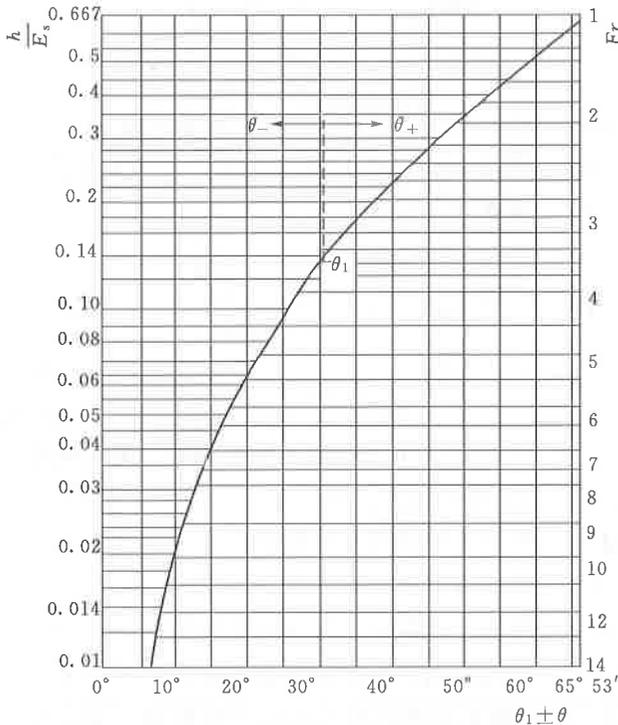


图 A. 3. 4-2 $\theta_1 \pm \theta = f(Fr)$ 关系曲线

2 弯道段最大横向水面差, 可按公式 (A. 3. 4 - 6) 计算:

$$\Delta h = K \frac{v^2 b}{gr_0} \quad (\text{A. 3. 4 - 6})$$

式中 Δh ——弯道外侧水面与中心线水面的高差, m;

b ——弯道宽度, m;

r_0 ——弯道中心线曲率半径, m;

K ——超高系数, 可按表 A. 3. 4 查得。

表 A. 3. 4 横向水面超高系数 K 值

泄槽断面形状	弯道曲线的几何形状	K 值
矩形	简单圆曲线	1. 0
	带有缓和曲线过渡段的复曲线	0. 5
	既有缓和曲线过渡段, 槽底又有横向坡的弯道	0. 5
梯形	简单圆曲线	1. 0
	带有缓和曲线过渡段的复曲线	1. 0

A. 3. 5 侧槽沿程水面线可按公式 (A. 3. 5 - 1) 和公式 (A. 3. 5 - 2) 计算。侧槽段各部符号见图 A. 3. 5。

$$\Delta y = \frac{v_1 + v_2}{2g} \left[(v_2 - v_1) + \frac{Q_2 - Q_1}{Q_1 + Q_2} (v_1 + v_2) \right] + \bar{J} \Delta x \quad (\text{A. 3. 5 - 1})$$

$$Q_2 = Q_1 + q \Delta x \quad (\text{A. 3. 5 - 2})$$

式中 Δx ——计算段长度, 断面 1 与断面 2 之间的距离, m;

Δy —— Δx 内水面差, m;

Q_1 、 Q_2 ——断面 1 及断面 2 的流量, m^3/s ;

q ——侧槽溢流堰单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;

v_1 、 v_2 ——断面 1 及断面 2 的水流平均流速, m/s;

\bar{J} ——分段区内平均摩阻坡降, 见公式 (A. 3. 1 - 2)。

计算中以侧槽末端断面作为起始计算断面, 其水深 h_e 与泄槽首端断面临界水深 h_k 比值, 与侧槽首、末端底宽比 b_u/b_e 有

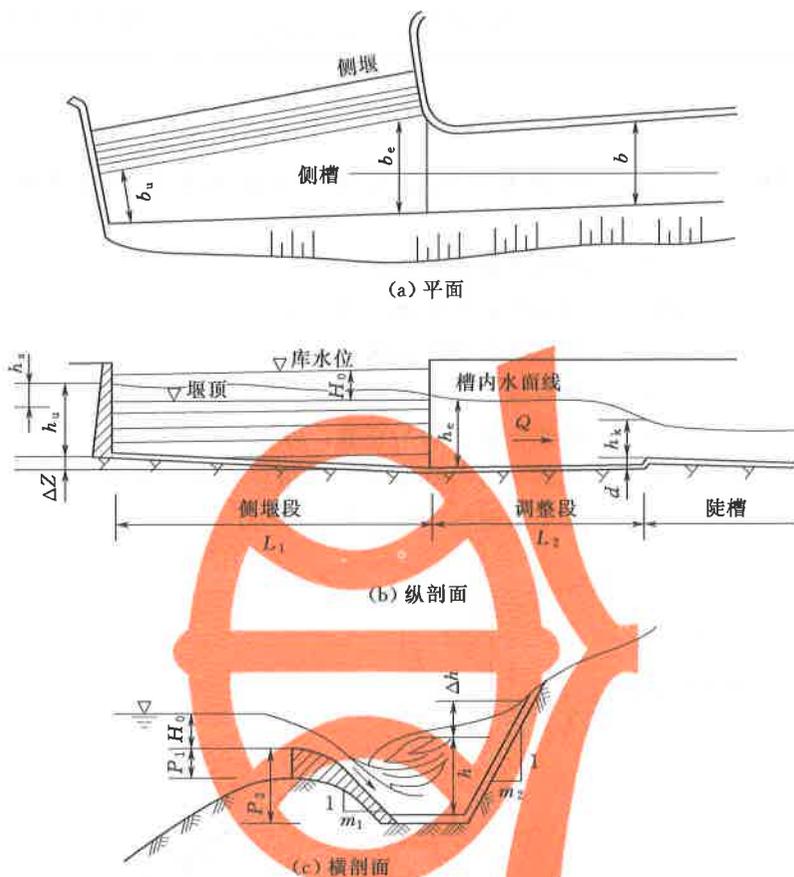


图 A.3.5 侧槽示意图

关，可按表 A.3.5 查得。

表 A.3.5 $h_e/h_k = f(b_u/b_e)$ 关系

b_u/b_e	1.0	0.5
h_e/h_k	1.20~1.30	1.25~1.35

A.3.6 当泄槽底坡由缓变陡时，可采用抛物线连接，见图 A.3.6，抛物线方程按下列公式计算：

$$y = x \tan \theta + \frac{x^2}{K(4H_0 \cos^2 \theta)} \quad (\text{A. 3.6-1})$$

$$H_0 = h + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (\text{A. 3.6-2})$$

式中 x 、 y ——以缓坡泄槽段末端为原点的抛物线横纵坐标，m；

θ ——缓坡泄槽底坡坡角，(°)；

H_0 ——抛物线起始断面比能，m；

h ——抛物线起始断面水深，m；

v ——抛物线起始断面流速，m/s；

α ——流速分布不均匀系数，取 $\alpha=1.0$ ；

K ——系数，对于落差较大的重要工程，取 $K=1.5$ ，对于落差较小者，取 $K=1.1\sim 1.3$ 。

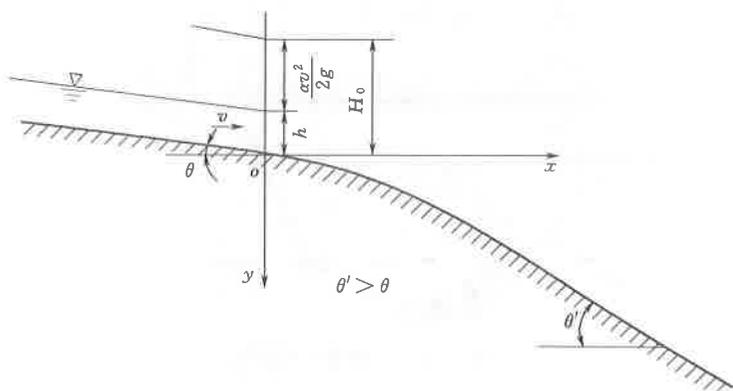


图 A.3.6 底坡由缓变陡抛物线连接段

A.4 挑流消能

A.4.1 等宽连续挑坎挑流水舌外缘挑距可按以下方法计算，计算简图见图 A.4.1。

1 挑流水舌外缘挑距可按公式 (A.4.1-1) 计算：

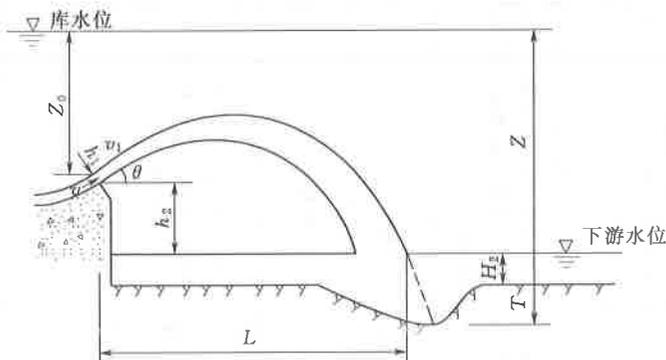


图 A.4.1 挑流水舌抛距及冲刷坑示意图

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

式中 L ——自挑坎末端算起至挑流水舌外缘与下游水面交点的水平距离, m;

θ ——挑流水舌水面出射角, 近似可取用挑坎挑角, ($^\circ$);

h_1 ——坎顶末端法向水深, m;

h_2 ——坎顶至下游水面高差, m;

v_1 ——挑坎坎顶水面流速, m/s, 可按挑坎处平均流速 v 的 1.1 倍计。

2 挑坎平均流速 v 可按下列两种方法计算:

1) 方法一是按流速公式计算, 适用范围: $S < 18q^{2/3}$ 。

$$v = \varphi \sqrt{2gZ_0} \quad (\text{A.4.1-2})$$

$$\varphi^2 = 1 - \frac{h_f}{Z_0} - \frac{h_j}{Z_0} \quad (\text{A.4.1-3})$$

$$h_f = 0.014S^{0.767} Z_0^{1.5} / q \quad (\text{A.4.1-4})$$

式中 v ——挑坎末端断面平均流速, m/s;

Z_0 ——坎顶末端断面水面以上的水头, m;

φ ——流速系数;

表 A.4.2 综合冲刷系数值

基岩类别		I (难冲)	II (可冲)	III (较易冲)	IV (易冲)
	间距 /cm	>150	50~150	20~50	<20
节理裂隙	发育程度	不发育。节理(裂隙) 1~2组, 规则	较发育。节理(裂隙) 2~3组, X形, 规则	发育。节理(裂隙) 3组以上, 不规则, 呈X形或米字形	很发育。节理(裂隙) 3组以上, 杂乱, 岩体被切割成碎石状
	完整程度	巨块状	大块状	块(石)碎(石)状	碎石状
基岩构造特征	结构类型	整体结构	砌体结构	镶嵌结构	压碎结构
	裂隙性质	多为原生型或构造型, 多紧闭, 延展不长	以构造型为主, 多紧闭, 部分开张, 少有充填, 胶结好	以构造或风化型为主, 大部分微张, 部分张开, 部分为黏土充填, 胶结较差	以风化或构造型为主, 裂隙微张或张开, 部分为黏土充填, 胶结很差
k	范围	0.6~0.9	0.9~1.2	1.2~1.6	1.6~2.0
	平均	0.8	1.1	1.4	1.8

注: 适用范围, 水舌入水角 30°~70°。

h_f ——泄槽沿程损失水头, m;

h_j ——泄槽各项局部损失水头之和, m, 可取 h_j/Z_0 为 0.05;

S ——泄槽流程长度, m;

q ——泄槽单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ 。

2) 方法二是按推算水面线方法计算, 挑坎末端水深可近似采用泄槽末端断面水深, 按推算泄槽段水面线方法求出; 单宽流量除以该水深可得挑坎断面的平均流速。

A. 4. 2 冲刷坑最大水垫深度可按公式 (A. 4. 2) 计算:

$$T = kq^{1/2} Z^{1/4} \quad (\text{A. 4. 2})$$

式中 T ——自下游水面至坑底最大水垫深度, m;

q ——挑坎末端断面单宽流量, $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$;

Z ——上下游水位差, m;

k ——综合冲刷系数, 见表 A. 4. 2。

A. 5 窄缝挑流消能

A. 5. 1 窄缝挑坎挑距如图 A. 5. 1 所示, 其挑距按下列方法计算:

1 水舌外缘挑距 L_1 可按公式 (A. 5. 1-1) 计算:

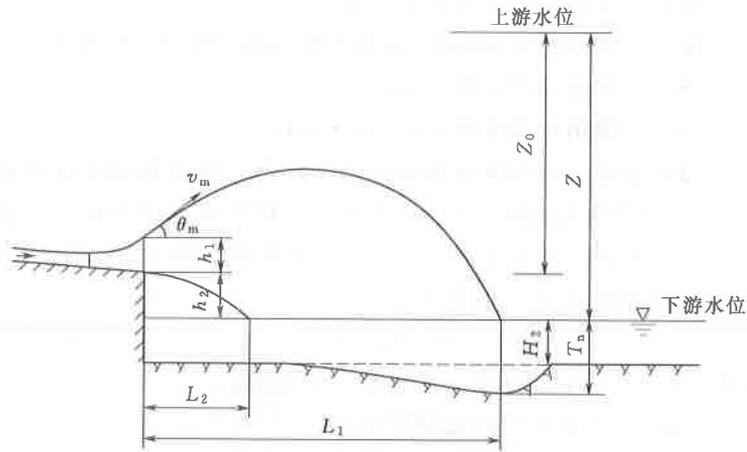
$$L_1 = \frac{v_m^2}{g} \cos\theta_m \left[\sin\theta_m + \sqrt{\sin^2\theta_m + 2g(h_1 + h_2)/v_m^2} \right] \quad (\text{A. 5. 1-1})$$

$$\theta_m = \tan^{-1} \left[\frac{1}{\sqrt{1 + 2g(h_1 + h_2)/v_m^2}} \right] \quad (\text{A. 5. 1-2})$$

式中 L_1 ——自挑坎坎顶算起的挑流水舌外缘挑距 (至下游水面), m;

v_m ——窄缝挑坎坎顶处水舌外缘出射流速, m/s, 用 $v_m = \varphi \sqrt{2hH_m}$ 估算, φ 取 0.8~0.9, H_m 为水面以上水头, m, $H_m = Z_0 - h_1$, Z_0 为上游水位至坎顶高差;

θ_m ——坎顶水面流速 v_m 的出射角, 初估可取 $40^\circ \sim 45^\circ$, 也可取挑距最大的出射角;



(a) 纵剖面示意图



(b) 平面示意图

图 A.5.1 窄缝挑流挑距计算简图

h_1 ——坎顶铅直方向水深，m，根据窄缝挑坎收缩段水面线计算求得；

h_2 ——坎顶至下游水面高差，m。

2 水舌内缘挑距 L_2 可按公式 (A.5.1-3) 计算：

$$L_2 = \frac{v_2^2}{g} \cos\theta (\sin\theta + \sqrt{\sin^2\theta + 2gh_2/v_2^2}) \quad (\text{A.5.1-3})$$

式中 L_2 ——自挑坎坎顶算起的挑流水舌内缘挑距（至下游水面），m；

v_2 ——坎顶处水舌底部出射流速，m/s，用 $v_2 = \varphi \sqrt{2g(Z-h_2)}$ 估算， φ 取 0.65~0.75，其中 Z 为上、下游水位差，m；

θ ——挑坎挑角，(°)。

A. 5. 2 窄缝挑坎冲坑最大水垫深度按公式 (A. 5. 2-1) 估算:

$$T_n = \epsilon^n T \quad (\text{A. 5. 2-1})$$

式中 T ——等宽连续挑坎冲坑最大水垫深度, m, 按公式 (A. 4. 2) 计算;

ϵ ——窄缝挑坎收缩比, 即窄缝挑坎末端断面宽度 b 和起始断面宽度 B 之比;

n ——指数, 应通过试验确定。初设时可取 $1/3 \sim 1/2$, 收缩比小时取大值, 收缩比大时取小值。

窄缝挑坎冲坑最深点到坎顶的水平距离 L' 可按公式 (A. 5. 2-2) 估算:

$$L' \approx L_1 \quad (\text{A. 5. 2-2})$$

A. 5. 3 窄缝挑坎冲击波交汇点位置 l_0 可按公式 (A. 5. 3-1) 估算, 适用范围: $5.49 \leq Fr_1 \leq 9.28$, $5.31^\circ \leq \theta \leq 9.23^\circ$ 。

$$l_0 = \frac{B}{2} \sqrt{A_0 Fr_1^2 - 1} \quad (\text{A. 5. 3-1})$$

$$A_0 = 0.326 Fr_1 [1 - 1.35 \tan \theta (1 + 0.068 Fr_1^{-\frac{1}{2}}) - 0.052 Fr_1] - 0.757 \quad (\text{A. 5. 3-2})$$

式中 l_0 ——窄缝收缩起始断面至冲击波交汇点的距离, m;

Fr_1 ——窄缝收缩起始断面水流;

A_0 ——经验系数。

A. 6 底流消能

A. 6. 1 等宽矩形断面消力池水平底板上的水跃形态如图 A. 6. 1 所示, 其水跃消能按以下方法进行计算:

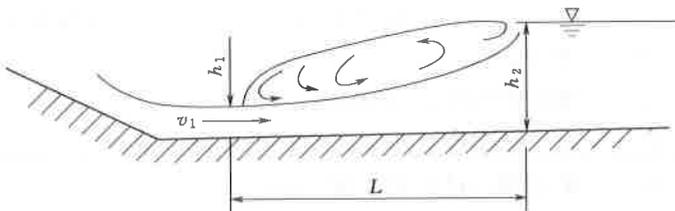


图 A. 6. 1 水平光滑底板水跃

1 自由水跃共轭水深 h_2 可按下列公式计算：

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \quad (\text{A. 6.1-1})$$

$$Fr_1 = v_1 / \sqrt{gh_1} \quad (\text{A. 6.1-2})$$

式中 Fr_1 ——收缩断面弗劳德数；

h_1 ——收缩断面水深，m；

v_1 ——收缩断面流速，m/s。

2 自由水跃长度 L 可按公式 (A. 6.1-3) 计算，适用范围： $Fr_1=5.5\sim 9.0$ 。

$$L = 6.9(h_2 - h_1) \quad (\text{A. 6.1-3})$$

A. 6.2 渐扩式矩形断面消力池，水平底板上水跃消能按公式计算：

1 水跃共轭水深 h_2 可按公式 (A. 6.2) 计算：

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}} \quad (\text{A. 6.2})$$

式中 Fr_1 ——收缩断面弗劳德数；

b_1 、 b_2 ——为跃前、跃后断面宽度。

2 水跃长度可采用按公式 (A. 6.1-3) 所计算出的自由水跃长度的 0.8 倍。

A. 6.3 等宽矩形断面下挖式消力池的水跃形态如图 A. 6.3 所示，池深、池长可按下列公式计算：

$$d = \sigma h_2 - h_1 - \Delta Z \quad (\text{A. 6.3-1})$$

$$\Delta Z = \frac{Q^2}{2gb^2} \left(\frac{1}{\varphi^2 h_1^2} - \frac{1}{\sigma^2 h_2^2} \right) \quad (\text{A. 6.3-2})$$

$$L_k = 0.8L \quad (\text{A. 6.3-3})$$

式中 d ——池深，m；

σ ——水跃淹没度，可取 $\sigma=1.05$ ；

h_2 ——池中发生临界水跃时的跃后水深，m；

h_1 ——消力池出口下游水深，m；

ΔZ ——消力池尾部出口水面跌落，m；

Q ——流量, m^3/s ;

b ——消力池宽度, m ;

φ ——消力池出口段流速系数, 可取 0.95;

L ——自由水跃的长度, 可按公式 (A. 6. 1 - 3) 计算。

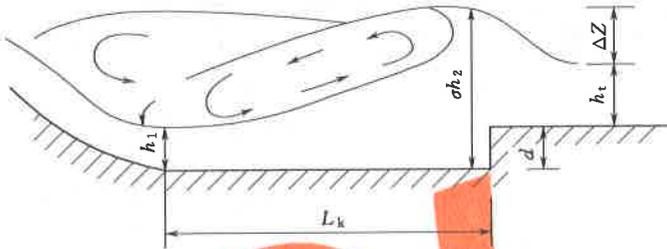


图 A. 6. 3 下挖式消力池水跃

A. 7 防水流空蚀设计

A. 7. 1 水流空化数, 可按公式 (A. 7. 1 - 1) 计算:

$$\sigma = \frac{h_0 + h_a - h_v}{v_0^2 / 2g} \quad (\text{A. 7. 1 - 1})$$

$$h_a = 10.33 - \frac{\nabla}{900} \quad (\text{A. 7. 1 - 2})$$

式中 σ ——水流空化数;

h_0 ——来流参考断面时均压力水头, m ;

v_0 ——来流参考断面平均流速, m/s ;

h_a ——建筑物所在地区的大气压力水柱, m ;

∇ ——当地的海拔高度, m ;

h_v ——水的汽化压力水柱, m , 与水温有关, 可参见表 A. 7. 1。

表 A. 7. 1 水的汽化压力与水温的关系

水温/ $^{\circ}\text{C}$	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

表 A.7.2 常见体型的初生空化数 σ_i

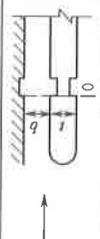
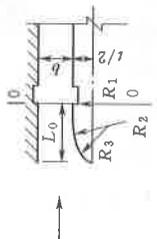
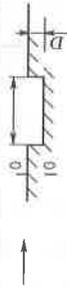
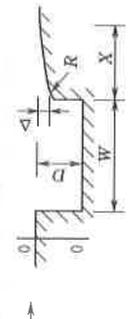
部位	计算初生空化数的参考断面及特征值		特征流速 / (m/s)				
	参考断面 (0-0)	特征水头 / m					
半圆				断面平均测压管水头	断面平均流速		
						<p>体型及初生空化数</p> <p>$t/b=0.25, \sigma_i=1.15$</p>	
闸墩墩头		L_0/t	R_1/t	R_2/t	R_3/t	σ_i	
		2.5	0.125	0.5			1.15
		1.25	0.25	5.15	1.48		0.75
		1.0	0.5	1.48	0.7	0.15	0.22
		1.15	0.4	2.1	0.75	0.15	0.21
2.0	0.5	9.2	1.6	0.15	0.2		
矩形		$W/D=1.5\sim 2.0$				适用于设在平底堰上的深孔门槽，对于设在曲线堰上的表孔门槽，初生孔化数应乘以 1.2~1.5	
		$\sigma_i=0.6\sim 0.8$					
闸门槽		$W/D=1.5\sim 2.0$				1.5	
		$\Delta/D=0.075\sim 0.16$ $\Delta/X=1/10\sim 1/12$ $R/D=0.10$ $\sigma_i=0.4\sim 0.6$					

表 A. 7. 2 (续)

部位	体型及初生空化数										计算初生空化数的参考断面及特征值	
											参考断面 (0-0)	特征水头 /m
堰面局部变坡		α	5°	16°	31°					紧靠局部变坡上游断面	断面水深	断面平均流速
			σ_i	0.3	1.1	1.25						
泄槽不平整度		Δ/δ	0.015	0.03	0.06	0.1	0.2	0.6	1.0	$\Delta/\delta=12.2$ (Δ/S) ^{3/4} S—轮及断面流程; δ —轮及断面边界层厚度		
		σ_i	0.35	0.45	0.58	0.7	0.95	1.6	2.0			
弓形		Δ/δ	0.035	0.06	0.1	0.2	0.6	1.8				
		σ_i	0.32	0.40	0.46	0.58	0.74	0.82				

表 A.7.2 (续)

部位	体型及初生空化数		计算初生空化数的参考断面及特征值	
	参考断面 (0-0)	特征水头 /m	特征流速 / (m/s)	
挑流鼻坎分流墩		$\sigma_1 = 0.8$		
			φ/Δ	0.1 0.075 0.05 0.025 0
			σ_1	0.12 0.15 0.2 0.25 0.68
消力池内消力墩			α	0° 5° 5°
		r/Δ	0 0 0.13	
			c/Δ	0.37 0.3 0.30
			σ_1	1.45 1.2 0.95

A.7.2 各种体型的初生空化数，应通过减压箱或高速水流循环水洞试验测定。对于流线型体型，亦可由常规水工模型试验中测得最小压力系数的绝对值，近似代替它的初生空化数。

在不具备进行减压试验情况下，常见体型的初生空化数可初步取表 A.7.2 建议值。

A.7.3 判别发生空化与否可按如下标准：

- 1 $\sigma \geq \sigma_i$ ，不发生空化水流，不会产生空蚀。
- 2 $\sigma \leq \sigma_i$ ，发生空化水流，可能发生空蚀。

A.7.4 水流边壁表面不平整应予处理，无掺气设施保护时其控制标准可按表 A.7.4 执行。

A.7.5 掺气减蚀设施的布置应遵循下列原则：

- 1 有足够的通气量，保证水流有足够的掺气浓度。

表 A.7.4 无掺气设施保护时壁面不平整度控制标准

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	≥ 60	任意	任意	任意
$\geq 20, < 30$	30 以下	任意	任意	任意
	30~40	1:1	1:2	1:1
	40~50	1:1	1:2	1:1
$\geq 30, < 40$	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
$\geq 40, < 50$	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

表 A.7.4 (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
$\geq 50, < 60$	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
$\geq 60, < 70$	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
$\geq 70, < 80$	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	
$\geq 80, < 90$	10~20	1:28	1:32	1:4
	20~40	1:30	1:36	
	40~60	1:34	1:40	
$\geq 90, < 100$	10~20	1:32	1:38	1:4
	20~40	1:36	1:42	
	40~60	1:40	1:46	

- 2 对水流流态无明显的不利影响。
- 3 水流边壁、挑坎空腔内不出现过大的负压。
- 4 设施结构有足够的强度和工作可靠性。
- 5 在宣泄设计以及各级流量时，挑坎水舌下方空腔保持稳

定，并防止通气孔和掺气槽堵塞。

6 掺气减蚀设施应布置在易于发生空蚀部位及重点保护部位的上游。

A.7.6 掺气减蚀设施可采用挑坎、跌坎、通气槽及其各种组合型式。初设时，其体型、尺寸可按下列规定初步拟定并经水工模型试验验证：

1 单纯挑坎或挑坎与通气槽组合时，挑坎高度 Δ 可取 0.5~0.85m，单宽流量大时取大值。

2 单纯跌坎，坎高 d 可取 0.6~2.7m，泄槽坡度较陡时，取其小值。

3 挑坎与跌坎组合时，挑坎高度 Δ 可取 0.1~0.2m，挑坎挑角 $5^\circ\sim 7^\circ$ ，跌坎高 d 可比单纯跌坎情况下取值略小。

4 通气槽尺寸应能满足布置通气孔出口的要求。槽下游边坡宜削成水平。

5 掺气减蚀设施与下游泄槽之间连接段的底坡，应采用较大的坡度。

6 通气管系统宜简单、可靠，可采用两侧墙埋管，引至挑（跌）坎底部进气，或采用其他型式。

A.7.7 掺气减蚀设施中几个参数可按下列规定确定，并通过水工模型试验验证：

1 通气管面积应等于通气量除以风速，通气量与泄量有关。最大单宽通气量宜为 $12\sim 15\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，通气管安全风速宜小于 60m/s。

2 空腔压力，应以保证空腔顺利进气为原则，可在 $-2\sim -14\text{kPa}$ 之间选取。

3 反弧段内保护长度为 70~100m；直线段内保护长度为 100~150m。

4 在掺气槽保护范围内，近壁处的掺气浓度不得低于 3%。

A.7.8 水流掺气后，不平整度控制标准可适当放宽；当流速为 35~42m/s，近壁掺气浓度为 3%~4% 时，垂直凸体高度不得大

于 30mm；近壁掺气浓度为 1%~2% 时，垂直凸体高度不得大于 15mm，对高度大于 15mm 的垂直凸体，应将其迎水面削成斜坡，斜坡坡度可按图 A. 7. 8 选用。

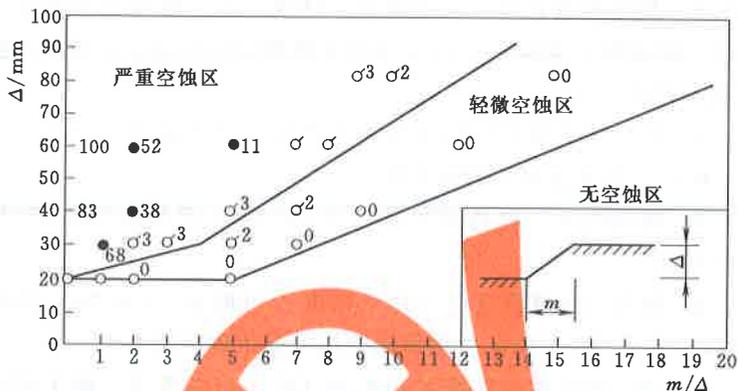


图 A. 7. 8 低掺气浓度水流不平整度控制标准
(注：图中测点右上角数字为空蚀深度，以 mm 计)

A. 8 水力计算中常用糙率值

表 A. 8 水力计算中常用的糙率 n 值表

水流边壁类型及其表面特征	糙率 n 值
1. 混凝土衬砌	
(1) 壁面顺直有抹光的水泥浆面层或经磨光表面光滑者；	0.011~0.012
(2) 壁面顺直采用钢模且拼接良好者；	0.012~0.013
(3) 壁面顺直采用木模拼接且缝间凹凸度 3~5mm 之间；	0.013~0.014
(4) 壁面不够顺直木模拼接不良缝间凹凸度 5~20mm；	0.014~0.016
(5) 粗糙的混凝土	0.016~0.018
2. 喷混凝土	
(1) 围岩表面平整；	0.020~0.025
(2) 围岩表面高低不平整	0.025~0.030
3. 喷浆护面	
	0.016~0.025

表 A.8 (续)

水流边壁类型及其表面特征	糙率 n 值
4. 水泥浆砌块石护面	
(1) 渠底壁面较顺直, 砌石面较平整, 拼接良好, 1m^2 内不平整度 $30\sim 50\text{mm}$ 者; (2) 平整度较差	0.015~0.025 0.020~0.030
5. 干砌块石或乱石护坡	
(1) 渠底、壁面欠顺直, 干砌石拼接一般; (2) 干砌块石平整度较差或乱石护坡	0.021~0.023 0.023~0.035
6. 岩石	
(1) 经过良好修整的; (2) 经过中等修整的; (3) 未经修正, 凹凸甚大者	0.025~0.030 0.030~0.033 0.035~0.045
7. 土	
(1) 平整顺直, 养护良好; (2) 平整顺直, 养护一般; (3) 床面多石, 杂草丛生, 养护较差	0.020~0.023 0.023~0.025 0.025~0.028

附录 B 消力池底板抗浮稳定计算

B.1 荷载组合及计算公式

B.1.1 底板（含下游水位以下的泄槽底板，下同）抗浮稳定应按下列情况分别计算，并应根据具体条件分析闸门启闭的不利情况，进行复核：

- 1 基本组合为宣泄消能防冲的设计洪水或常遇洪水工况。
- 2 特殊组合应包括以下三种工况：
 - 1) 宣泄消能防冲的校核洪水；
 - 2) 消力池排水检修；
 - 3) 宣泄设计洪水或常遇洪水时，考虑排水设施局部或全部失效。

表 B.1.1 荷载组合

荷载组合	计算工况	荷载				
		自重	时均压力	脉动压力	扬压力	地基的有效重量
基本组合	基本组合 1	√	√	√	√	√
特殊组合	特殊组合 1	√	√	√	√	√
	特殊组合 2	√	—	—	√	√
	特殊组合 3	√	√	√	√	√

B.1.2 底板的抗浮稳定可按公式 (B.1.2) 计算：

$$K_f = \frac{P_1 + P_2 + P_3}{Q_1 + Q_2} \quad (\text{B.1.2})$$

式中 P_1 ——底板自重，kN；
 P_2 ——底板顶面上的时均压力，kN；
 P_3 ——采用锚固措施时，地基的有效重量，kN；
 Q_1 ——底板顶面上的脉动压力，kN；
 Q_2 ——底板底面上的扬压力，kN。

B.2 荷载计算

B.2.1 底板自重按 SL 744 的有关规定计算。

B.2.2 底板顶面的动水压力（包括时均压力和脉动压力）可按下列方式确定：

1 底板顶面的动水压力按 SL 744 的有关规定计算。

2 作用在消力池水平底板上的时均压力，可近似按照相应断面的静水压力计算。对于不设消力墩的底板，可取跃首与跃尾之间的水面线连成直线，作为近似的水面线，用以估算时均压力。对于设有消力墩的底板，墩下游底板的时均压力可按跃后水深估算；墩上游底板的时均压力可取跃后水深的 $1/2$ 估算。

B.2.3 底板底面的扬压力，可按照如图 B.2.3 所示的扬压力分布图形计算，此时扬压力系数 α 定义为以排水廊道中排水孔孔口高程为基准，测点扬压力水头与下游水位水头之比。系数 α 取值遵循如下原则：

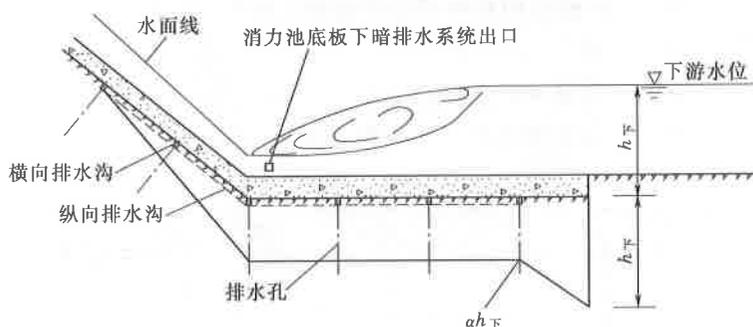


图 B.2.3 底板扬压力分布图

1 底板不设排水设施或虽有排水设施但不可靠时，扬压力系数 $\alpha=1.0$ 。

2 底板下设有纵横排水系统（沟中设有排水孔），其出口设在两侧边墙收缩水深处的水面以下，或设在泄槽尾部趾墩的负压区，在闸门均匀开启时，可取扬压力系数 $\alpha=0.8\sim 0.9$ 。

3 底板下设有封闭帷幕而无排水设施时，可取扬压力系数 $\alpha=0.5$ 。

4 底板周边及内部设有纵横排水廊道或排水沟及排水孔，地基表面设有排水，排水孔孔口高程以下设有集水井并有自动抽水设备保证抽排，底板纵横缝设有可靠的止水设施，底板下游边坡及两侧设有防渗帷幕及排水幕时，可取扬压力系数 $\alpha=0.2\sim 0.3$ 。必要时宜通过电拟试验进行验证。

B. 2. 4 锚固地基的有效重量可按公式 (B. 2. 4 - 1) 和公式 (B. 2. 4 - 2) 计算，计算简图如图 B. 2. 4 所示。

$$P_3 = \gamma'_R TA \quad (\text{B. 2. 4 - 1})$$

$$T = S - \frac{L}{3} - 30d \quad (\text{B. 2. 4 - 2})$$

式中 P_3 ——锚固地基的有效重量，kN；

γ'_R ——岩石浮容重，kN/m³；

T ——锚固地基的有效深度，m；

A —— n 根锚筋底板的计算面积，m²；

d ——锚筋直径，m；

L ——锚筋间距，m；

S ——锚筋伸入岩石的深度，m。

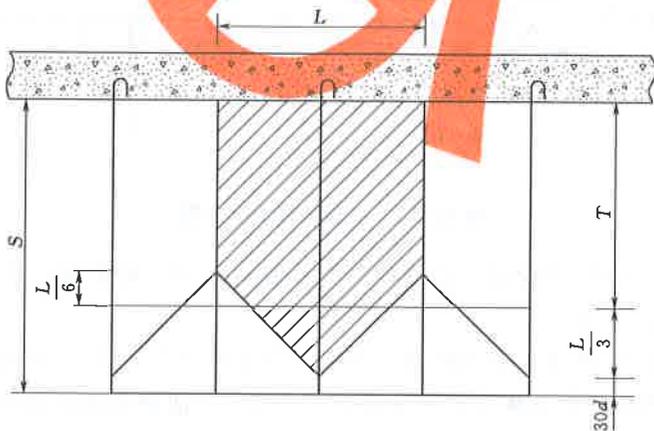


图 B. 2. 4 锚固地基有效重量示意图

标准用词说明

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

标准历次版本编写者信息

SDJ 341—89

本标准主编单位：中南勘测设计院

本标准参编单位：北京勘测设计院

陕西省水利水电勘测设计院

本标准主要起草人：陈其焯 李 诚 邓正湖 席与光
吴季宏 曹国兰

SL 253—2000

本标准主编单位：水利部天津水利水电勘测设计研究院

本标准主要起草人：李启业 郭竟章 夏毓常 牟广丞
倪世生

中华人民共和国水利行业标准

溢洪道设计规范

SL 253—2018

条文说明

目 次

1	总则	86
3	溢洪道布置	88
3.1	一般规定	88
3.2	进水渠	100
3.3	控制段	103
3.4	泄槽	106
3.5	消能防冲设施	112
3.6	出水渠	120
4	水力设计	121
4.1	一般规定	121
4.2	进水渠	121
4.3	控制段	122
4.4	泄槽	125
4.5	消能防冲	127
4.6	出水渠	134
4.7	防空蚀设计	135
4.8	泄洪雾化及防冰设计	138
5	结构设计	146
5.1	一般规定	146
5.2	进水渠衬护	147
5.3	控制段	148
5.4	泄槽底板	152
5.5	挑坎	156
5.6	消力池底板	157
5.7	边墙	160
5.8	下游防护	161

6	地基及边坡处理设计	163
6.1	一般规定	163
6.2	地基开挖	165
6.3	固结灌浆	168
6.4	地基防渗和排水	169
6.5	断层、软弱夹层及岩溶处理	176
6.6	边坡开挖及处理	178
7	安全监测设计	180
7.1	一般规定	180
7.2	监测项目	180
附录 A	水力设计计算公式	182
A.2	泄流能力计算公式	182
A.4	挑流消能	183
A.5	窄缝挑流消能	185
附录 B	消力池底板抗浮稳定计算	186
B.2	荷载计算	186

1 总 则

1.0.1 SDJ 341—89《溢洪道设计规范》1989年首次发布,2000年进行了修订,发布了SL 253—2000《溢洪道设计规范》。本次修订在总结SL 253—2000《溢洪道设计规范》(以下简称原规范)颁布10余年来我国溢洪道建设的实践经验的基础上,考虑与其他现行规范的衔接,对原规范进行的修订。修订中借鉴了DL/T 5166—2002《溢洪道设计规范》的部分成果。

随着近些年我国水利水电工程建设高峰的到来,大量高土石坝的建设,岸边溢洪道在规模、宣泄流量、消能布置与消能设施型式上均有了比较大的发展,溢洪道泄水带来的泄洪雾化及其他环境问题也愈加突出,因此对溢洪道的设计要求,在原规范安全适用、经济合理、技术先进的基础上,增加了环境协调的要求,同时要求管理运行方便。

1.0.2 本条在维持原规范适用范围基础上增加了滑雪道式溢洪道、溢洪洞。

(1) 本规范维持原规范适用于大、中型工程中岩基上的1级、2级、3级溢洪道设计,对4级、5级溢洪道设计参照适用的规定。4级、5级溢洪道设计,因各地条件不同,如同原规范条文说明所述,若强调按本规范使用,则有标准过高之虑,故本规范仍维持可参照使用。

(2) 非岩基上的大、中型溢洪道的实践经验仍然不多,故不列入本规范。

(3) 滑雪道式溢洪道除进口控制段位于坝上,在布置和水流特性上均与普通岸边式溢洪道有类似之处,所以本次修订将滑雪道式溢洪道作为岸边溢洪道的一种型式,纳入了规范适用范围。

(4) 溢洪洞的水力特征与常规岸边溢洪道基本相同,因此本次修订将溢洪洞纳入本规范。

行业内关于溢洪洞的定义和归类目前各有不同，但将全程具有自由水面，部分或全部为隧洞的溢洪道称为溢洪洞的称谓基本得到认可。因此，本规范在参考有关文献基础上，将溢洪洞定义为：在岸边山体内部全部或部分为隧洞，下泄水流全程具有自由表面的溢洪道。

(5) 软基溢洪道是否纳入本规范意见尚未统一。原溢洪道规范编制时认为“非岩基上的大、中型溢洪道的实践经验不多，暂不列入规范”。本次规范修订编制大纲讨论时，对该问题进行了再次讨论，最终确定还是不纳入规范。就目前软基溢洪道的应用看，在大中型水利水电工程中应用软基溢洪道仍然不多。岳城水库溢洪道为软基溢洪道，但很少使用；浙江桐柏抽水蓄能电站下水库的坝身溢洪道，其设计单宽流量及总泄量非常有限。有相当一部分专家从工程安全考虑，不倾向于在大、中型工程中采用软基溢洪道；如工程条件允许，认为对非常溢洪道可以考虑采用软基溢洪道。软基溢洪道的泄水水头、泄流量和单宽流量应严格控制，并应做好消能防冲、防淘和渗流控制等设计，特别注意防范对工程永久建筑物可能产生的影响和威胁。软基溢洪道的防冲、防淘、渗流控制等设计可借鉴 SL 265《水闸设计规范》的有关规定。

1.0.3 在 SL 252《水利水电工程等级划分及洪水标准》中，对泄洪建筑物洪水标准和消能防冲建筑物的洪水标准均做出了规定，溢洪道设计的洪水标准应执行这些规范的相应规定。本次规范修订取消了原规范关于洪水标准的相关内容。

1.0.4 对大型或水力学条件较复杂的中型工程的溢洪道，强调其布置、体型及尺寸、流态等水力参数均应经水工模型试验确定。

3 溢洪道布置

3.1 一般规定

3.1.1 对于土石坝以及某些混凝土轻型坝,或者河谷狭窄而泄洪量很大的混凝土坝,当坝体内不宜布置泄洪设施或泄洪设施布置不下时,都需要在坝体以外建造泄洪设施,岸边溢洪道是其常用的布置形式(尤其是岸边具有垭口地形条件时)。

岸边溢洪道按功用可分为正常溢洪道和非常溢洪道两大类;按进口布置型式可分为正槽式、侧槽式、井式和虹吸式等。井式溢洪道和虹吸式溢洪道等在国内应用较少,且在水力学特性上完全有别于常规的岸边溢洪道,故未列入本标准。

国内部分岸边溢洪道典型工程基本情况见表1。

表1 国内部分岸边溢洪道典型工程基本情况表

编号	工程名称	坝型	最大坝高/m	溢洪道型式	最大泄量/(m ³ /s)	泄槽段最大单宽泄量/[m ³ /(s·m)]	消能型式
1	糯扎渡	心墙堆石坝	261.5	正槽式溢洪道	31318	232.2	挑流消能
2	水布垭	混凝土面板堆石坝	233	正槽式溢洪道	18320	229	挑流消能
3	瀑布沟	砾石土心墙坝	186	正槽式溢洪道	6941	204	挑流消能
4	龙羊峡	重力拱坝	178	滑雪道式溢洪道	5900	147.6	挑流消能
5	三板溪	混凝土面板堆石坝	185.5	正槽式溢洪道	13360	190.86	挑流消能
6	洪家渡	混凝土面板堆石坝	179.5	溢洪洞	4591	328	挑流消能

表 1 (续)

编号	工程名称	坝型	最大坝高/m	溢洪道型式	最大泄量/(m ³ /s)	泄槽段最大单宽泄量/[m ³ /(s·m)]	消能型式
7	乌江渡	拱形重力坝	165	滑雪道式溢洪道	2611	201	挑流消能
8	滩坑	混凝土面板堆石坝	162	正槽式溢洪道	14335	164.76	挑流消能
9	引子渡	混凝土面板堆石坝	129.5	正槽式溢洪道	8386	229.75	挑流消能
10	那兰	混凝土面板堆石坝	109	正槽式溢洪道	2711	157.88	底流消能
11	大岩坑	混凝土面板堆石坝	76.8	侧槽式溢洪道	522	13.1	挑流消能
12	南冲	粘土心墙坝	45	侧槽式溢洪道	375	6.3	底流消能
13	玉滩	沥青混凝土心墙石渣坝	42.7	正槽式溢洪道	3569	81.1	底流消能

溢洪道进水渠的主要功能是进水，兼有调整水流使之均匀的作用。为了避免与引水式电站或其他引水建筑物混淆，故采用进水渠的名称。控制段主要是控制泄量（下泄流量，下同），包括控制堰（闸）和与两岸的连接建筑。泄槽是控制段后的泄水槽。消能设施用以耗散水流能量并衔接下游水流。在水流不能直接泄入原河道而造成危害时，常采用出水渠加以连接。进水渠和出水渠是根据地形条件来布置的，有些工程不一定设置。控制段、泄槽及消能设施则是每个正常溢洪道工程不可缺少的。

3.1.2 本条规定溢洪道的布置应根据地形及地质条件、工程特点、枢纽布置要求、坝型、施工及运用条件、经济指标等因素，在确保大坝安全的前提下，达到经济、合理、实用的目的。溢洪道布置不仅是一个技术经济问题，也关系到上下游及工程的安

全、工程运用及坝区生态环境，应在枢纽布置设计中综合考虑。

本条在原规范基础上增加了溢洪道布置需同时考虑生态和环境因素。

3.1.3 水利枢纽通常由大坝、泄洪建筑物、引水建筑物、电站厂房等组成，在通航河流上，还设有船闸或升船设施；在有些河流上可能还有灌溉、筏道、鱼道等建筑物。在进行溢洪道布置时应结合枢纽总体布置综合考虑，解决好泄洪建筑物与其他建筑物在布置上的矛盾。若处理不当将影响枢纽的正常运行，甚至危及大坝及其他建筑物的安全。

3.1.4 本条强调采用非常溢洪道时，首先应具备有利的地形、地质条件，同时强调了应比较论证其技术上的可行性和经济上的合理性。上述两点是采用这种布置的前提条件。

在建筑物运行期间，可能出现超过设计标准的洪水，由于这种洪水出现机会极少，泄流时间也不长，所以在枢纽中可用结构简单的非常溢洪道来宣泄。尤其是对当地材料坝，修建非常溢洪道来分担稀遇洪水的宣泄，常常是经济的。

原规范编制时，曾对正常溢洪道和非常溢洪道的设置进行了调查分析，条文说明指出：

澳大利亚维多利亚地区三座坝的洪峰流量及所设计的溢洪道最大流量如表 2 所示。由该表可知，如按 $P=0.1\%$ 洪水设计溢洪道，其总宣泄能力中至少 75% 可能在这些坝的使用寿命中始终用不上。在溢洪道长时期的泄洪过程中，以较低流量下泄的占大部分。

表 2 $P=1\%$ 及 $P=0.1\%$ 洪水及溢洪道流量

工程名称	最大洪峰/(m^3/s)		溢洪道最大流量/(m^3/s)		比率 ①/②	比率 ③/④
	$P=1\%$ 洪水	$P=0.1\%$ 洪水	$P=1\%$ 洪水	$P=0.1\%$ 洪水		
	①	②	③	④		
图拉罗普	850	4250	280	2550	20%	11%
埃帕诺克	1870	7360	430	5660	25%	8%
尼拉柯铁	680	2830	510	2610	24%	19%

可见，溢洪道泄流能力的大部分可能从来不用，但造价是相当高的。这充分说明配置一个以上且标准不同的溢洪道的合理性。根据澳大利亚多座大坝的经济比较资料，采用主溢洪道加辅助溢洪道比采用单一溢洪道的造价可降低 20%~50%。

我国已建溢洪道的运行经验表明，绝大部分溢洪道投入运行后，长期实际下泄流量远低于设计标准，有的工程自建成以来尚未泄放过洪水。但溢洪道的造价有时是相当高的，据河北省 15 座水库统计，土石坝投资平均占总投资的 60%，泄水建筑物约占 23%。黄壁庄、庙宫水库泄洪建筑物投资已等于或超过了大坝的投资。据辽宁省修建自溃坝式非常溢洪道的经验，总投资可降低 40%~60%。

国内外修建非常溢洪道的工程实例很多，如辽宁大伙房水库、河北岳城水库、河南鸭河口水库、浙江南山水库等。岳城水库在 1987—1992 年大坝加高后，考虑防浪墙挡水，设计洪水标准达到 1000 年一遇洪水；校核洪水标准接近 2000 年（不足）一遇洪水标准，水库总库容达 13 亿 m^3 。遇 2000 年一遇洪水时，库水位 159.10m，溢洪道泄量为 $12850.8m^3/s$ ，较千年洪水泄量 $10894.7m^3/s$ 增加了 $1956.1m^3/s$ ，即增加了 17.95%，出闸单宽流量达到了 $97.72m^3/(s \cdot m)$ ，这在国内外软基溢洪道特性指标中是罕见的。根据水库调洪运用规划，当库水位超过 2000 年一遇洪水位，并继续上涨时，拟爆破 2 号小副坝（非常溢洪道）泄洪，以确保主坝及大副坝的安全，减小下游损失。大伙房水库主坝为粘土心墙砂壳坝，坝高 49.2m，有岸边主溢洪道、第一和第二自溃坝式非常溢洪道。右岸开敞式主溢洪道，分 5 孔，弧形门尺寸 $10.4m \times 7m$ ，最大泄量 $5090m^3/s$ ，漫流式第一非常溢洪道位于右岸主溢洪道右侧，最大泄量 $4730m^3/s$ ，引冲式第二自溃非常溢洪道位于第一非常溢洪道右侧山坳处，10000 年一遇洪水启用，最大泄量 $6075m^3/s$ 。巴基斯坦塔贝拉工程土石坝，最大坝高 105m，左岸岸边布置两座开敞式溢洪道。正常溢洪道宣泄常遇洪水，进口安装 7 孔 $15.3m \times 17.7m$

的弧形闸门，最大泄量 $18400\text{m}^3/\text{s}$ ，辅助溢洪道进口安装 9 孔同样的闸门，只在特大洪水或主溢洪道检查时启用，最大泄量 $23800\text{m}^3/\text{s}$ 。

正常溢洪道和非常溢洪道一般情况下宜分开布置。有时为充分利用泄槽及消能设施，亦可集中布置或对同一溢洪道进行功能分区。苏联克拉皮文水利枢纽溢洪道采用区分功能布置方式，消力池尺寸大为减小。

自溃坝式非常溢洪道，必要时可采用分级分段启用的布置方式。浙江省南山水库自溃坝式非常溢洪道用 2m 宽的混凝土隔墩将自溃坝分为三段，各段坝顶高程也不同，可自行分级启溃。除洪水特大时三级都投入使用外，有可能只启用一级或两级，则行洪后的修复工作量亦可减小。

由于非常溢洪道在稀遇洪水时才启用，因此其运行机会很少，可采用较简易的结构，以获得全面综合的经济效益。根据国内外的工程经验，此类溢洪道的泄槽可不衬砌，无需设置消能设施，且行洪过水后，其修复费用也很低。美国陆军工程师团工程师手册《泄水工程结构物设计和评价》（EM1110-2-2400，2 June 03 代替 EM1110-2-2400，2 November 1964）第二章对此有明确的规定。但是，溢洪道的泄流能力不得降低，以免危及大坝安全。因此，溢洪道控制段的设计标准不能降低，运行中其控制段须保证完整无损。

由于我国已建工程中将溢洪道分主溢洪道和副溢洪道进行布置的实例较少，不具有代表性，本次修订取消了主副溢洪道的提法及相关内容。如实际工程中根据工程具体特点，需要区分主溢洪道和副溢洪道，仍然可以加以区分。

实际工程实践中，为安全起见，漫流式、自溃式和爆破引溃式这三种非常溢洪道每年汛前均要进行检查或装药演练，给工程运行和管理带来较多的麻烦，部分工程已在除险加固中将其改建成常规带闸门控制的溢洪道。由于这几类非常溢洪道的运用概率很小，实践经验也不多，在设计中如何合理确定其设计洪水标

准、非常泄洪设施的启用条件及各种设施的可靠性等，应针对具体工程研究解决。

3.1.5 本条强调正常溢洪道的泄洪能力应能满足设计洪水泄量。超过此标准的洪水可由正常溢洪道和非常溢洪道共同承担。

正常溢洪道宣泄常遇洪水，其标准应根据地形、地质条件、枢纽布置、坝型、洪水特性及对下游的影响等因素确定。原规范条文说明中指出，黄河陕县站自 1765 年以来 200 多年记载的年最大流量的年实际变化，具有明显的周期性，其主周期长度有 2 年、22~23 年和 100 年，认为洪水的周期或重现期是有限的。

原规范编制时亦对我国已建 297 个大型工程已发生的最大泄量与设计泄量的比值进行了统计分析，比值介于 0.9~1.0 之间的工程只有 2 个，仅占总数的 0.68%，半数以上（167 个）工程的比值介于 0.1~0.5 之间，占总数的 57.19%，实际上工程运行多年从未泄放洪水的例子也不少。对山东省 168 个大中型工程统计的 460 个实际年最大洪量中重现期小于 2 年的有 453 个，占总数的 98.48%。原规范认为“绝大部分工程可能最大泄量约相当于 2~20 年一遇的洪水流量”，因此，认为常遇洪水标准“可在 20 年一遇至设计洪水之间选择”。

本次规范修订时，对此问题曾进行了针对性的调研和座谈了解，但未取得具体的数据依据。绝大部分设计人员反映，将常遇洪水标准确定为 20 年一遇至设计洪水之间，明显偏高；部分设计人员甚至认为，对照水利水电工程施工导流设计洪水标准和消能防冲设计洪水标准，该常遇洪水标准应该在 5 年左右或者更低。综合各种因素和多方面意见，本次规范修订认为，常遇洪水标准可以在 2~20 年一遇洪水之间选择。具体使用时，设计者应根据工程自然条件和特性研究确定。

非常溢洪道的启用标准应根据地形地质条件、枢纽布置、坝型、洪水特性及标准、库容特性及对下游的影响等，综合技术、经济等因素确定。一般情况下，当库水位超过设计洪水位以后，自溃坝式非常溢洪道即可启用；当自溃坝启溃泄洪将造成下游地

区较大损失时，宜采用较高的启溃标准；若适当提高标准对水库最高洪水水位影响不大，也可采用较高的启溃标准；自溃坝泄流能力较大时，宜采用分级分段启用的方式，避免加重下游的损失。

为防止水库泄洪造成下游严重破坏，本标准规定非常溢洪道泄洪时，水库最大总下泄量不应超过坝址同频率天然洪峰流量。

3.1.6 溢洪道规模的确定是一个综合技术经济比较问题，而且涉及的面较广，为选择合适的布置型式及尺寸，要对可行的方案进行计算分析。在一定的洪水标准及入库流量下，由于水库的调蓄，溢洪道需要的泄洪能力随坝体的增高而减小，反之亦然；它与很多因素有关，不但关系到工程的安全、经济，也影响到工程的施工进度和工期。原规范条文说明中列出了根据全国大、中型枢纽部分土石坝工程进行的统计（以河岸式溢洪道为主要泄洪建筑物），将不同的计算情况按最大泄量 ΣQ 与相应来量 Q_p 之比，计算其百分比（见表3和表4），以分析在大多数情况下的泄量范围。

表3 设计情况共74个

$\Sigma Q/Q_p$	1.0~0.8	0.8~0.6	0.6~0.4	0.4~0.2	0.2以下	合计
工程数	9	9	17	24	15	74
百分比 P/%	12.2	12.2	23.0	32.4	20.3	

表4 校核情况共102个

$\Sigma Q/Q_p$	1.0~0.8	0.8~0.6	0.6~0.4	0.4~0.2	0.2以下	合计
工程数	11	17	26	31	17	102
百分比 P/%	10.8	16.7	25.5	30.4	16.7	

分析认为，从表3和表4可以看出：

(1) $\Sigma Q/Q_p=0.2$ 以下的很少，而且在校核情况下有所下降，即绝大多数在0.2以上；

(2) $\Sigma Q/Q_p=0.2\sim 0.6$ 时，P为55%左右，设计和校核两种情况基本相同，校核情况略有增加；

(3) $\Sigma Q/Q_p=0.6$ 以上, P 值在设计情况占 24%, 校核情况有所增加, 占 28% 左右, 与 0.2~0.6 时的 P 值相比降低近一半, 而且大都为多种泄洪建筑物的组合泄洪方式。校核情况比设计情况的 P 值上升主要原因是有些工程设置了非常溢洪道。

原规范条文说明认为, 从以上的成果可以认为 $\Sigma Q/Q_p=0.2\sim 0.6$ 较为合适; 当采用多种泄洪建筑物组成的联合泄洪方式时 $\Sigma Q/Q_p$ 值会大些; 当有条件设置非常溢洪道时 $\Sigma Q/Q_p$ 值会更大, 这样做可能符合安全和经济的原则, 当然具体工程要通过具体设计及经济分析确定。

本条对溢洪道泄流规模确定的影响因素及原则作了阐明, 供设计者参考。

3.1.7 实际工程中在岸边坝肩布置溢洪道的较多, 狭窄河谷的混凝土坝枢纽也采用这种布置。如西班牙阿尔坎塔拉工程大坝为高的混凝土双支墩大头坝, 由于河谷狭窄河床只能布置电站和 3 孔溢流坝 (泄量为 $3100\text{m}^3/\text{s}$), 另在左岸坝肩布置 4 孔溢洪道 (泄量为 $6000\sim 8000\text{m}^3/\text{s}$); 又如伊朗礼萨·沙卡比尔、西班牙阿尔曼德拉等工程也在岸边坝肩布置溢洪道。

利用库岸通向下游的垭口修建溢洪道是比较经济而安全的, 它也适用于各种坝型。如我国的梅山、佛子岭工程, 大坝为连拱坝, 利用垭口修建溢洪道; 土石坝枢纽利用垭口修建溢洪道的工程实例更多, 而且土石坝的坝顶高程往往受到垭口溢洪道的地形条件控制, 即溢洪道泄量的绝对值以及泄量与来水量之比的相对值很大程度上受控于地形条件。

利用河道转弯凸岸适宜的山脊和台地布置溢洪道, 各种坝型的枢纽均有采用。在已建工程中, 根据地形条件布置溢洪道, 其泄洪规模可达相当可观的程度。如伊泰普工程主坝为双支墩大头坝, 坝高 196m, 电站布置在主坝下游占据整个河槽, 溢洪道设在右岸较平坦的山脊上, 泄槽的位置和方向是通过经济比较和水工模型试验确定的。最大洪峰流量 $72000\text{m}^3/\text{s}$, 溢洪道最大泄量 $62000\text{m}^3/\text{s}$ 。刘家峡水电站大坝为高 147m 的重力坝, 坝下游河

槽布置厂房, 枢纽最大洪峰流量为 $10600\text{m}^3/\text{s}$, 由河岸式溢洪道、中孔及隧洞联合泄洪, 最大泄量 $8056\text{m}^3/\text{s}$, 溢洪道布置在右岸紧接土坝的山脊上, 3孔进水, 其最大泄量为 $4200\text{m}^3/\text{s}$, 水流通过收缩的泄槽, 并采用斜切扭曲挑坎使水流转向挑射入河道。

3.1.8 侧槽式溢洪道是在坝体一侧傍山开挖的泄水建筑物, 主要由溢流堰、侧槽、泄槽和出口消能段等部分组成, 其水力特征是侧向进流、纵向泄流。侧槽式溢洪道适用于岸坡较陡的情况。溢洪道进口前缘可以沿岸坡等高线方向开挖, 以增加溢流前缘长度, 在堰顶高程一定时, 仍可保持较大的泄流量。侧槽式溢洪道的布置和水力条件均较正槽溢洪道复杂, 侧槽尺寸和底坡应满足水流转向、平稳进入泄槽的要求。

侧槽式溢洪道布置因地制宜, 一般无闸门控制, 运行管理方便, 我国桃曲坡、横山、青山垅和桦树川等多个工程采用侧槽式溢洪道(见表5)。国外采用侧槽式溢洪道的有墨西哥的密格尔哈达尔哥(Miguel Hidalgo)堆石坝坝高 86m , 设计泄量 $16450\text{m}^3/\text{s}$; 希腊的莫诺斯(Mornos)坝高 126m , 设计泄量 $1135\text{m}^3/\text{s}$; 希腊的加斯脱拉基(Kastraki)坝高 96m , 设计泄量 $3200\text{m}^3/\text{s}$ 。

表5 国内部分侧槽式溢洪道工程实例

工程名称	侧堰总宽度 /m	设计泄量 /(m^3/s)	校核泄量 /(m^3/s)	泄槽宽度 /m	泄槽最大单宽泄量 /[$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
大洋水库	69	317	922	12	76.8
高溪水库	63	312	396	8	49.5
巧英水库	40	470	804	16	50.3
横山水库	50	1060	1890	18	105.0
仓乔水库	50	265	480	10	48.0
虹桥水库	35	105	496	9	55.1
太湖水库	65	350	597	8	74.6
柏峰水库	50	255	775	12	64.6

表 5 (续)

工程名称	侧堰总宽度 /m	设计泄量 /(m^3/s)	校核泄量 /(m^3/s)	泄槽宽度 /m	泄槽最大单宽泄量 /[$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
岩口水库	70	650	1176	20	58.8
巧溪水库	70	650	1250	9	138.9
东方红水库	44	540	945	9	105.0
狮子口水库	96	805	1066	24	44.2
天荒坪下库	60	536	859	14	61.4

坝两岸坝肩山势陡峻，当受工程布置所限或坝址处地形地质不具备消能条件等不允许近坝泄洪，或需将部分泄量进行分担远离坝脚时，可考虑采用坝身（顶）进水后接泄槽和不同的消能工，使水流远离坝脚的滑雪式溢洪道。这种溢洪道在我国应用相对较多，如东江双曲拱坝的左右岸溢洪道、乌江渡拱形重力坝的泄洪孔、龙羊峡重力拱坝的右岸溢洪道、东风双曲拱坝的溢洪道等。

在缺少合适坝口布置溢洪道的高山峡谷区，采用岸边溢洪道有时会造成大开挖、形成高边坡，对工程投资、环境保护不利。此时为利用溢洪道超泄能力强的特点，又希望减少工程开挖，可采用溢洪洞布置。溢洪洞采用开敞式进水口，泄槽（有时包括进口控制段或出口消能建筑物的部分或全部）为明流隧洞，隧洞出口接明槽或直接接出口消能段。国内部分溢洪洞工程实例见表 6。

表 6 国内部分溢洪洞工程实例

工程名称	所在河流	坝型	最大坝高 /m	溢洪道 型式	最大泄量 /(m^3/s)	消能 方式
洪家渡	乌江	混凝土面板 堆石坝	179.50	溢洪洞	6591.00	挑流 消能
瓦屋山	周公河	混凝土面板 堆石坝	138.80	左、右岸 溢洪洞	1755.60	挑流 消能

表 6 (续)

工程名称	所在河流	坝型	最大坝高 /m	溢洪道 型式	最大泄量 /(m ³ /s)	消能 方式
九甸峡	洮河	混凝土面板 堆石坝	136.50	左、右岸 溢洪洞	2908.00	挑流 消能
金盆	黑河	黏土心墙 砂砾石坝	130.00	正槽式 溢洪洞	2200.00	挑流 消能
硗磧	宝兴河主 源东河	砾石土 心墙坝	125.50	正槽式 溢洪洞	390.00	挑流 消能
黑泉	宝库河	混凝土面板 堆石坝	123.50	正槽式溢洪道 (局部洞挖)	470.40	挑流 消能
泗南江	泗南江	混凝土面板 堆石坝	115.00	溢洪洞	1129.00	挑流 消能
苗家坝	白龙江	混凝土面板 堆石坝	111.00	溢洪洞 (导流洞改建)	2520.00	挑流 消能
察汗乌苏	开都河	混凝土面板 堆石坝	110.00	溢洪洞	1445.00	挑流 消能

溢洪洞隧洞段按明流隧洞相关要求设计。对于水流流速较高和洞线较长的溢洪洞，为了保证水流的流态和正常掺气（包括水流自掺气和强迫掺气），除在溢洪洞进口附近设补气通道外，必要时还在溢洪洞适当位置设置补气洞。补气洞内空气流速可按 SL 74《水利水电工程钢闸门设计规范》关于闸门通气孔面积计算允许风速的规定采用，重要工程应通过模型试验验证。如泗南江水电站溢洪洞前段为“龙抬头”形式，后段与右岸导流洞结合，溢洪洞总长 482m，反弧段最大流速达 34m/s，反弧段末端布置一通气竖井，直径约 1.4m，井高约 85m，通气竖井风速约为 20m/s。

3.1.9 溢洪道的地基应是稳定的，否则应采取工程处理措施。如江西柘林第一溢洪道设在右岸横切山体的大断层 F₇ 上盘的垭

口, F_7 贯通水库内外倾向河床, 倾角 $27^\circ \sim 45^\circ$, 断层面有一层 $0.1 \sim 0.3\text{m}$ 的夹泥层, 断层破碎带宽达 $30 \sim 50\text{m}$, 且内含丰富的承压水, 因此溢洪道山体稳定性较差, 溢洪道轴线选择时尽量使开挖后的地表面距断层面有较大的厚度。如采用挑流消能, 上盘岩体将被切割, 上游控制段山体会失去平衡, 且使渗径缩短, 渗透坡降增大, 影响渗透稳定, 估计有近 $20 \text{万} \sim 40 \text{万} \text{m}^3$ 的断层破碎带将冲刷淤积于下游河道, 影响下游航道及抬高电站尾水, 故采用三级底流消能方案。整个 F_7 上盘山体除下游压坡以提高山体静力稳定外, 在防渗措施上采用上游设铺盖、帷幕灌浆, 下游视情况设置反滤排水。

此外, 岩层产状、地下水压力等都会影响边坡及建筑物的稳定。因此, 溢洪道地基的稳定性还应结合岩层的产状及水文地质条件一并考虑, 以保证工程安全和减少工程量。

3.1.10 岸坡的稳定和防止泄洪对岸坡的冲刷是水利水电工程中经常遇到的问题, 对于狭窄河谷的拱坝坝肩稳定更是至关重要的问题。因此, 拱坝枢纽坝肩溢洪道首先要考虑其布置不能削弱坝肩的稳定, 或者应进行认真处理以保证坝肩稳定。消能后的水流对岸坡的冲刷、挑流消能的水舌直接冲刷岸坡或冲蚀河槽引起岸坡塌滑等而削弱拱座的稳定性, 对于拱坝都是不允许的。

一般拱坝枢纽的河岸式溢洪道, 在地形条件允许的情况下宜布置离拱座较远处, 如龙羊峡河岸式溢洪道设在右岸重力墩以右近 90m 处。拱坝枢纽大多数河谷狭窄, 坝头地势平坦者少见, 故采用滑雪式溢洪道解决布置上的矛盾较常见, 如阿尔曼德拉就是在左岸重力墩内设置溢洪道进水口。当开敞式溢洪道受地形条件限制需要靠近坝肩时, 需要考虑保持坝肩稳定的措施。如伊朗的礼萨·沙卡比尔工程的河岸式溢洪道设在左岸并靠近坝肩, 为了保持拱座的稳定设置了高 55m 、长 61m 、宽 30m 的重力墩, 以补偿溢洪道施工挖去的岩石。对于溢洪道的纵坡布置也宜尽量少挖基岩, 以免减少保持坝肩稳定的岩体重量。

土石坝枢纽利用坝肩和坝头的有利地形修建溢洪道, 具有工

程量少、利用开挖料作为筑坝材料运距短等优点，是一般较常见的布置型式。我国瀑布沟、巴山、龙马、董箐、三板溪、玉滩等都采用了这种布置。溢洪道布置中，坝肩溢洪道与大坝相连接的挡墙（包括导墙、接头、泄槽边墙等）应保证其安全可靠。挡墙与土坝的连接、溢洪道泄流对大坝的影响，常使人们对此非常担心，因而都要求河岸式溢洪道与土石坝在布置上要有相当的距离，以保证大坝的安全。我国 20 世纪 60 年代的土石坝设计规范就明确提到了这点。但这样做往往是困难的，而且要花费较大的代价。近年来，一些面板堆石坝枢纽的溢洪道布置在坝肩、紧靠大坝，用挡土墙与大坝相连，这些挡墙必须修建在岸坡开挖的新鲜基岩上，要求做到墙身坚固稳定、墙体及基础不漏水不渗水。

因此，对于坝肩溢洪道可因地制宜布置，不必受过大限制，但自身安全和对相邻建筑物，特别是大坝安全的影响必须考虑，安全必须得到满足。

3.1.11 溢洪道的轴线除考虑地形、地质条件外，从水力条件考虑其轴线一般宜为直线，其流态稳定，实践经验也较多。有时由于要满足河势要求等需要转弯，弯道也应尽量布置在进水渠或出水渠段内，如水布垭水电站。如因地形条件限制，亦可在泄槽段内转弯，或者利用斜切挑坎或其他异型挑坎使水流转向，以减少工程量，如我国碧口、官厅、富水及鲁布革等溢洪道。此时其转弯半径等参数须满足一定要求。

3.1.12 枢纽总体设计要着重考虑泄洪建筑物布置的影响。河谷狭窄的枢纽或土石坝枢纽，更应强调泄洪布置的重要性，应对其布置和体型进行合理选择，以达到枢纽布置协调的目的。同时，应避免下泄水流对河床和岸坡造成严重冲刷及河道淤积，重视泄洪对岸坡及其他建筑物的影响，保证其他建筑物的安全和正常运行。

3.2 进 水 渠

3.2.1 进水渠的水流条件不仅影响泄量及控制段的均匀泄流，

并影响泄槽的水流流态。因此，要求进水渠轴线方向使进水顺畅，以便水流平稳、均匀入渠。对于多泥沙、小库容的工程，防沙防淤的措施更需重视。

根据地形条件及上游河势，进水渠设置弯道时需考虑渠内流速及渠道水深、水面宽度等因素，转弯半径由渠内流速控制，流速愈大，转弯半径也宜取大值。表 7 所列国内外几个工程的进水渠转弯半径与进水渠宽的比值，一般约为 4~6 倍。

弯道至控制段一般应有 2 倍堰上水头的直线长度，以便将水流调整均匀平顺入堰。

进水渠一般为梯型断面，而控制段进口是矩形断面，因此，其间应设置渐变段连接过渡。当进水渠较短时，渐变段的长度可以不受“不宜小 2 倍堰前水深”要求的控制。

表 7 渠宽与转弯半径关系表

工程名称	所在位置	渠宽 B/m	转弯半径 R/m	比值 R/B	转角	备注
水布垭	中国湖北	90.0	270	3	75.5°	复式断面，渠长 890m
石头河	中国陕西	5.3	35	6.6	12°	
柘林第一溢洪道	中国江西	66.6	105	1.58	29.5°	
柘林第二溢洪道	中国江西	98	392	4.0	25°	7 孔
马尔帕索	墨西哥	50 (+70)	250	4.55		与 70m 宽非常溢洪道共用引水渠
波太基山	加拿大	54.6	186	3.41	42°	3 孔
鲁布革	中国云南	30	120	4.0	40°	2 孔
山口	中国黑龙江	40	230	5.75	21°	3 孔
宝山	中国黑龙江	27	146.5	5.42	30°	3 孔
小山	中国吉林	30	150	5.0	32°22'	3 孔
横锦	中国浙江	18.75	100	5.33	67°	1 孔溢流堰，1 孔橡胶坝

3.2.2 进水渠进口为适应不同的地形，应采用不同的体型以改善水流条件，使水流平稳入渠。

进水渠进口体型多为喇叭形，通过渐变段过渡与控制段的矩形断面（堰孔）相连接。当进口直接面临水库或紧靠大坝时，为避免产生涡流及横向流，大多在靠坝一侧设置导水墙，布置成拐弯式的喇叭型导墙平面上呈规则的扭曲面、圆弧面或椭圆曲面。

如碧口溢洪道引水渠进口，为了减少石方开挖及混凝土工程量，右导墙做成一般的扭曲面与开挖坡面平顺光滑连接。左导墙做成椭圆扭曲扩散导墙。又如巴西的佛士度·爱利坝、加拿大的买卡坝、波太基山坝等的溢洪道进口也采用类似规则扭曲墙布置。

3.2.3 进水渠首端、末端断面底宽之比 B_0/B ，原规范条文说明中列出国内外几个工程统计值，见表 8。

表 8 进水渠首、末端底宽之比 B_0/B

工程名称	石头河	曾文	Bcas	小浪底	大伙房	南谷洞	岩尾	碧口	竹园
所在国家	中国	中国	印度	中国	中国	中国	日本	中国	中国
B_0/B	3.0	3.0	2.5	2.29	2.4	2.0	1.9	1.7	1.5

由表 8 中 B_0/B 值范围，结合国内近些年的一般情况，本标准维持原规范 B_0/B 宜为 1.5~3.0 的规定。考虑到首末端断面底宽相同的情况，将 B_0/B 确定为：宜为 1.0~3.0。

3.2.5、3.2.6 溢洪道进口导墙的形式直接影响泄洪时水流流态的稳定和溢洪道的泄洪能力，以及工程量的大小、工程的经济性等。溢洪道进口导墙应根据不同地形“因地制宜，因势利导”，采用相应的流线圆弧形式，使水流流态平顺，进流均匀，从而有效提高溢洪道泄流能力。

进水渠设置导墙时，可采用八字形翼墙、有规则的扭曲面、圆弧或椭圆面等流线较好的型式。渐变段体型应根据水流条件、控制堰型式和布置决定，常用的结构型式为弧形直立墙和自上游起斜卧渐变为直立的扭曲墙。其平面布置要求圆滑平顺，避免在进口前缘产生漩涡和回流。

如古洞口溢洪道进水渠右导墙采用长短轴黄金分割比的椭圆方案，巴山水电站溢洪道进水渠靠左导墙头部采用 1/4 椭圆形方案，不但进水渠流态有较大改善，而且调整了进口流速分布，提高了泄流能力。

根据国内外已建工程的经验，导墙顺水流方向的长度宜大于 2 倍堰前最大水深，墙顶高程应能避免泄洪时导墙顶漫流造成溢流堰前缘水流紊乱，影响溢流堰出流不均匀、降低泄流能力，墙顶高程应超出泄洪时的最高库水位。直立导墙的弧线曲率半径不宜过小，以保持良好的人流条件。

与土石坝连接的导墙，除有两倍堰前水深长度的高导墙外，向上游可布置成下潜式导墙，其墙顶高程应超出坝坡面一定高度，避免泄洪时横向水流对坝面的冲刷，此超高值应通过水工模型试验确定。同时，为避免因水流对坝趾稳定构成威胁，导墙长度应以挡住大坝坡脚为下限，如巴基斯坦曼格拉进水渠两侧均有一个堆石堤（作导墙用），用以隔断接近溢流堰的横向流以及明槽中的波浪紊动。表 9 所列为国内几个工程导墙长度与渠内水深的关系。

导墙布置与结构设计应满足防渗及稳定要求，其防渗系统及变形稳定应与相邻坝体相协调。导墙布设刺墙或采用扶壁式挡墙等型式，可起到一定延长水流渗径作用。

表 9 国内几个工程导墙长度与渠内水深的关系

工程名称	堰前水深 H/m	导墙长度 L/m	L/H
鲁布革	24.95	152	6.09
碧口	24.31	左 51.33, 右 64.0	左 2.11, 右 2.63
柘林	22.70	左 196.5, 右 127.83	左 8.66, 右 5.63

3.3 控制段

3.3.1、3.3.2 控制段控制着溢洪道的泄流能力，主要包括溢流堰及闸门等控制设备，以及两岸连接建筑物。本条提出其轴线选

择应满足的要求。

(1) 按 3.1.3 的要求结合溢洪道的总布置考虑，综合满足进水渠、泄槽及消能设施等的布置要求。

(2) 满足建筑物对地基的强度、抗渗性及耐久性的要求，尽量减少地基处理工程量。以往在工程建设中虽对这个问题比较慎重，但也有教训。如湖北省钟祥县温峡口水库原溢洪道建在断层交汇带上，基础岩石挤压破坏且风化严重，破碎带以断层泥为主，渗漏较严重，闸室有产生滑动的可能。1972—1974 年曾对闸基进行水泥灌浆，但无效果。最后只得将原溢洪道废弃，并于左侧重建溢洪道。

(3) 条件许可时，宜将控制段布置在坝轴线上或附近，这样便于交通及两岸连接布置；并可使坝的防渗设施和控制段的防渗设施布置在一条直线上，以缩小防渗设施的长度。

对渗透水流的控制，是河岸式溢洪道安全运行的关键因素之一。堰（闸）与两岸连接建筑的布置要便于防渗系统布置，使止水、防渗系统形成整体，并满足侧向防渗要求。防渗系统的布置要解决蓄水后地下水位抬高，库水经裂隙或构造面沿堰（闸）室底板自上游渗透到下游；沿坝肩侧向绕流以及沿边、导墙基础渗流，危及建筑物的稳定；并应防止水流通过挡水前缘及过水面缝隙渗入基础，造成建筑物的破坏等问题。

3.3.3 溢洪道控制堰的剖面形式通常采用实用堰、宽顶堰和带胸墙的孔口。原规范编制时调查的 60 个工程中，控制堰为宽顶堰的占 35%，控制堰为实用堰的占 55%，只有少数几个采用带胸墙的孔口。

宽顶堰具有结构简单、施工方便等优点，但宽顶堰流量系数小，一般在泄量小的工程中采用。对泄流量比较大的溢洪道，应尽量采用流量系数较大的实用堰。

带胸墙的孔口，堰顶高程较开敞式的要低，在库水位较低时即可泄流，因而有利于提高水库的汛限制水位；此外，因有胸墙，闸门尺寸较小。但在高水位时，超泄能力不如开敞式溢流堰

大，工程实践中应用较少。

3.3.4 由于闸门设计、制造和安装能力的限制，往往要用闸墩将溢流前缘长度分割成几段，把闸门尺寸限制在合理范围内，并便于分区控制泄流和增加操作运用的灵活性。闸墩的主要作用是间隔闸室、支承闸门推力和启闭设备、支承工作和交通桥梁等。闸墩体型设计的关键在一头一尾。头部主要影响侧向收缩，尾部主要影响下游流态。对闸墩设平面闸门门槽的部位，为满足结构强度和刚度的需要，应注意有足够的结构厚度。某些情况下为了改善下泄水流流态，需要将闸墩延长至泄槽内，闸墩延伸长度及尺寸可视需要或由水工模型试验确定，并应满足与交通桥、工作桥（供装置闸门启闭设备用）的衔接。

3.3.5 在实际工程实践中，因溢流堰顶常年位于水下，且没有设置检修门，造成运行被动和被迫增加检修门，故本条规定当溢流堰顶常年位于水下时，应设置检修门。

本条增加了检修闸门设置的相关要求。

3.3.6 侧槽溢洪道的侧槽断面有棱柱体和非棱柱体两种。扩散式非棱柱形侧槽，其水流条件较为顺畅稳定，较能适应槽内水流能量沿程增加的特点；棱柱形侧槽水流条件相对较差。

侧槽断面多开挖成深窄式，这样的形式有利于泄流和减少开挖量。两侧边坡不对称，边坡系数可取下述数值：靠侧堰一侧边坡系数 $m_1=0.5\sim 0.9$ ，靠山一侧， $m_2=0.3\sim 0.5$ 。

泄槽纵坡视地形与泄流条件而定，大致范围在 $1\%\sim 5\%$ 。

3.3.9 考虑到与现行混凝土重力坝设计规范、碾压式土石坝设计规范以及电力行业溢洪道设计规范等相关内容的协调，本次修订，将原规范波浪计算高度中的“平均波高”调整为“累积频率为 1% 的波高”，即控制段的顶部高程为水库静水位加高差 Δh ：

$$\Delta h = h_{1\%} + h_z + h_c$$

式中 $h_{1\%}$ ——按 SL 744 的规定计算的累计频率为 1% 的波高；

h_z ——按 SL 744 的规定计算的波浪中心线至设计水位的高差；

h_c ——按本规范中表 3.3.9 确定的安全加高值。

同样，基于与以上现行规范的协调，本次修订将原规范波浪计算高度中的“平均波高”调整为“累积频率为 1% 的波高”后，未对原规范控制段顶部高程确定的“安全加高下限值”进行调整。对于 4 级、5 级溢洪道设计，波浪高度是否采用累积频率 1%，可分析研究后确定。

溢洪道在遭遇非常洪水时，闸门全开泄洪，形成降水曲线，此时控制段顶部高程可以不计及波浪高度；当控制段靠近大坝，且两者有交通道相连接时，控制段顶部高程应考虑与坝顶高程的协调。

3.4 泄 槽

3.4.1、3.4.2 泄槽用以泄水，为河岸式溢洪道不可缺少的组成部分。有些枢纽由于地形条件的限制，在其他泄洪建筑物中也采用泄槽作为泄水部分。我国龙羊峡工程的中孔、底孔、深孔均为重力拱坝坝身孔口进水，后接明泄槽；乌江渡右岸泄洪洞、东江左岸泄洪洞及西班牙阿尔曼德拉的泄洪洞等，在隧洞的后段由于地形条件限制（隧洞顶部埋藏深度不够），采用明挖泄槽。

泄槽轴线一般为直线，因其水力条件较好，实践经验较多，被广泛采用。泄槽的特点是流速高，不可避免的要出现掺气、空化、空蚀等现象，在泄槽布置上应重视这些问题。

泄槽段如设置弯道，由于离心力及弯道冲击波作用，将造成弯道内外侧横向水面差，流态十分不利，应尽量避免在泄槽段设置弯道。国内有些工程，在泄槽内设置弯道后，除导致弯道水流流态恶化外，还影响了下游消能防冲段和出水渠内的水流流态。近年来为了适应地形条件，减少工程量，也有一些工程在泄槽段设置了弯道。我国大型工程如碧口、鲁布革、富水等工程的溢洪道，根据地形地质条件，平面轴线设置了弯道，有关参数见表 10。

表 10 部分工程泄槽弯道实例

工程名称	国别	弯道型式	渠宽 /m	转弯半径 /m	转角 /(°)	横向加高 /m	纵坡 i	设计单宽 流量 /[m ³ /(s·m)]	最大单宽 流量 /[m ³ /(s·m)]
马尔帕索	墨西哥	无加高圆弧	60	900	25	0	0.054		177.5
坝塔拉	西班牙	无加高圆弧	70	301	10	0	0.22		133
碧口	中国	渠底一侧加高圆弧	15	150	20	2.2	0.01	88	180
官厅	中国	无加高圆弧	45	300	19	0	0.0025		141.5
富水	中国	无横向加高圆弧弯道, 渠中设斜向导流坎	110	①166 ②214	3.59 10	0 0	0.05 0.05	42	70
鲁布革	中国	渠底一侧加高圆弧	14×2	170	20	3.53	0.01	132	231
横锦	中国	无加高圆弧	18.8	100	67	0	0.167		183.2

这些溢洪道设计单宽流量为 $42\sim 132\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，最大单宽流量为 $70\sim 231\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。除富水溢洪道外，其余 4 项工程的 $R/B=6\sim 10$ 。

弯道横坡应尽量满足在各级流量下均有较好的流态，渠底横向最大抬高应根据设计流量确定。

弯道上、下游曲线过渡段，根据调整流态的需要，也应逐渐横向倾斜，一般均在平面上做成扇形横坡式抬高段。

根据工程实践，急流弯道的基本型式有以下几种：

- (1) 渠底一侧横向加高单圆弧弯道；
- (2) 渠底一侧横向加高复曲线弯道；
- (3) 设导流墙的圆弧弯道；
- (4) 设横向折流坎的圆弧弯道；
- (5) 渠底双曲弯道。

一般大、中型溢洪道多采用第 (1) 种弯道，如碧口、阿尔曼德拉等工程的溢洪道。因为这种型式基本上能满足水力条件的要求，施工简便。第 (2)、第 (5) 种体型比较复杂，只有在对冲击波有严格限制的弯道急流段才有现实意义。第 (3) 种弯道一般用于泄槽宽度较宽而有单孔运用要求的工程较合适，如鲁布革溢洪道就采用了这种型式。第 (4) 种横向折流坎，其体型简单，但对水流将产生新的扰动，我国的富水、南谷洞等溢洪道泄槽采用了此种转弯型式。当渠宽较小或转弯半径较大时，也可采用无加高圆弧。

除上述几种型式外，各工程根据实际情况还可以采用其他型式。如缓冲塘式，就是在要转弯的地方设置消力池转弯，南谷洞工程就是采用缓冲塘及折流坎相结合的方式。另外，有的工程在泄槽弯道除设置横向底坡外，还在弯道段泄槽内设置若干隔墙、将泄槽进行分隔。这种隔墙上游端一般需要延伸至弯道以前足够的长度，同时应注意隔墙端部可能产生的水翼带来的不利影响。

日本坝工规范中对溢洪道泄槽轴线转弯的提法是原则上应取直线。根据我国的实际情况及水力学研究的成果，转弯与否不宜

控制太严，故本规范规定为宜采用直线。

泄槽内水流为急流，设置弯道水流条件较为复杂，因此提出如需要设置弯道宜设置在底坡较缓、流速较小的部位，且选用足够大的转弯半径与合适的转角，以便能较好地控制水流，同时提出应与底坡有变化的部位错开，否则水力条件、体型、结构都更为复杂，泄量变化较大时也难以适应。

泄槽段应慎用梯形断面，尤其是在弯道段。

3.4.3 泄槽纵坡主要根据自然条件及水力条件确定。

水流通过控制段后为急流，为了保证不在泄槽段上产生水跃（在控制段后设消力池消能再接泄槽的工程除外），泄槽纵坡（ i ）应大于水流的临界坡（即 $i > i_c$ ）。在地质条件许可的情况下，应尽量使开挖和混凝土衬砌工程量最省；纵坡还要考虑泄槽底板和边墙结构的自身稳定及施工方便等因素。

泄槽纵坡以一次坡为好，其水力条件简单。当受地形条件限制或为了节省工程量而需变坡度时，也宜先缓后陡，因为水流经过控制段入泄槽时，流速不大；当接近消能设施时，加大底坡以便与消能设施相连接，一般此段长度较短，防空蚀措施比较好解决。当变坡为凸曲线连接时，水流特性较易控制。如采用先陡后缓的变坡方式，连接必须采用反弧曲线，其缺点是：①反弧段使水流转向，由于体型变化和离心力的作用，流态复杂，压力分布变化大，水流紊动强烈，该处及其后一定范围内容易发生空蚀，已为很多工程所证实，因此对反弧段体型应予以足够重视。上游斜坡段坡度越陡，竖向转角越大，压力变化也越大。反弧半径的大小，又影响压力变幅的大小，反弧半径越小，离心力越大，压力变化值越大。总之此种变坡型式，上游斜坡不宜太陡，反弧半径要大，沿程压力变化就比较平缓，体型易满足高速水流的要求。②水流受离心力的作用容易由分缝处钻入泄槽底板下而掀动底板，因此除了采用较大反弧半径外，还应比较周密地考虑底板的分缝、分块及止水、排水的设置，排水设施需具备内水重力自流排出条件，以消除高速水流离心力在底板下形成高水头扬压力，

保持泄槽底板的稳定。

泄槽的平面布置，一般为等宽槽，因其水流不受扰动，水力条件简单，被广泛采用。

为了适应地形、地质条件，减少开挖和衬砌混凝土工程量，或为适应消能工的需要可采用变宽度的泄槽。岳城水库溢洪道（土基）为了与下游底流消能工配合采用扩散式泄槽。泄槽的平面型式应根据实际情况采用。国内外部分变宽度泄槽工程实例见表 11。

泄槽断面型式，一般为矩形，其流态较好，特别是采用底流消能工，能保证比较好的消能效果；如采用梯形断面，边坡不宜过缓，若边坡坡度过缓，则易形成水流分布不均，恶化流态，甚至出现漩涡、水面波及翻水现象。如巴基斯坦曼格拉工程的主溢洪道，采用两级消力池，鉴于消力池边墙高达 50.3m，且基础条件差，采用一般的竖直边墙是极为困难和不经济，所以采用了 1:1.75 的斜边墙；泄槽边墙为了适应此情况也为 1:1.75 的斜边墙，并采取一些复杂的工程措施，来消除水力条件的不利影响。故泄槽边墙一般力求避免采用较缓的坡度。国内统计 12 个溢洪道斜边墙坡比为 1:0.5~1:1.5。

表 11 国内外部分变宽度泄槽工程实例

工程名称	国别	进口宽度 /m	变化后宽度 /m	变化段长度 /m	变化段坡度 /m	变化角度	附注
契伏	哥伦比亚	52	20	263.57	0.05 0.577	3°28'26"	收缩
买卡	加拿大	43	21	240	0.314	2°37'27"	收缩
阿尔曼德拉	西班牙	15	5	190		1°30'27"	收缩
波太基山	加拿大	54.9	30.5	445	0.03	1°34'14"	收缩
南谷洞	中国	49.2	29.5	69	0.027	8°07'28"	收缩

表 11 (续)

工程名称	国别	进口 宽度 /m	变化后 宽度 /m	变化段 长度 /m	变化段 坡度 /m	变化角度	附注
刘家峡	中国	42	30	150	0.085 0.0359	2°17'26"	收缩
竹园	中国	48	35	79.6	0.033 0.222	4°40'06"	收缩
横锦	中国	40	18.8	208	0.0342	5°49'10"	收缩
岳城	中国	131.5	168.4	339	0.0667	6°15'09"	扩散

3.4.4 当泄洪孔数较多或泄洪孔数不多但有单孔开启要求时,为运行方便、灵活,将整个泄槽用中隔墙分成几部分。泄槽设置中隔墙的工程较多,如糯扎渡、水布垭、引子渡、古洞口、龙马等。

泄槽设置中隔墙应根据具体情况而定,其长度及尺寸可视需要或由水工模型试验确定。如巴西、巴拉圭的伊泰普溢洪道,14孔弧门尺寸 20m×20.3m,墩宽 5m,总宽 345m,溢洪道长 41.5m。下接等宽矩形断面直陡槽,中间有两道宽 5m 分水墙延伸至坎末,即两隔三区布置,左区 6 孔,槽宽 145m, $i=0.1494$;中区 4 孔,槽宽 95m, $i=0.1763$;右区 4 孔,槽宽 95m, $i=0.1763$,为非常溢洪道。我国鲁布革水电站左岸开敞式溢洪道,2 孔弧门尺寸 13m×18m,中墩宽 4m,总宽 30m。由于有单孔开启要求,中墩由 4m 渐变缩窄为 2m,一直延伸到出口挑流段。溢洪道最大泄量为 6480m³/s。

泄槽设置中隔墙有时也为了改善泄槽内的水力条件。我国刘家峡水电站溢洪道共有 3 孔,最大泄量 4360 m³/s,采用常规闸墩布置。1972 年在运行过程中,当单孔开启甚至左右两孔对称开启时,出闸水流迅速扩散并在泄槽内引起剧烈的折冲现象和冲击波,水流冲击甚至翻越边墙,严重威胁着邻近建筑物的安全。

因此，对于运用频繁的多孔溢洪道，布置闸墩时应注意处理好运用条件下出闸水流的流态问题。

3.4.5 水流翻越边墙会产生一定不利后果，对于溢洪道紧靠大坝、厂房等建筑物时，不允许边墙翻水。刘家峡、大伙房、黄龙滩及沙坪等溢流坝均因边墙高度不足，在泄流时出现边墙翻水现象。黄龙滩溢流坝因胸墙后工作门槽的局部扰动，使水流局部抬高而翻越边墙；沙坪溢流坝则是由于边墙转折引起翻水现象。

对于大中型工程的1级、2级、3级溢洪道，其边墙还应有不小于0.5m的安全加高，可在0.5~1.5m之间选取。对于水力条件复杂的重要工程，视具体情况，经研究也不排除采用更高安全加高的可能。

3.5 消能防冲设施

3.5.1 消能设施的型式包括挑流、底流、面流、岸流等消能工。基于目前国内大、中型河岸式溢洪道采用面流、岸流消能工很少，本规范对面流河岸流消能仅原则提出布置中应考虑的问题。

3.5.2 消能防冲的设计洪水标准应符合1.0.3的规定。

消能防冲建筑物的校核洪水标准，可根据消能防冲建筑物局部破坏对大坝及其他挡水建筑物安全的影响程度具体选定。当消能防冲建筑物局部破坏危及大坝及其他挡水建筑物安全时，应采用大坝及挡水建筑物的校核洪水标准进行校核。当河岸式溢洪道距离大坝及其他主要建筑物较远，其消能防冲设施的局部破坏对枢纽建筑物的安全和运行没有影响，就不需要进行校核。

消能设施运行良好是枢纽安全运行的关键性因素之一。选定的消能工应能在设计泄量及以下各级泄量时，尤其是在常遇洪水时有良好的消能效果。因常遇洪水出现的机率高，所以强调了在常遇洪水情况下的良好消能效果。同时，消能工应结构可靠，并具有良好的防空蚀和抗磨的性能。

由于底流消能高流速的主体水流位于底层，对消力池安全形成不利影响，加之实际工程来流、来沙条件与泄洪调度运行的复杂性，消力池易遭受破坏。近年来，消力池出现问题的工程实例相对较多，因此，对于重要的底流消能工程而言，要特别关注消力池的检修问题，尤其是在消力池的尾坎高度的选定方面需要结合检修条件而定。淹没于水下的消能工（如消力池、辅助消能工等）应具有检修的条件。

3.5.3、3.5.4 挑流消能是一种经济的消能方式，它主要是借助于挑坎使高速水流沿着抛物线挑射。在挑射的过程中，首先通过吸附和掺混空气来耗散部分能量，然后将水流抛射到远离泄槽的河床与尾水衔接。因为坚硬岩石具有较强的抗冲蚀性能，对高水头枢纽采用挑流消能较为适宜。

原规范编制的初步统计资料表明，大、中型河岸式溢洪道的消能型式大部分采用挑流，我国 85% 左右采用挑流，其余 15% 采用底流；而国外 75% 采用挑流，其余 25% 采用底流和戽流。

近年来我国在高山峡谷区大流量、高水头泄水建筑物建设中，挑流布置及挑坎型式已向多样化发展，许多工程挑流消能的挑射水流呈现出“纵向拉开，平面扩散，错开落点，导向防冲”等特点。挑坎除有连续式、差动式、窄缝式常规型式外，还有折线型、扩散式、扭曲斜挑坎、斜切挑坎、短导墙式挑坎、燕尾型挑坎等异型挑坎。挑流消能的挑坎型式应根据地形、地质条件、枢纽布置及消能防冲的要求选定。

连续式挑坎是指挑坎为连续实体，其特点是水流从坎上整片射出，扩散消能。连续式挑坎是挑流消能的传统挑坎，结构简单，安全可靠，被国内外广泛采用。湖南省 1958—1978 年修建的 41 座主要挑流消能工程中，采用连续式挑坎者达 40 座。在相同水力条件下，连续挑坎的挑距比差动式远，且挑坎形状平滑简单，不易空蚀。它的不足之处是水舌比较集中，冲刷相对严重。

差动式挑坎即挑坎的齿台（高坎）与齿槽（低坎）具有不同的反弧半径与挑射角，可把水流“撕开”，在垂直方向能有较大

的扩散,有利于减弱水流对河床的冲刷。据美国对安觉尔(Anchor)坝的研究表明,差动式挑坎的水舌入水纵向长度比连续式挑坎增加一倍。差动式挑坎又分矩形差动坎与梯形差动坎,后者在分散水流、减轻冲刷与减免差动坎本身的空蚀性能方面,较前者更为优越。目前国内外差动式挑坎也已广为应用。我国大伙房、狮子滩、鲁布革等工程的河岸式溢洪道为差动式挑坎挑流消能;鲁布革水电站河岸式溢洪道最大泄量 $6480\text{m}^3/\text{s}$,差动式挑坎坡面反弧 $R=70\text{m}$,齿挑坎 $\theta=35^\circ$, $R=50\text{m}$,槽挑角 $\theta=15^\circ$, $R=50\text{m}$,坎上最大单宽流量 $216\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

窄缝式挑坎适用于高水头、大单宽流量、狭窄河谷等工程条件,其特点是射流水股厚度大而宽度小,水面和底部的挑角相差大,水股在空气中的紊动掺气扩散作用强烈,射流跌入下游水体时,外缘挑距和内缘挑距相差大而横向宽度小。国内采用窄缝式挑流消能工程的工程有水布垭、龙羊峡、东江、隔河岩等。

异形挑坎的底面和边墙由多种曲面组合而成,挑坎型式各异。当下游河道狭窄,泄槽轴线与河道中心线夹角较大时,为了使挑流水舌挑落在预定的位置,减轻挑流水舌对岸坡的影响,可选用异形挑坎。异形挑坎的体型需经水工模型试验验证。如三板溪水电站溢洪道出口采用了扩散式扭曲挑坎;龙羊峡水电站溢洪道采用差动式对称曲面贴角窄缝挑坎;巴山水电站溢洪道采用分条复式扭曲挑流挑坎。

挑流消能的泄洪量越来越大,特别是窄缝式挑坎的应用,溢洪道出口的单宽流量得到了较大的提高。在进行枢纽布置设计时应注意泄洪雾化、下游冲刷、冲刷坑下游堆积物抬高电站尾水、下游产生回流或波浪、淘刷岸坡或电站尾水堤等不利影响。

3.5.5 挑流消能产生的雾化降雨,对厂房运行、露天机电设备及出线、下游边坡的稳定等均可能产生不利影响,在进行枢纽布置设计时应予足够重视。

泄洪雾化具体内容详见本规范第 4.8 节。

3.5.6 底流消能即水跃消能。它是泄水建筑物经常采用的一种

消能方式。当急流进入消力池后，受到尾水顶托，形成水跃。通过水流内部的强烈紊动、剪切和掺混等作用，使部分动能转换为热能和位能，从而达到消能的目的。由于跃后形成缓流，其冲刷能力一般都较小，故底流消能方式适应各类地质条件，特别是在软弱基岩上设置消力池，采用底流消能方式更为合适。

3.5.7 底流消能的消力池的纵断面一般可采用平底式、斜坡式或多级消力池。消力池型式的采用，应根据地形、地质、水力条件进行技术经济综合比较选定。

鉴于目前大多将消力池护坦称为消力池底板，为避免歧义，根据送审稿评审专家意见，本次修订将消力池内护坦统一改称为消力池底板。

通常工程上采用的平底消力池，大都在消力池底板上设置一些辅助消能设施，如设置尾坎、趾墩和消力墩等，迫使急流形成强迫水跃。当下游尾水深度不足时，适当增加池底挖方量，降低池底高程以促使水跃产生，是一种比较简便的消能措施。下挖式消力池池底高程的降低，要满足产生水跃所必需的最小尾水深度，否则水跃就会冲出消力池；当然，如果消力池过短也会出现同样的结果。

当河床不易开挖或开挖太深不经济时，通常可在消力池底板末端修建尾坎或二道坝，壅高坎（坝）前水位，以促使水跃的产生。

采用趾墩、消力墩与尾坎型消力池，美国垦务局Ⅳ型消力池是一项标准设计。试验表明，消力墩起主要消能作用，趾墩帮助稳定水跃，尾坎有助于控制下游河床的冲刷，这种池型的水跃长度比一般自由水跃可缩短 1/2，其工程量很省；消能作用非常稳定，运行条件良好，适用于中、低水头的中、小型工程。

河岸式溢洪道采用辅助消能工的实例很多，国内有澄碧河、白沙、江口左岸溢洪道等；国外的大型工程有曼格拉、阿尔康塔拉和乔克峡等溢洪道。运行经验表明，由于辅助消能工的作用，消力池内水流受到碰撞后，产生弯曲、分离、附加旋转和互相碰撞形成强迫水跃，从而可弥补下游尾水深度的不足、缩短池长并

达到消能的目的。

斜坡消力池在河岸式溢洪道中占有显著的地位，这首先是由于河岸式溢洪道的特殊地形条件所决定的；其次是斜坡消力池内的水跃比平底消力池的水跃，具有对尾水变幅更大的适应能力，一般还可减少工程的挖方，节省工程投资。为了控制斜坡消力池水跃位置，减轻河床的冲刷，可在池末设置一道尾坎。如我国花山和大隆洞等工程的溢洪道；墨西哥的玛尔帕索、印度的比阿斯等工程的溢洪道。

扩散式消力池的最显著特征是在流态过渡区域内消力池横向扩大，这种扩大可以是渐变的、突变的和不对称的。河岸式溢洪道泄槽末端采用扩散式消力池也比较多，主要原因是这种池型便于与下游河床连接，且池内形成三元水跃，可缩减消力池的深度和长度。

3.5.8 将原规范 3.5.6 条中“底流消力池两侧边墙高度，可根据跃后水深加适当超高确定”改为本条中的“消力池两侧边墙顶高程，可根据池内水面线加适当安全加高决定，并应考虑岩体条件、水面波动与水流掺气及下游尾水等的影响”。许多工程实践中，底流消力池两侧边墙的墙顶高程根据池内水面线变化采取了不同的高程，有借鉴意义。

当消力池两侧岩基较差，且布置有建筑物时，为确保消力池本身和其他建筑物的安全，两侧边墙顶部高程应按最大泄量的跃后水深确定，同时还要考虑水面波动和掺气，另加安全加高，以避免水流漫溢翻顶。

当消力池两侧岩石完整，抗冲能力强，或消力池位于河道范围内，或两侧没有其他建筑物，即便是水流从两侧边墙漫溢，也不致于造成损失和危害时，消力池两侧边墙顶部高程亦可按设计情况下的跃后水深确定，甚至不另加安全加高。但此种情况应尤为慎重。

3.5.9 采用底流消能时，在高水头情况下消力池内的临底流速会较大，可能会造成消力池底板的冲刷破坏，进而影响泄洪消能安全，因此需要采取措施减小消力池的临底流速，其中一个较为

有效的措施就是在消力池池首设置一定高度的跌坎，即形成跌坎型底流消力池，此类消力池可以应用于高水头、大流量、下游尾水较深的工程中，在水利水电工程中具有较大的应用前景，已经在国内外多个工程中有成功应用（见表 12）。

扩散跌坎底流消能工是建立在跌坎底流消能工基础上，有效解决高水头、大流量泄洪工程消能问题的新型消能工。其体型为在消力池进口处将消力池向下开挖适当深度，并向两侧开挖适当宽度形成跌扩。由于跌坎和突扩的存在，水流进入消力池后，形成淹没射流，使高水头、大单宽流量水流射入消力池后，主流与底板保持一定的垂直距离，并与边墙保持一定的水平距离，利用在射流周围所形成的强剪切紊动和漩滚来达到消能的目的。扩散跌坎底流消能工不仅克服了传统底流消能工临底流速大、底板的抗冲保护难度大等比较突出的难题，而且还能有效提高消能效率，降低消力池内底板和边墙的水力学指标，扩大了底流消能工的应用范围。扩散跌坎底流消能工由于附加立轴漩涡的存在，增强了消能效果，在其他条件相同时，消能效果随着突扩比的增大而增强，随跌坎深度的增加而增强。但是扩散跌坎底流消能的工程实践经验相对较少，在工程设计过程中需开展水工模型试验进行研究。

苏联的萨扬·舒申斯克水电站与印度的特里水电站等高坝工程上跌坎底流消能得到了较好的应用；国内的向家坝、官地和亭子口等水电站采用的跌坎型底流消力池的泄洪消能方案也颇具代表性。向家坝属于典型的高水头、大流量泄洪消能，为了避免泄洪雾化对周边环境的影响，采用以底流消能为主体的跌坎型消能方式，通过在消力池前区设置跌坎，使得消力池内的流态稳定，消力池临底流速由 35m/s 以上降至 15m/s 左右，取得了较好的消能效果。官地水电站采用溢流表孔结合宽尾墩体型的布置方式，经系列水工模型优化试验研究，最终确定跌坎高度为 6.5m。亭子口水电站底孔在闸墩尾部设跌坎 8m 后，出池水流与下游水面衔接平顺，消力池底部最大流速约 17m/s，消力池底板和尾坎的压力分布规律与水面线相对应，无大的压力梯度。

表 12 国内外部分跌坎式底流消能工程实例基本参数表

序号	工程名称	国别	坝高 /m	主要泄洪消能设施	上游水位至池底顶板落差 /m	下游水深 /m (设计/校核)	最大下泄流量 / (m^3/s)	入池单宽流量 / $[\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})]$	主要布置特点
1	萨扬舒申斯克	苏联	245	11—7m×6m (跌坎高 4.25~6m)	230 (校核)	—	13600	128.9 (中区) 158.5 (边区)	底孔分 3 区布置, 采用跌坎消能
2	特里	印度	260.5	3—b = 10.5m (跌坎高 3.5m)	239	—	5480	109.6	小高度跌坎
3	向家坝	中国	161	12—8m×26m (表孔跌坎高 16m) 10—6m×9.6m (中孔跌坎高 8m)	136.86 (校核) / 135 (设计)	47.32/50.83	48592 (表孔、中孔)	299 (表孔) 331 (中孔) 225 (扩散)	采用长闸墙, 表孔、中孔间隔布置, 均采用跌坎消能, 消力池中导墙未扩散
4	观音岩	中国	168	3—9m×18m (表孔跌坎高 7.5m)	127.27	29.43/33.77	5370	153.4	采用短闸墙, 3 个表孔在坝身自成一区
5	官地	中国	168	5 表孔 15m×19m 及 2 中孔	142.21	—	15500	163.1	宽尾墩+跌坎底流消能, 坎高 6.5m
6	亭子口	中国	132	5—6m×9m (底孔突扩 0.5m, 跌坎高 8m) 8—14m×19.5m (表孔宽尾墩)	109.07 (校核) / 107.30 (设计)	36.03/36.94	9974 (底孔) 37610 (表孔、底孔)	285.0 (底孔) 133 (扩散)	采用长闸墙, 表孔、底孔分区布置, 底孔采用跌坎消能, 消力池中导墙未扩散
7	密松	缅甸	135.5	12—14m×23m (表孔跌坎高 10m) 11—5m×8m (中孔挑流)	126.26 (校核) / 123 (设计)	40.57/43.81	45795 (表孔) 60165 (表孔、中孔)	272.6 (表孔) 164 (扩散)	采用长闸墙, 表孔、中孔间隔布置, 表孔采用跌坎消能, 中孔采用挑流消能, 消力池边墙扩散

3.5.10、3.5.11 面流及岸流消能型式在河床溢流坝使用较多，其适用条件较为严格，要求下游尾水较深（大于跃后水深）、水位变幅不大、河床及两岸在一定范围内有较高的抗冲刷能力。面流消能具有流态多变性的特点，应着重解决好流态控制、挑坎防冲磨及护岸防浪三方面问题。国内外的河岸式溢洪道的出口消能采用这类型式很少，我国于桥水库溢洪道采用了面流消能型式（在大泄量时发生面流），浙江高溪水库及广东龙潭水库等 7 个工程的溢洪道出口也采用了面流式消能（见表 13）。溢洪道出口采用岸流型式消能目前尚未见到实例。

表 13 溢洪道出口采用面流消能实例

工程名称	溢洪道净宽 /m	校核泄量 /(m ³ /s)
广东龙潭水库	48	2350
广东公平水库	26	952
海南松涛水库	60	6300
广西仙湖水库	70	2895
广西洪潮江水库	21	845
浙江高溪水库	63	396
天津于桥水库	80	4138

3.5.12 台阶式泄槽溢洪道的外形呈台阶状，在塘坝和跌水上应用已有数千年历史。20 世纪 60 年代一些国家开始应用此技术于中、小型水利工程中。近些年来，台阶式泄槽与碾压混凝土筑坝技术相结合，在碾压混凝土坝上应用较多。20 世纪 80 年代以后，台阶式溢洪道也在增多。表 14 为国内外部分台阶式溢洪道工程实例。

20 世纪 80 年代，美国内政部垦务局为上静水坝（坝高 88m）的台阶式溢流坝（堰高 61m）首次进行了模型试验。结果表明，台阶式消能工的消能率超过光滑溢流面的 75%。由于其消能作用，使得下游消力池长度只有同等规模泄洪要求的 50%。

表 14 台阶式溢洪道工程实例

工程名称	国别	坝高 /m	最大单宽流量 /[m ³ /(s·m)]	台阶尺寸 (高×宽) /(m×m)	备注
拉格朗德二级	加拿大	110	130		岩石开挖成阶梯, 不衬砌
德米斯特克拉尔	南非	30	28.97	1×0.6	水平台阶
扎豪克	南非	50	19.5	1×0.6	水平台阶
Boqueron 溢洪道	西班牙	58	20	0.9×0.657	
Monleargon 溢洪道	西班牙	72	13.6	0.9×0.558	
蒙巴利	中非	24.5	16	0.8×0.45	水平台阶
达拉河口	中国	65	37.4	0.8×0.8	水平台阶

本规范所指台阶式消能为单一采用台阶消能工型式, 对于结合其他消能型式的联合消能工, 台阶型式及单宽泄量的选择应通过模型试验论证。

3.6 出水渠

3.6.1、3.6.2 泄洪消能后的水流不能直接泄入下游河道时, 一般修建出水渠。出水渠的作用是保证下泄洪水与下游河道水流平稳顺畅地衔接, 使下泄洪水不致对电站、船闸、码头和交通的正常运用产生不良影响。

(1) 根据地形、地质条件, 选择出水渠轴线方向与下游河道水流夹角应尽可能小。

(2) 渠底高程应结合消能结构及河流高程考虑, 出水渠底坡应小于最小泄量的临界坡。在最小泄量时出口不应形成水流跌落。

国内外已建出水渠工程如委内瑞拉的古里、巴基斯坦的曼格拉以及中国的岳城、南谷洞、白莲河、富水、六都寨等, 其布置原则与上述要求基本一致。

4 水力设计

4.1 一般规定

4.1.1 由溢洪道的功能决定了在溢洪道设计中必须对水力设计给予充分的重视。本条规定水力设计应包括 8 项主要内容。本规范附录 A 中，给出相应的计算公式及图表。

4.1.2 鉴于当前水力学计算方法尚不能对一些复杂的问题给出准确的解答，故本条强调了对于大型工程和水力条件复杂的工程进行水工模型试验或专门研究的必要性。

4.1.3 本条强调溢洪道的泄洪能力必须满足设计及校核工况下泄量的要求。对于土石坝枢纽的溢洪道，更应特别注意本条规定、确保坝顶不发生翻水满溢情况。

4.1.4 水头损失计算的精确度取决于正确选用糙率系数 n 值及各项局部阻力系数。附录 A.8 中列出了常见材料的 n 值。当计算水面线确定边墙高度时， n 值取大值；当计算水流流速时， n 值取小值。

4.2 进水渠

4.2.1、4.2.2 根据国内已建工程及在建工程的统计资料，进水渠所采用的设计流速值相差颇大。如西排子水库溢洪道进水渠设计流速仅 0.73m/s，而碧口溢洪道进水渠流速在设计工况下为 5.58m/s；校核工况下为 7.5m/s；保坝工况下为 8.63m/s。由 34 个工程资料统计分析：设计流速低于 3.0m/s 的共 9 个，占 26.4%；设计流速高于 5.0m/s 的共 7 个，占 20.58%；设计流速在 3.0~5.0m/s 之间的共 18 个，占 52.94%。此外，《日本坝工设计规范》（修订第二版）中建议引水渠设计流速小于 4.0m/s。因此，本规范规定进水渠设计流速宜采用 3~5m/s。对于山坡较陡，从山岩中开挖出来的岸边溢洪道，为减少开挖量，进水

渠设计流速可适当提高，但应尽量缩短进水渠的长度，以减少进水渠的水头损失。对于设计流速超限的情况应进行论证。

4.2.3 进水渠底坡一般为平坡。渠道中水流为非均匀流，水面线属沿程降落曲线，应按明渠非均匀流公式计算。当进水渠流速不是太大时，可按明渠均匀流近似计算。

4.3 控制段

4.3.1 本条对控制堰的堰面曲线选择做了若干规定，对其中几个问题说明如下：

(1) 关于实用堰堰面曲线选择。不同的堰型，在不同的堰高情况下比较其流量系数，如表 15 所列，结果表明，以 WES 型幂曲线实用堰的流量系数最大，故本规范规定宜优先采用 WES 幂曲线实用堰。

表 15 不同堰型不同堰高的流量系数比较

P_1/H_d	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.33	1.5
WES 剖面	0.480	0.485	0.488	0.492	0.496	0.499	0.501	0.502	0.504
Ogee 剖面	0.444	0.459	0.468	0.477	0.483	0.485	0.487	0.488	0.489
克-奥剖面	0.446	0.460	0.469	0.480	0.485	0.485	0.485	0.485	0.485
南京水利 科学研究院 克-奥剖面	0.402	0.410	0.416	0.430	0.441	0.452	0.461	0.466	0.472

(2) 关于 WES 幂曲线的几个参数。WES 幂曲线计算公式为

$$X^n = KH_d^{n-1} y$$

1) 关于上式中 H_d 的确定：

高堰 $H_d = (0.75 - 0.95) H_{\max}$

低堰 $H_d = (0.65 - 0.85) H_{\max}$

式中 H_{\max} ——最大水头。

这是从控制堰面出现危险负压不超过允许值所作出的选择；对于低堰，堰面出现危险负压的机会要比高堰少得多，即便在最大水头超过 H_d 的 1.18~1.54 倍的情况下，堰面负压也不会超过 0.06MPa，故允许低堰的定型水头比高堰要低些。

2) 关于上式中 K 值的确定：

K 值与相对上游堰高有关：当 $P_1/H_d > 1.0$ 时， $K = 2.0$ ；当 $P_1/H_d \leq 1.0$ 时， $K = 2.0 \sim 2.2$ 。 P_1/H_d 值愈小， K 值愈大。

3) 关于上式中 n 值的确定：

n 值与堰的上游面坡度有关，参见表 16。

表 16 WES 幂曲线 n 值表

上游坡 $\Delta y : \Delta x$	3 : 0	3 : 1	3 : 2	3 : 3
n	1.85	1.836	1.810	1.776

4) 关于堰顶上游段堰面曲线形式。堰顶上游段堰头曲线形式有双圆弧、三圆弧及椭圆曲线三种。现有的试验研究表明：三者泄流能力和压力分布特性方面并无显著区别。

4.3.2 河岸开敞式溢洪道的实用堰有高堰与低堰之分，一般认为：上游堰高 $P_1 > 1.33H_d$ (H_d 为堰面曲线定型设计水头)，属高堰。对于低堰的标准，目前尚无统一规定，美国的试验资料提出低堰的上限堰高 $P_1 \leq 1.33H_d$ ，中国水利水电科学研究院提出低堰的下限高度 $P_1 \geq 0.3H_d$ 。对于 WES 低堰，流量系数随堰高增大而增加，当 $P_1/H_d < 0.3$ ， m 值明显降低，因此本规范规定上游堰高 P_1 一般应大于等于 $0.3H_d$ 。

下游堰高 P_2 对流量系数也有影响，随 P_2 减小，过堰水流受顶托甚至淹没。试验资料表明 $P_2/H_d > 0.6$ 时，则 P_2 对流量系数影响较小，故本条规定下游堰高 $P_2 > 0.6H_d$ 。

江西省水利科学研究所关于下游堰面坡度对泄洪能力的试验研究成果指出，对于 WES 低堰，影响泄流能力的下游堰面界限

坡度为 1 : 1, 故本条规定, 与堰面相切的下游堰面坡度宜陡于 1 : 1。

4.3.6 在相同的相对堰上水头 H_0/H_d 下, 对于高堰和低堰, 其堰面最低负压值 h_{\min}/H_d 是不同的, 而且发生位置也有所不同; 高堰堰面的最低负压位于堰顶上游侧, 而低堰堰面的最低负压位置移到堰顶下游侧。在附录 A.1 中, 引进了山东省水利科学研究所关于高、低堰均适用的堰面最低负压成果, 见附录中表 A.1.3。

4.3.7 工程上很重视闸墩墩头型式的选择, 工程实践和大量试验研究表明, 流线型墩头对过堰水流影响最小, 侧收缩系数影响也最小。关于墩尾型式, 我国在 20 世纪 70 年代以前, 一般采用曲线型。20 世纪 70 年代后, 国内一些溢流坝面上采用了齐头型和宽尾墩墩尾型式。齐头型墩尾在提高墩尾下游堰面压力, 增加下游水流掺气等方面效果良好。对于岸边溢洪道控制段而言, 宽尾墩将引起泄槽段内较大的冲击波, 带来不利流态, 故本规范未予推荐。

4.3.8 溢流堰与泄槽底板之间, 一般均采用单圆弧连接。由国内 7 个溢洪道工程统计资料表明, 其相对半径 R/h 各异 (h 为反弧最低点水深), 如鲁布革为 4.4, 碧口为 1.61, 这两个工程反弧末端断面平均流速 $v=14\sim 20\text{m/s}$, 考虑到此处水流水深相对较大, 故采用 $R=(3\sim 6)h$ 。

4.3.9 当侧槽溢洪道侧槽段内为急流时, 水流不能充分掺混消能。此外, 槽中横向水深也很不均匀, 当侧槽内为缓流时, 水流流态较平稳, 水流可以较好地掺混。因此, 本条规定, 侧槽底坡应小于按槽末断面临界水深算出的临界底坡 ($i < i_{kc}$), 使侧槽内保持缓流流态。应该指出, 侧槽内水流在各级流量下均保证为缓流是很难做到的, 但必须保证在泄放设计流量下, 侧槽内为缓流。

应尽量避免在侧槽段下游紧接收缩段或弯道段, 以防止发生不利的流态。当不可避免时, 应采取相应的工程措施来控制

流态，如日本葛丸水库侧槽后紧接转角为 58° 的弯道，在距弯道末端以下 62.6m 处设置抬堰，使得侧槽内水流保持缓流流态。

侧槽末端与泄槽之间，宜设置调整段，以改善水流流态。调整段以尾部设升坎形成。升坎可在泄槽首端断面产生临界水深，使侧槽末端水深具有确定性。

侧槽溢洪道的溢流堰可采用实用堰、宽顶堰和梯形堰等，但以实用堰居多，根据国内外 29 个工程的统计，采用实用堰的占 82.8%。实用堰的计算方法与正槽溢洪道实用堰完全相同。为保证过堰水流呈自由泄流而不淹没，根据国内外 6 个工程试验资料，侧槽首端临界淹没度 ($\sigma_k = h_s/H$) 在 0.45~0.67 之间。故本条规定，侧槽首端超过堰顶的水深 h_s 应小于堰上水头 H 的 1/2。

侧槽首、末端断面底宽比为 b_u/b_e 。国内外一些工程试验资料表明：当 $b_u/b_e < 0.5$ 时，槽首水深增大率甚大，相应开挖量增加；当 $b_u/b_e = 0.5 \sim 1.0$ 时，槽首水深增加不多。故本条规定，侧槽首、末端断面底宽比 $b_u/b_e = 0.5 \sim 1.0$ 。

侧槽内靠山一侧水面壅高为 Δh 。由几项工程的试验资料表明， $\Delta h/h = 0.1 \sim 0.25$ (h 为平均水深)，故本条规定中列出此款。

侧槽中的水流为缓变流，其水面线可按沿程增加流量的非均匀流公式计算，如附录中公式 (A. 3.5-1)。当计算侧槽水面线时，首先必须确定起始计算断面。一般选在侧槽段末端，其水深约为泄槽首端断面（控制断面）临界水深的 1.20~1.35 倍。

4.4 泄 槽

4.4.2 溢洪道泄槽中水流属明渠非均匀流，计算水面线时首先要判断水面线类型，一般而言，泄槽底坡大于临界底坡，水面线属于 b II 型降水曲线，可按分段求和法计算，建议采用附录中的公式 (A. 3.1-1) 和公式 (A. 3.1-2) 计算。

水面线计算的关键是确定起始计算（控制）断面的位置及水深，它与上游来流段的体型有关，附录 A.3.1 中分别给出了计算方法。附录 A.3.1 中公式（A.3.1-1）中的 i 习惯上称为底坡，理论上 $i = \sin\theta$ ，当泄槽底面与水平面夹角较小（一般认为 $\theta < 8^\circ$ ）时，可取 $i = \tan\theta$ 。

不考虑掺气影响的水流数值模拟技术已经比较成熟，一些商业软件如 FLUENT、Flow 3D 等的应用也已普遍。目前采用数值模拟技术计算不考虑掺气影响的泄槽水面线的精度能够满足工程设计要求，故本条款增加了其他计算方法的内容。

4.4.3 原型观测资料表明：鉴于岸边溢洪道泄槽水流流速较高，长度较长，因而易发生水流掺气。国内外关于掺气水深计算的公式甚多，但都有一定的局限性。根据碧口溢洪道设计的水力参数，采用各家公式计算掺气水深，并与原型观测成果作比较，以附录中公式（A.3.2）的计算值与实测值最为接近，且计算简便，故本规范推荐采用公式（A.3.2）。

4.4.4 泄槽段水流属于急流，一般情况下，泄槽宜保持顺直，如必须设置收缩（扩散）段时，其收缩（扩散）角也不宜太大。当收缩角较大时，必须按附录中公式（A.3.3-1）进行冲击波计算，并应通过水工模型试验验证。收缩段最大冲击波波高由总偏转角大小决定，而与边墙偏转过程无关。因此，为了减小冲击波高度，应减小收缩段的总偏转角度。考虑简化体型，便于施工，采用直线型收缩段比圆弧形收缩段为好。

当收缩角较小时，冲击波较小，不一定要进行冲击波计算，而直接可采用经验公式计算收缩（扩散）角，如附录中公式（A.3.3-2）。

国内外部分溢洪道泄槽采用了宽度逐渐收缩措施，以减少工程量，如表 11 中共列入 11 项工程，8 项工程溢洪道沿程收缩，除南谷洞溢洪道收缩角为 $8^\circ 07' 28''$ 外，其余收缩角均在 5° 以内。此外，岳城溢洪道沿程宽度扩散，以适应出流消能工布置，扩散角为 $6^\circ 15' 09''$ 。

工程经验和试验资料表明,收缩角在 6° 以下具有较好的水流流态。

4.4.5 附录 A.3.4 中给出了计算泄槽急流弯道内外侧横向水位差的计算公式,工程实践表明,理论及经验公式计算成果与原型实测值的趋势和规律是一致的,但尚有一定差别。必要时可通过水工模型试验验证。

4.5 消能防冲

4.5.1、4.5.2 挑流水舌外缘挑距按附录 A 中公式 (A.4.1-1) 计算,其中忽略了空气阻力及水舌扩散、掺气的影响,同时也忽略了挑流水舌表面挑角应不同于挑坎挑角等因素。

根据国内外 28 个工程的统计资料,冲刷坑上游边坡一般为 $1:3.1\sim 1:5.9$,因此本条规定冲坑上游坡度为 $1:3.0\sim 1:6.0$ 。

收集到国内几项工程溢洪道挑坎相对反弧半径 R/h 值 (R 为反弧半径、 h 为校核洪水闸门全开时反弧最低点的水深):碧口 8.2、刘家峡 6.0、鲁布革 10 及 16.55、密云第一溢洪道 5.45、密云第二溢洪道 7.56、升钟 12.15、石头河 7.15、铁山 4.87、车坝一级 4.19。上列数值表明,大多数 R/h 值在 $6\sim 12$ 之间。

对于河岸式溢洪道挑坎反弧半径 R 的取值大小,就工程量而言,增减甚微。因此,应尽可能地选用较大的反弧半径。

挑坎挑角大小的选择,主要由挑距及冲刷深度二者共同决定。如挑角过小,会使挑距减小和增大下游表面流速,冲刷岸坡;如挑角过大,则水舌入水角相应加大,水流对河床冲刷能力加强。此外,当泄放小流量时,由于挑角过大,反弧段内可能产生旋滚,使水舌不能起跳而形成贴壁流,冲刷挑坎基脚而影响建筑物的安全。可见,挑角的选择,要根据工程实际情况权衡后择优确定。

统计国内 34 个河岸式溢洪道挑坎的挑角,其中:小于 15° 的 2 个,占 5.9%;大于 35° 的 8 个,占 23.5%; $15^\circ\sim 35^\circ$ 的 24 个,

占 70.6%。因此，本条提出挑坎挑角一般可在 $15^{\circ}\sim 35^{\circ}$ 之间选用。对于低挑坎，宜选用较大值。

国内鲁布革、密云（第一、第二、第三）、洩水、青狮潭、岗南、石门及汤溪等溢洪道均采用差动挑坎，利用水舌在空中碰撞加大扩散及掺气作用，而取得较好的消能效果。

矩形差动挑坎主要尺寸选择：高、低坎的平均挑角为 $25^{\circ}\sim 35^{\circ}$ ，两者相差为 $5^{\circ}\sim 15^{\circ}$ ；高、低坎的宽度比为 $1.5\sim 2.0$ ，两者的高差可取 $(0.5\sim 1.0)h$ (h 为坎上水深)。

扩散梯形差动挑坎主要尺寸选择：低坎挑角一般为 0° ，挑角差 $\Delta\theta$ 与弗劳德数有关。当 $Fr=4.8\sim 5.6$ 时， $\Delta\theta=25^{\circ}$ ；当 $Fr=5.6\sim 8.5$ 时， $\Delta\theta=30^{\circ}$ 。扩散角 $\alpha=25^{\circ}\sim 30^{\circ}$ 。高、低坎宽度比亦随弗劳德数而异，当 $Fr=4.8\sim 5.6$ 时，宽度比为 $1.0\sim 1.3$ ；当 $Fr=5.6\sim 8.5$ 时，宽度比为 $0.74\sim 1.0$ 。高、低坎高差一般为 1 倍挑坎上的水深。

当水流流速大于 20m/s 时，采用差动式挑坎，应使棱角圆化，必要时可设置通气孔，以防空蚀破坏。

挑坎坎顶高程愈低，坎上流速愈大，挑距愈远。但是，为了保证水流自由挑出，坎顶高程又不能定得太低。坎顶高程一般情况下可与下游最高水位齐平，但在保证能形成自由挑流情况下，亦可略低于下游最高水位，因为当挑流水舌射入下游河道时，可将水体推向下流，使紧贴挑坎处的下游水位略低于下游河道的水位。如乌江渡水电站泄洪时，目测坎下水位比射入处的下游水位要低。

4.5.3 根据国内外溢洪道窄缝挑坎的工程应用情况增加此条款。

窄缝挑坎出坎挑流水舌外缘和内缘的出射角并不一致，外缘出射角主要由收缩段两侧墙的收缩方式决定，而内缘的出射角则基本上与挑坎挑角相同。窄缝挑坎对挑角的选择，主要是为了使水舌在空中充分扩散，故应使外缘挑距 L_1 尽可能大，内缘挑距 L_2 尽可能小（以不冲刷岸坡为原则）。为使 L_1 最大，主要通过调整收缩比 b/B 获得，而要使 L_2 适当小，主要通过减小挑角 θ ，挑角越小， L_2 越小。试验表明，靠近挑坎的内缘部分水流，通

常流量不大，分散度较好，因而不会造成建筑物附近河床的冲刷。从各个工程情况看（见表 17），采用的挑坎挑角范围一般为 $-10^{\circ} \sim +10^{\circ}$ ，且以 0° 居多。采用正挑角的，大多与采用异型窄缝挑坎有关，它们大都在挑坎出口有一段正坡，坡角 10° 左右，但在正坡段末端均有跌坎（ $\theta = -90^{\circ}$ ），所以对一般窄缝挑坎，正挑角并不常用，也不宜大，因此建议挑角 θ 一般取 0° ，正挑角最大不要超过 10° ；当工程的特定地形和地质条件确定后，为了减少开挖量和避开不利的地质条件而使挑坎位置距离下游尾水面较高，或为了增加水舌在空中的扩散而采用较小的收缩比，这时挑角可取负值，以使挑流水舌内缘尽量向下扩散，根据实际情况，一般以取 $-10^{\circ} \sim -15^{\circ}$ 为宜，如水布垭工程下游河床不衬护的防淘墙方案， $\epsilon = 0.25$ 、 $\theta = -10^{\circ}$ 。

窄缝挑坎消能效果的好坏，主要取决于收缩比 $\epsilon = b/B$ 的选择，但收缩比的确定涉及窄缝挑坎的作用水头、泄量、收缩角、收缩段型式等诸多因素。在同一条件下，当侧墙长度及收缩段型式已定的情况下，一般 ϵ 越小越好，因为 ϵ 越小，水舌外缘出射角愈大，挑射水舌在空中的扩散愈充分，对下游河床的冲刷愈轻。但 ϵ 值应有一定限度，因为 ϵ 太小，水舌外缘出射角太大，挑流水舌顶部出现“倒塌”现象，而且会使出口形成冲击波聚积的恶劣流态，反使其挑距缩短。此外， ϵ 小使挑坎出口段水深大，侧墙压力也大，为了减小侧墙压力，降低侧墙高度， ϵ 也不能太小。工程中常用的收缩比一般为 $0.20 \sim 0.50$ ，最大出坎单宽流量宜控制在 $1000 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ 以下。

选择侧墙的收缩角考虑的主要因素是：在相同的收缩比和相同来流条件下，由侧墙的收缩而产生的冲击波交汇点应尽可能靠近挑坎的出口，使冲击波交汇后，不致产生激溅现象，使水流在收缩段内的能量损失最小，以达到较大的出坎水舌外缘挑距。一般侧墙的收缩角以取 $\theta = 8.5^{\circ} \sim 12.5^{\circ}$ 为宜，也可以通过冲击波交汇点的计算确定。

表 17 窄缝挑坎一览表

工程名称	泄水建筑物	泄量 (m^3/s)	收缩比 b/B	收缩段长 /m	收缩型式	挑角 ($^\circ$)
贝来希尔	右岸溢洪道		$8/37=0.216$			0
阿尔门德拉	左岸溢洪道 2 孔	3000	$2.5/5=0.5$	10	有转角	0
巴埃而斯	左岸溢洪道 3 孔	650	$3/14=0.214$	30	两次收缩	
莫尼考根	底孔		$1.5/3.4=0.44$			0
东江	右岸溢洪道	6075/2	$2.5/10=0.25$	30	折线, 两次收缩	0
东风	左岸溢洪道 2 孔	2×2100	$3/12=0.25$		弧线—直线	0
龙羊峡	右岸溢洪道 2 孔	2×2950	$4.038/9.784=0.413$ $3.838/9.754=0.393$	13.0 13.0	异型	11.31
李家峡	左岸底孔	1200	$2.5/5=0.5$	10	异型	0
	左、右岸中孔	2×2120	$4.2/8=0.525$	16	异型	0
安康	左岸 4 号、5 号中孔溢洪道	2×2456	$4.5/11=0.409$	18.0	异型	8.53
天生桥一级	右岸岸边溢洪道 2 孔	2×4350	$6.466/14=0.462$	19.0	异型	8.53
水布垭	左岸岸边溢洪道	5×3656	$4.0/16.0=0.25$	30.0	直线收缩	-10

工程中常见的较简单的侧墙曲线型式有外弧、直线、折线、内弧、双内弧（曲面）等，见图 1。试验表明，在相同来流条件下，冲击波交汇点有 $a_1 < a_2 < a_3 < a_4 < a_5$ ，而以内弧及双内弧最靠近出口。选择侧墙的曲线型式时，一般以取直线为宜，这样施工方便，也便于进行设计计算。我国在研究窄缝挑坎的过程中，出现了一种“曲面贴角异型窄缝挑坎”（见图 2），即在收缩段内采用弧型贴角，有利于减小出口冲击波的聚积，水舌的上缘除竖向、纵向的扩散外，还有一定横向扩散，而且底部常设跌坎以便通气及水舌下缘的向下扩散。

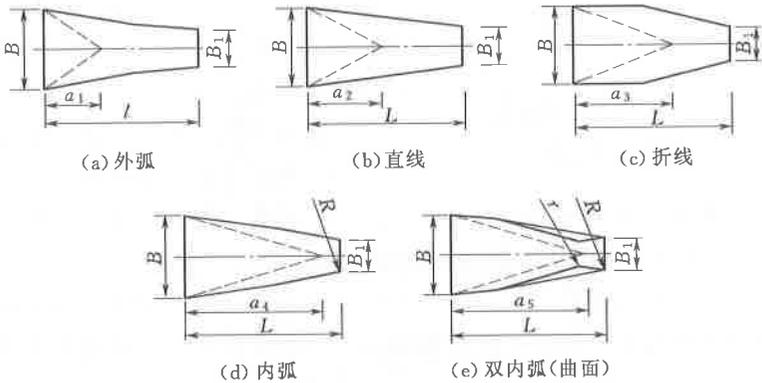


图 1 各种侧墙的曲线形式

曲线贴角异型挑坎的侧墙曲线有双曲弧及内弧，其半径 R 及 r 可用下式计算：

$$R = \left[l^2 + \left(\frac{B-b}{2} \right)^2 \right]^{0.5}$$

$$r = (0.5 \sim 0.7)R$$

此外，由于目的各有不同，如使水流转向、调整水舌落点和进一步加强空中扩散等，也有其他不同型式的挑坎出现，如非对称窄缝挑坎、扭曲窄缝挑坎等，这些挑坎统称异型窄缝挑坎。但是异型窄缝挑坎施工不便，且为最终确定其体型参数及水力特性，需通过水工模型试验研究。

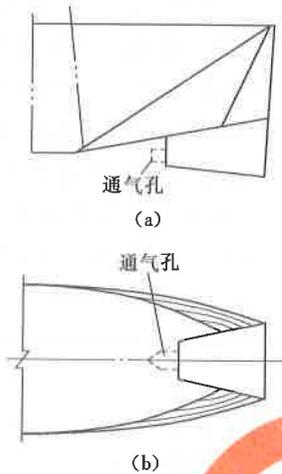


图2 带通气孔的曲面
异型窄缝挑坎

挑坎高程应根据溢洪道的布置，在既定的地形、地质条件下，使工程量最小，避开不利的地质条件，并结合水力条件的优化，通过比较选定。就水力条件而言，挑坎高程决定了挑坎坎末水头、挑坎末端水深及出坎流速，并最终影响到水舌挑距。因而，它又与窄缝收缩比 ϵ 、边墙收缩段长 l 和边墙收缩角 α 密切相关。在同样水力条件和同一窄缝挑坎体型的情况下，挑坎高程不宜过高，否则，水流没有足够的动能，影响挑距；挑坎高程过低，则挑距短，水舌不能在空中充分扩散。分析表明，单纯从水舌外

缘挑距最大及内缘挑距最短考虑，坎顶水头 H_0 可在 $(0.70 \sim 0.75)H$ 范围内考虑， H 为上、下游落差。

由于水力计算中引入了一些假设条件，计算结果往往与实际情况之间存在一定差异，根据水力计算初步确定的窄缝挑坎体型需要经过水工模型试验进行进一步的优化调整。

4.5.4 异型挑坎的水流复杂，迄今为止还没有可靠的计算方法，异型挑坎体型主要依靠水工模型试验确定。为使挑流水舌不冲刷邻近的建筑物，或为加强挑流水舌纵、横向扩散，增加消能效果，通常可采用折线型、扭曲型、曲面贴角等异型挑坎。如刘家峡溢洪道的单侧扩散斜切挑坎、碧口溢洪道的扭曲挑坎、黄龙滩非常溢洪道的扭曲挑坎、龙羊峡溢洪道的曲面贴角挑坎等。

近年来，发展出来一种燕尾型挑坎，即反弧底板切割成燕尾型漏空切口，水流受重力及边墙侧压力作用从切口起点至挑坎末端依次起挑，形成纵向拉伸水舌。燕尾型挑坎泄流形态与窄缝挑坎水舌形态类似。窄缝挑坎是由边墙对水流强迫挤压，边墙动水压力很大，燕尾型挑坎水流顺势跌抛，且边墙无平面收缩，动水

压力不大。使用燕尾型挑坎的工程见表 18。

表 18 使用燕尾型挑坎的工程统计表

工程名称	泄水建筑物	泄量 /(m^3/s)	出口流速 /(m/s)	备注
锦屏一级	泄洪洞	3400	54	已运行
云南三岔河	溢洪道	618	34	在建
黄登	溢流坝 3 孔	12000	44	在建
重庆梨子坪	溢洪道	950	31	在建
三江口	溢洪道	4911	25	在建
广西瓦村	溢洪道	9938	30	可研

4.5.5 底流消能工的水力设计，最主要的是要保证在各级流量下，消力池内均能形成稳定、均匀的淹没水跃。

本规范推荐尽量优先采用等宽矩形断面消力池。若需采用扩散式或梯形断面消力池应保证池内不发生侧向回流，通常需经水工模型试验验证确定。

对于多孔泄洪的消力池，应进行合理调度，使入池水流均匀，避免水流集中和池内产生折冲水流。

跃前断面平均流速过大，消力池内的辅助消能工甚易发生空蚀破坏，如陆水水库的消力池下泄单宽流量为 $53\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，池首断面平均流速为 $22.3\text{m}/\text{s}$ ，趾墩下部护坦表面产生空蚀破坏；柘林水库的消力池内消力墩处最大流速为 $18.8\text{m}/\text{s}$ ，运行后也发现消力墩下游底板被剥蚀破坏；苏联古比雪夫溢流坝消力池于 1957 年度汛泄洪时，上、下游水头差为 14.65m ，池首断面流速为 $15\text{m}/\text{s}$ ，1958—1959 年继续过水，池首断面流速为 $18\sim 18.5\text{m}/\text{s}$ ，汛后检查发现 277 个消力墩中有 167 个（占 60%）遭受空蚀破坏。因此，本条规定当消力池跃前断面平均流速大于 $16\text{m}/\text{s}$ 时，不宜在池中设置消力墩。我国柘林水库一级消力池曾发生空蚀破坏。后在消力池前渥奇陡坡上设置掺气消力墩，具

有明显的消能防冲及减蚀的效果。

4.5.6 当设计水跃消能工时，跃前断面的收缩水深及相应流速是两个最基本的水力参数。对于溢洪道泄槽直接进入消力池的情况下，跃前断面收缩水深可近似等于泄槽末端水深。

水跃淹没度是根据水跃消能率确定的。布腊德累和皮特卡建议尾水深度的安全系数应不小于 1.05。根据工程经验，本规范规定，水跃淹没度可在 1.05~1.10 倍跃后水深范围内选择。

多级消力池的水力计算，主要包括消力池的级差、池长和尾坎高度的确定。级差应结合地形、地质条件综合考虑，不一定要每级级差都相同。池深、池长可按附录 A.6 的相关公式计算。

4.5.8 国内缺乏高水头大流量常规底流消能的工程实例，国外工程实践表明这种大型底流消力池容易发生破坏，如美国的德沃歇克、印度的特里等工程消力池在泄洪运行时都发生了严重破坏，反馈分析认为消力池发生破坏的主要原因是临底水力学指标过高。因此，本条规定底流消力池跃前断面平均流速大于 30m/s 的情况下，可采用跌坎底流消能，其目的是在保证消能效果的前提下，降低消力池内的临底流速和减小底板上的脉动压力，提高消力池底板的稳定性。目前就消力池的临底流速和脉动压力等水力指标还没有统一的控制标准，需视消力池底板稳定要求确定。我国向家坝工程采用跌坎式消力池，其校核工况下消力池的最大单宽流量为 $225\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ，水头约 85m，入池流速达 38m/s，在研究阶段采用的控制指标为：临底流速在不大于 100 年一遇洪水工况下不大于 16m/s，大于 100 年一遇洪水工况下不大于 20m/s；底板脉动压强均方根值控制在 $4.0\times 9.81\text{kPa}$ 左右。该消力池自 2012 年 10 月投入运行，至今已运行 4 年，经消力池下泄的最大流量达 $12000\text{m}^3/\text{s}$ ，运行状态基本正常。

4.6 出水渠

4.6.1、4.6.2 当消力池下游接出水渠时，其断面尺寸、底坡和糙率选定后，应根据下游河道控制断面的水位流量关系，计算各

级流量下的出水渠水面线。计算过程中还要考虑到出水渠可能被冲刷的情况，保证出水渠与消力池之间具有良好的水流衔接。

4.7 防空蚀设计

4.7.1、4.7.2 根据水工建筑物发生空蚀破坏的工程经验，一般都在流速大于 15m/s 时易发生空蚀。因此，为避免发生空蚀，对于流速接近 15m/s 的过水建筑物，如进水口、门槽、消力墩和挑流挑坎等，应慎重选择其体型；对于流速大于 20m/s 的区域，更应予以重视。

关于水流是否发生空化、空蚀，过去曾以过流边壁上的负压不超过某个界限值 ($0.03\sim 0.06\text{MPa}$) 作为标准。近来多用水流空化数大于或小于该体型的初生空化数作为判别标准。因此，针对不同流量，计算溢洪道沿程水流空化数是很必要的。应特别强调，计算水流空化数的参考断面，特征压力、流速取用方法一定要与计算初生空化数的规定相同，才有对比性。

关于各种过流体型的初生空化数，国内外虽有不少研究，但由于各家试验设备、测量手段、分析方法不同往往得出不同的结果，因此本规范附录 A.7.2 中规定，对于各种过流体型、不平整度的初生空化数应利用减压箱或高速循环水洞进行水流空化试验确定。对于流线型过流体型，如进水口曲线、闸墩墩头等，亦可通过常规水工模型试验，测得它们的最小压力系数，可用其绝对值近似代替初生空化数。

本规范附录表 A.7.2 提出常见体型初生空化数（包括闸墩墩头、门槽、堰面局部变坡、不平整度、挑流挑坎分流墩、消力池内消力墩），可供不具备做水流空化试验时选型设计之用。

4.7.3 施工后混凝土表面残留的不平整突体比较典型的型式有：垂直升坎、圆化升坎、斜坡升坎、垂直跌坎及三角形突体等。国内外有关控制水流边壁不平整度的标准不一，相差较大。

在分析国内外有关资料的基础上，本规范采用苏联 B. M. Cemehkob 提出的根据溢流落差控制不平整度的标准（附

录表 A. 7. 4), 原规范中溢流落差适用范围为 40~80m, 本次修改扩展到 20~100m, 与 DL 5108《混凝土重力坝设计规范》一致。

对于无掺气保护的过流面, 控制不平整度的目的是避免发生空化水流而防止空蚀破坏。原规范不平整度的控制标准是在大量原型观测和室内试验的基础上得到的, 经 30 多年的工程实践证明总体略偏于安全, 是合理的, 且使用方便, 容易实施。水流空化数大于体型初生空化数的情况下不会发生空化水流, 如果 DL/T 5207—2005 表 5. 3. 4 中各突体的初生空化数小于表中列对应的水流空化数, 对工程而言是安全的; 否则, 按照 DL/T 5207—2005 表 5. 3. 4 中的控制标准实施, 就可能发生空化水流, 对工程的安全不利。从目前现有的研究资料来看, DL/T 5207—2005 表 5. 3. 4 中所列突体体型的初生空化数还没有公认的结果, 各突体的初生空化数是否肯定小于对应栏目的水流空化数还有待考证, 故本次修改仍然沿用原规范的不平整度控制标准。

当水流掺气后, 边壁不平整度的控制标准可以降低要求。根据乌江渡工程掺气条件下空蚀原型观测成果, 本规范提出相应控制不平整度标准, 如附录图 A. 7. 8 所示。

掺气减蚀设施的体型、尺寸应由水工模型试验确定, 本规范附录 A. 7. 6 中提出挑坎、跌坎、通气槽及它们之间的各种组合型式, 可供初步设计时参考。

附录 A. 7. 7 中给出了确定保护长度、空腔压力、通气管面积、临界掺气浓度等参数的规定。

关于空腔长度: 可用刚体抛射公式, 或用尺度分析方法的经验公式, 或用有限元方法计算, 但都只能适用于一定的边界条件。空腔长度的确定, 主要通过水工模型试验验证。

关于空腔压力: 空腔压力不宜过低, 应保证空腔顺利吸气。由乌江渡、冯家山和紫坪铺等工程原型观测, 空腔压力在 $-1.89 \sim -14.3\text{kPa}$ 之间, 均未发现通气不畅的现象。

关于保护过流边壁的临界掺气浓度：根据乌江渡、冯家山、丰满等 7 个泄水建筑物原型观测资料，详细分析了 53 个各型空体的掺气浓度与空蚀的关系，提出近底临界掺气浓度不宜低于 3%~4%。

关于通气管面积：取决于最大通气量及最大允许风速。

通气量与泄流流量密切相关，一般呈单峰曲线关系，相应于某个流量，发生最大通气量。国内若干工程原型实测最大单宽通气量如下：乌江渡左洞 $15.4\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；乌江渡右滑下槽 $13.0\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；乌江渡左滑下槽 $11.8\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；巴西福兹杜阿里亚溢洪道第一道通气槽 $10.5\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；冯家山溢洪洞下通气槽 $10.0\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；乌江渡 2 号溢流坝通气槽 $9.6\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；冯家山溢洪道上通气槽 $7.8\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ ；乌江渡左滑上槽 $6.4\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。以此为据，本规范附录 A.7.7 中规定最大单宽通气量为 $12.0\sim 15.0\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。相应的各工程的水工模型试验表明，在最大通气量的工况下，水舌下方空腔处于自由状态。

关于通气管允许风速：根据乌江渡工程原型观测通气管最大风速为 83.03m/s ，冯家山溢洪洞通气管最大风速为 64.25m/s ，原型观测工程中，除了感觉噪声较大，其他未见异常现象，运行也很正常。但是，通气管中最大允许风速不能太大，否则可能危害附近建筑物及造成噪声污染。因此，本规范提出风速一般不超过 60m/s 。

关于掺气减蚀设施保护范围的长度：SL 279—2002《水工隧洞设计规范》指出当水流空化数小于 0.3 时，掺气减蚀设施保护长度“根据泄水曲线型式和掺气结构型式确定，曲线段可采用 $70\sim 100\text{m}$ ，直线段可采用 $100\sim 150\text{m}$ ”。原规范编制时通过分析国内外 14 个工程的资料，发现掺气减蚀设施保护长度与过流底边的形式有关，根据原型观测资料，规定在圆弧段的保护长度约 $70\sim 100\text{m}$ ；对于直线段的保护长度约 $100\sim 150\text{m}$ ，应根据工程布置和试验研究成果确定。本次修订维持原规范规定不变。

关于设置掺气减蚀设施与否的界限流速：根据国内刘家峡、碧口等溢洪道运行经验，如果过流体型设计合理，施工过程中又能严格控制不平整度，当水流流速为 30m/s 左右时，也可能不发生空蚀破坏。但是，流速超过 30m/s 的情况下，通过控制施工不平整度避免空蚀难度较大，设置掺气减蚀设施可以适当降低对不平整度的要求，降低施工难度。

苏联布拉茨克、努列克，美国黄尾、格兰峡、德沃歇克、鲍尔德，巴基斯坦塔贝拉，伊朗罗扎沙卡等工程的溢洪道、泄洪洞的运行经验，凡流速超过 35m/s 的部位均产生了空蚀破坏，我国刘家峡“龙抬头”式泄洪洞亦是在高流速区内产生空蚀破坏。因此，本条规定：当流速超过 35m/s 时，应设置掺气减蚀设施。

4.8 泄洪雾化及防冰设计

4.8.1 泄洪雾化是由泄水建筑物泄洪引起的水雾弥漫现象与非自然降雨过程，包括雨和雾两部分。在挑流、底流、面流（岸流）3 大类消能方式中，以挑流消能工的泄洪雾化问题最为突出。因此，对于挑流消能工程一般都进行泄洪雾化原型观测。

影响泄洪雾化的主要因素包括消能方式、水舌碰撞特性、挑坎型式、泄洪流量、泄洪落差、挑坎高程、地形地貌因素和气象因素等。泄洪雾化源主要来自水舌空中运动自掺气裂散抛洒、孔口水舌碰撞裂散和水舌入水喷溅等，其中以水舌碰撞裂散和入水喷溅最为重要。由于泄洪雾化的降雨强度分布和雾化影响范围目前没有成熟的计算公式，泄洪雾化主要依靠雾化数学模型或大尺度物理模型试验进行预测。泄洪雾化概化示意如图 3 所示。

根据有关工程调研和资料收集，泄洪雾化的危害主要集中在以下方面：

- (1) 岸坡山体滑坡或塌方：如二滩、龙羊峡；
- (2) 开关站和变压器跳闸、机组停机：如黄龙滩、新安江、刘家峡、白山；
- (3) 进厂公路交通中断：如东风、新安江、刘家峡、黄龙

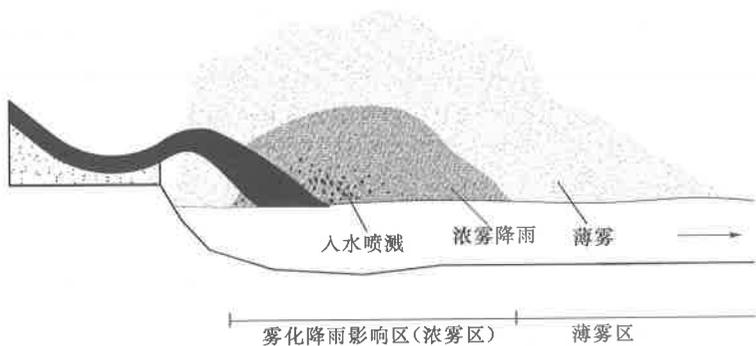


图 3 泄洪雾化示意图

滩、风滩；

(4) 雾化结冰影响发电和交通：如刘家峡；

(5) 影响工作和生活，造成办公大楼搬迁：如柘溪、黄龙滩。

4.8.2 雾化降雨强度分布和雾化影响范围是泄洪雾化防护设计的依据。泄洪雾化降雨强度的分级可以参考气象降雨标准进行划分，见表 19。

表 19 各级降雨的 24h 及 1h 相应降水量

级别	24h 降雨量/mm	1h 降雨量/mm
微雨	<0.1	<0.1
小雨	0.1~10.0	0.1~2.0
中雨	10.1~25.0	2.1~5.0
大雨	25.1~50.0	5.1~10.0
暴雨	50.1~100.0	10.1~20.0
大暴雨	100.1~200.0	20.1~40.0
特大暴雨	>200.0	>40.0

4.8.3 泄洪雾化降雨强度随着离消能区距离的远近变化很大，不同降雨强度对边坡及建筑物的危害程度也不同，从安全经济的角度考虑，泄洪雾化防护设计应遵循“分区防护、以排为

主、适当加固”的原则。雾化降雨强度分区及防护措施见表 20。

表 20 雾化浓度及降雨强度分区

序号	分区	雨强 q / (mm/h)	防护措施
I	水舌裂散及激溅区 (特大暴雨)	$q \geq 40$	混凝土护坡, 设马道、排水沟
II	浓雾暴雨区 (大暴雨~暴雨)	$40 > q \geq 10$	混凝土护坡或喷混凝土护坡, 设马道、排水沟
III	薄雾降雨区 (大雨~中雨)	$10 > q \geq 2.0$	边坡不需防护, 但电气设备需防护
IV	淡雾水汽飘散区 (小雨以下)	$q > 2.0$	不需防护

挑流消能将造成强烈的雾化, 对于厂房运行、露天机电设备及出线、下游边坡的稳定等均可能产生不利影响, 部分工程挑流消能雾化的影响见表 21。

表 21 挑流消能泄洪雾化影响

工程名称	工程概况	雾化状况	影响
新安江	宽缝重力坝, 最大坝高 105m, 坝后式溢洪式厂房。 泄水建筑物为 9 孔溢流坝、矩形差动挑坎	1968 年 7 月溢流时, 水舌扩散区最大风速 13.2m/s (约六级大风)。 1983 年两次泄流, 水舌离开挑坎后充分掺气, 阵发性地向下游喷射, 形成宽阔的雾化区, 坝下 1km 处最大风速 15.5m/s	在坝下游 150m、高程 70.00m 处的 20kVA 变压器站 7 跨中有 2 跨跳闸, 致使 1 号、2 号、5 号和 6 号机组被迫停机。 两岸进出电厂公路交通中断

表 21 (续)

工程名称	工程概况	雾化状况	影响
刘家峡	<p>重力坝, 最大坝高 147m, 河床坝后式厂房。</p> <p>泄水建筑物为: ①左岸泄水道, 贴角扭曲连续挑坎; ②右岸泄洪洞, 斜切挑坎; ③右岸溢洪道 3 孔, 斜切挑坎</p>	<p>三个主要泄水建筑物均有泄洪雾化问题。左泄水道泄洪时, 右岸倾盆大雨, 影响范围达 200~300m, 右岸出线洞口降水量 600mm/h。</p> <p>右洞放水, 左岸 100 余米的山头被暴雨浇淋, 山谷汇流如同小瀑布, 降雨强度最大达 6599mm/h (1978 年)。</p> <p>溢洪道泄流时, 落水处散发水雾成蘑菇云, 升腾高度 100m 上。</p>	<p>妨碍进厂交通, 专建 200m 防雾廊道。</p> <p>泄洪雾化影响右岸 220kV 出线安全运行, 造成线路跳闸事故 13 次。</p> <p>泄洪雾化结冰, 迫使停电, 并将出线塔上移</p>
龙羊峡	<p>重力拱坝, 最大坝高 178m, 地下厂房。</p> <p>泄水建筑物: 右岸两孔岸边溢洪道, 曲面贴角窄缝挑坎; 右岸中孔出口转 21.6° 角, 曲面贴角窄缝挑坎; 深孔急流陡拐, 斜切挑坎; 底孔陡拐, 曲面贴角窄缝挑坎</p>	<p>水库蓄水期, 为向下游补水, 1987 年 2 月 15 日底孔第一次放水, 当泄量 600~800m³/s 时, 在高于水面约 100m 以下的雾化雨强度为 30mm/d。</p> <p>1989 年 7 月 12 日底孔第二次泄水, 当泄量达到 850~1600m³/s 时, 雾化雨强度达到 30~100mm/d</p>	<p>右岸虎山坡古塌滑体在底孔第一次放水的雾化雨作用下产生位移; 在底孔第二次放水后, 7 月 26 日 1 号塌滑体坍滑, 位移达 10 余米, 坍滑量 87 万 m³; 尔后底孔继续泄水, 直至 9 月 15 日才关闭, 在此期间, 1 号坍滑体的张开裂缝迅速向下游扩展, 在其上方形成了 2 号不稳定体, 体积 190 万 m³</p>

表 21 (续)

工程名称	工程概况	雾化状况	影响
白山	<p>三圆心重力拱坝, 最大坝高 149.5m, 地下厂房。</p> <p>泄水建筑物: 4 个溢流表孔; 3 个深孔且相间布置, 采用高低挑坎碰撞消能</p>	<p>1983 年泄洪, 坝下 350m 处于泄洪雾化降雨之中, 水雾向两岸山体爬升, 高度约 100m。左岸坝下 50m 处的最大降雨强度为 502mm/h。</p> <p>1986 年 9 月泄洪, 水舌溅起巨大水流和水雾, 笼罩整个河床和开关站, 右岸中雨以上范围距坝脚 60~360m, 左岸为 60~510m, 最远波及坝下 900m 处</p>	<p>地下厂房进水。</p> <p>开关站支持磁套有放电现象。</p> <p>下游河床堆渣被水冲击四溅, 右岸露天开关站发现 70 余块飞石, 块径 1~3cm, 最大 10cm, 将设备砸坏 10 余处。</p> <p>临时建筑物被冲毁</p>
黄龙滩	<p>重力坝, 最大坝高 107m。左岸引水式厂房。</p> <p>泄水建筑物为: ①河中溢流坝 6 孔, 梯形差动挑坎; ②深孔, 连续挑坎; ③非常溢洪道 1 孔, 扭曲挑坎</p>	<p>1980 年泄洪, 水舌入水点位于厂房附近, 整个厂区内上空被强大水雾笼罩, 形成倾盆大雨, 水雾暴雨使 2 号机组变压器出口套管与避雷器水流如注, 放电严重。</p> <p>1982 年原型观测证明, 不管采用哪种放水方案, 均对厂房不利, 导致开关站部分电器放电</p>	<p>由于水泵排泄能力 (1370m³/h) 不足, 厂房被淹, 发电机层水深 3.9m, 高压出线短路、停电。事后曾采取将电器设备升高等 21 项防护措施。</p> <p>交通、通信中断, 沿岸居民与职工部分住房倒塌</p>
乌江渡	<p>拱形重力坝, 最大坝高 165m, 坝后挑越式厂房。</p> <p>泄洪建筑物: 溢流坝 6 孔, 两边孔厂房顶滑雪道溢流、中间 4 孔为挑越式; 两岸各设泄洪洞一条; 坝身中孔两个</p>	<p>1982 年 8 月, 泄洪雾化观测成果表明: 各泄水建筑物单独泄洪时, 下游最大雾化强度为 263.3mm/h, 出现在距右岸泄洪洞出口 80m; 各泄水建筑物联合泄洪时, 下游雾化严重, 雾化源主要来自溅水, 影响范围从厂房后 80~450m, 上升高度可达高程 700.00m</p>	<p>强降雨区对岸坡有冲蚀作用, 影响其稳定。</p> <p>地形影响明显, 雾流和降水可顺山坡爬升</p>

表 21 (续)

工程名称	工程概况	雾化状况	影响
柘溪	<p>单支墩大头坝, 最大坝高 104m。右岸引水电站。</p> <p>泄水建筑物为溢流坝 9 孔, 堰顶高程 153.0m, 末端采用差动挑坎</p>	<p>泄洪时掺气水舌跌入河床后溅出大量水滴, 形成较强浓雾。在水舌入水处下游形成长约 200~300m、升腾高度约 150m 的雾区, 坝下 800m 的山头处仍有薄雾</p>	<p>左岸山顶办公大楼和生活区处于雾化区, 泄洪时如暴风骤雨, 迫使办公楼迁往右岸下游</p>
凤滩	<p>空腹重力拱坝, 最大坝高 112.5m, 坝内式厂房。</p> <p>泄水建筑物: 13 孔溢流坝, 高、低坎挑流, 对撞消能; 坝身设底孔</p>	<p>1980 年泄洪, 雾化升腾高程达 200.00m 以上, 两岸公路降大雨。下游 500m 处的大桥上仍有水雾。</p> <p>1981 年原型观测, 雾化区域: 纵向长 370m, 横向宽 190m, 最大高程 230.00m, 高出坝顶 18.5m</p>	<p>雾化对公路有影响, 无法通行</p>
东江	<p>双曲拱坝, 坝高 157m;</p> <p>泄水建筑物: 3 孔滑雪式溢洪道, 右岸采用窄缝式消能, 左岸采用扭曲挑坎消能。左右两条泄洪洞</p>	<p>1992 年 10 月 28—31 日进行原观。左岸滑雪道泄洪, 雨强最大有 1458mm/h, 雾最远达坝下 800m, 右岸滑雪道左孔泄洪, 雨强达 1894mm/h, 右滑雪道右孔泄洪, 雨强为 914mm/h</p>	<p>雾化降雨中断进厂公路, 两岸山体风化岩及土体滑落</p>
东风	<p>双曲拱坝, 坝高 162.0m。</p> <p>泄水建筑物: 坝顶 3 表孔挑坎、坝身 3 个中孔窄缝消能、左岸 1 条溢洪道曲面贴角挑坎、1 条泄洪洞扭曲挑坎</p>	<p>1997 年进行原型观测: 溢洪道泄洪雾化雨强达 1851.0mm/h。泄洪洞泄洪, 雾化影响右岸部分区域, 中孔泄洪降雨区集中在水舌两侧岸坡。实测最大雨强达 4063.0mm/h。能见度低于 4.0m</p>	<p>造成电厂进厂公路受阻, 交通洞进水, 为解决雾化问题, 将交通洞进口段改线</p>

受雾化影响比较典型的工程还有二滩、漫湾、李家峡、洪家渡、龙首二期、水布垭、引子渡等水电站。由此可见，泄洪雾化对边坡稳定、枢纽运行和建筑物安全均有不同程度的影响，对消能区边坡的稳定与枢纽的安全运行尤其值得注意。工程实践中常采用以下措施减轻雾化影响：

(1) 在前期勘测设计中认真分析泄洪雾化对工程可能产生的危害，当采取工程措施难以解决时，也可改变消能方式，如苏联的萨扬舒申斯克就放弃了挑流消能的方案，柘林工程放空洞（不经常运用）因周围设施不允许水雾过大，就采用了水雾相对较小的掺气墩结构。

(2) 统筹安排，全面考虑，妥善进行枢纽布置。使水流向河心集中，如有多个泄洪建筑物，使水流在纵向拉开。重要建筑物应与水舌、水舌落点或碰撞点有一定距离，如新安江把挑坎延至厂房下游边墙起挑。露天机电设备、输电线路除选择较好的平面位置外，高程一般不宜太低，抬高布置高程，可以有效地减免水雾危害。如刘家峡电站，正对着泄水道的 220kV 出线塔，因水雾造成多次跳闸事故，为保证安全送电，增建备用线路 1 条，并将出线塔高程抬高 30 余 m。又如小湾电站根据试验，建议在下游 500m 以内区域不布置开关站，泄洪期间应停止交通；在 1500m 范围以内、高程 1200m 以下，不布置生活区和办公楼。

(3) 雾化区内岸坡可用混凝土或喷混凝土加以防护，其保护高程根据雾化预报研究确定。另外要加强坡面和道路的排水，排水能力要大于降雨强度。重要交通应避免开水雾密集区，或采用廊道、隧洞等防雾措施。

(4) 合理安排泄水建筑物的调度运用，如采用既有利于消能又能减轻雾化强度和影响的闸门运用方式。

4.8.4 溢洪道防冰与枢纽防冰是局部与整体的关系，尤其是冰情严重的河流应先编制枢纽防冰总体规划，然后在枢纽防冰总体规划指导下，研究溢洪道的防冰措施，有利于预期防冰效果的实现。位于寒冷地区，特别是严寒地区的工程，在枢纽布置时需重

视开河季节的流冰问题，枢纽建筑物应布置排冰设施，最好与泄洪表孔结合，并据此复核泄洪、排冰能力。

我国黄河的河套地区，每年均有凌汛出现，黄河天桥水电站建成后，1978年凌汛期采用溢流堰排冰，但是由于堰上水头仅2~3m，泄洪排冰能力很小，结果在库尾形成冰塞，直到水位抬高后冰塞才溃决，但已造成了一定的淹没损失。后来天桥电站采取降低凌汛期水位的办法运行，泄洪闸和底孔在泄洪的同时排冰，效果显著；但当机组段的排沙底孔和专设的排沙、排冰孔也同时放水排冰时，其效果反而很差。因此设置排冰设施，还应根据具体情况确定。

天桥水电站上游的万家寨水利枢纽，排冰建筑物主要是坝上表孔。为了防止冰害发生，对于开河期，设计上采取降低库水位运用，并预留2.4亿蓄冰库容，再加上安全超高10m，可保证凌汛期上游库区的安全。从1999年凌汛运用情况看，运用效果较好。因此，规范条文中强调枢纽防冰应结合水库运行调度方案考虑，而溢洪道进口防冰则应按枢纽防冰的要求统筹考虑，在进口采取必要的防冰、导冰、排冰措施。

4.8.5 本条提出了溢洪道防冰的三款基本要求，对保证溢洪道冬季安全运行很有必要。

1 主要针对流冰问题。流冰一旦堵塞进水渠、堰孔，势必妨碍溢洪道的正常泄洪，可能造成事故和损失。

2 要求考虑结冰与融冰过程，静冰压力和动冰压力对建筑物的不利影响。

3 针对结冰期仍需运行的工程，要求闸门、启闭机和相关设备能正常操作运行，必要时可采取保温和采暖措施，不能因冰害影响运行，更不能造成事故。

5 结构设计

5.1 一般规定

5.1.4 维持原规范“大体积混凝土的抗压强度可采用 90d 龄期抗压强度值”“其余部位混凝土抗压强度可采用 28d 龄期抗压强度值”。为与 SL 191《水工混凝土结构设计规范》和 SL 319《混凝土重力坝设计规范》保持一致，将“混凝土抗压强度”改为“混凝土强度等级”。

混凝土强度等级定义为按标准方法养护的 150mm 立方体试件，在设计龄期按标准试验方法测得的具有设计保证率的抗压强度，用“ $C_{\text{龄期}}$ 强度”表示。大体积混凝土的设计保证率为 80%，材料的设计参数参考 SL 319 的有关规定选用；构件混凝土的设计保证率为 95%，材料的设计参数按 SL 191 的有关规定选取。

根据工程实际，当采用抗冲磨混凝土或高强度混凝土时，经分析可适当延长其设计龄期，设计龄期可与基础大体积混凝土设计龄期相同。

5.1.5 抗剪指标的确定直接影响溢洪道建筑物的抗滑稳定分析结果，抗剪指标的选取应慎重考虑，依据地质勘察的试验成果确定。在工程项目建议书阶段，无条件进行试验时，可参考 SL 319 的有关规定选取。可行性研究及以后阶段应根据地质勘察的试验成果，在地质人员配合下，依据相关规范确定。

5.1.6 溢洪道混凝土产生裂缝的情况比较普遍。在已建的溢洪道工程中，有些工程在施工过程中就产生了严重的裂缝，有些工程在建成后不久产生了裂缝，不仅在闸墩，而且在闸室底板、泄槽底板、消力池底板和边墙都发现了不同程度的裂缝。因此，在设计中应给予足够的重视并特别注意防止闸墩的温度裂缝。

根据调查资料分析，闸墩裂缝的一般规律是：①岩基上的闸墩较软基上的闸墩易于裂缝，边墩较中墩严重；②裂缝大多从底

部向上延伸，一般在闸墩两侧对称出现；③闸墩长度不大时（15m 以下），裂缝一般位于闸墩中部，闸墩较长时，裂缝大多发生在墩长的等分铅直线附近，弧形闸门的闸墩裂缝多发生在扇形钢筋区与闸门导板之间或扇形钢筋区以下；④裂缝一般宽 0.5~1.0mm，较大者可达 2.5mm 以上，缝宽随温度变化；⑤裂缝一般发生在气温骤变时。

为防止溢洪道闸墩、泄槽底板等部位温度裂缝，宜采取以下措施：①选用合理的结构体型和几何尺寸；②采取结构措施和施工措施，改善新老混凝土或基岩的约束条件；③降低水化热温升；④选择合适的混凝土施工期，采取温控措施，加强混凝土养护和表面保护；⑤配置适量的温度钢筋。对有可能产生温度裂缝的长闸墩，必要时可设施工缝或预留宽缝，布置骑缝钢筋，在低温季节进行接缝灌浆或回填混凝土。

由于溢洪道结构配置温度钢筋尚无成熟经验，故未作明确规定。当结构应力（未计温度应力）小于混凝土允许应力时，宜在顶层配置一层双向温度钢筋，挑坎和消力池底板必要时可在底层配置一层双向温度钢筋。

5.1.7 溢洪道建筑物所采用的锚筋一般为全长黏结型，灌注用的水泥砂浆强度等级不应低于 M20，水灰比宜为 0.38~0.45。具体参数可按 GB 50086《锚杆喷射混凝土支护技术规范》相关规定选取。

5.2 进水渠衬护

5.2.1、5.2.2 国内已建河岸式溢洪道多具有完整的进水渠。原规范曾对密云、官厅、碧口、石头河等 16 个工程进行了调查，进水渠衬护多数采用混凝土，厚度 0.3~0.5m。

进水渠衬砌一般不设止水、排水或锚筋。如有必要，可根据工程实际并结合类似工程经验采取相应的工程措施。对于有些工程，当基础防渗线位于进水渠中部或前端，或利用进水渠衬砌做防渗铺盖时，防渗部分的进水渠衬砌分缝应设可靠止水，并应校

核该部分衬砌的抗浮稳定，必要时可设置锚筋。

5.3 控制段

5.3.1 我国大、中型河岸式溢洪道的结构设计，一般都包括本条规定中的各项内容。有些工程的设计和施工，开始时对温度控制和防止混凝土裂缝的措施注意不够，以致在施工过程中，混凝土产生严重的裂缝，因此本条特别强调了混凝土施工温度控制要求。

5.3.2 控制堰（闸）的结构型式，主要取决于底板与闸墩的连接方式。分离式系在闸墩两侧分缝，底板的一部分是闸墩的基础，另一部分则不承受闸墩重量和上部荷载，仅起防渗和防冲作用，如铁山、官厅、察尔森、薄山、柘林等工程。在闸孔中间分缝时，整个底板都作为闸墩的基础，如密云第一溢洪道、山美、西斋堂等。已建工程中的底板厚度，除堰体外，一般为 1.0~3.0m。整体式结构系由闸墩和底板组成整体单元。此种型式整体性好，在地基条件较差的情况下被采用，如陆浑、观音寺、车坝河一级溢洪道控制堰（闸）。

5.3.3 分离式底板与闸墩之间的接缝型式取决于结构受力条件和对内力传递的要求。一般只需传递剪力和轴向推力，不需要传递弯矩，但必须具有防渗止水作用。另外，还应能适应地基的不均匀沉陷和温度变化引起的结构变形。已建工程中，多数采用垂直缝、台阶缝和键槽缝等。

5.3.7、5.3.8 关于作用在控制段上的荷载，多数工程是按运用条件和荷载出现的几率进行分类组合的。本规范修编依据 SL 744《水工建筑物荷载设计规范》，结合水利工程结构计算惯例，维持原规范关于荷载分类和划分，将荷载仍分为基本组合和特殊组合两类。关于荷载种类，本条规定了九项，外加了一项“其他荷载”。因为在实际工程中，荷载种类繁多，对建筑物影响程度和性质也不同，如风、雪、浮物撞击、汽车制动等荷载，可根据工程的具体情况，作为其他荷载项考虑。作用荷载的大小、方

向、分布情况和遭遇的几率，取决于工程的运用情况和工作条件。因此，本条规定上游库水位和运用情况作为荷载组合的条件。并规定作用在控制段上的荷载按照 SL 744 中的公式计算。但对其中几种荷载，做如下说明：

(1) 静水压力。对于控制段，一般在正常蓄水位或设计洪水位，闸门全部关闭挡水时，对控制段顺水流方向的整体稳定最为不利；一孔挡水，相邻孔泄水或检修时，对闸室或闸墩的侧向稳定起控制作用。

(2) 扬压力。扬压力包括渗透压力和浮托力，按 SL 744 有关规定确定，但岩基上溢洪道的控制堰（闸）有时不设基础灌浆廊道，存在防渗帷幕和排水幕相距较远（超过控制段顺水流向长度的 1/4 甚至更多）或只设帷幕不设排水的情况。因此，溢洪道堰（闸）基础扬压力分布可归纳为图 4 四种形式。

- 1) 堰（闸）基础设有防渗帷幕和排水幕，且两者相距不远，扬压力分布图采用图 4 (a)，扬压力系数 $\alpha=0.25$ 。
- 2) 堰（闸）基础内防渗帷幕和排水幕相距较远（两者中心线距离超过 5m），扬压力分布图采用图 4 (b)，扬压力系数 $\alpha_1=0.5$ 、 $\alpha_2=0.25$ 。
- 3) 堰（闸）基础只设防渗帷幕不设排水幕，或排水幕失效时，扬压力分布图形采用图 4 (c)，扬压力系数 $\alpha=0.5$ 。
- 4) 堰（闸）基础不设防渗帷幕和排水幕，扬压力分布图形采用图 4 (d)，基础扬压力不折减。

(3) 作用在溢洪道边墙上的脉动压力分布。根据相关资料，在急流区（包括反弧段）脉动压力沿墙高分布呈锯齿形；在淹没水跃区脉动压力随水深而增大，沿墙高呈梯形分布，且梯度随上、下游水位差的增大而增大。为安全计，溢洪道边墙上的脉动压力按矩形分布计算。

(4) 土压力。作用在控制段上的土压力应根据填土性质、挡

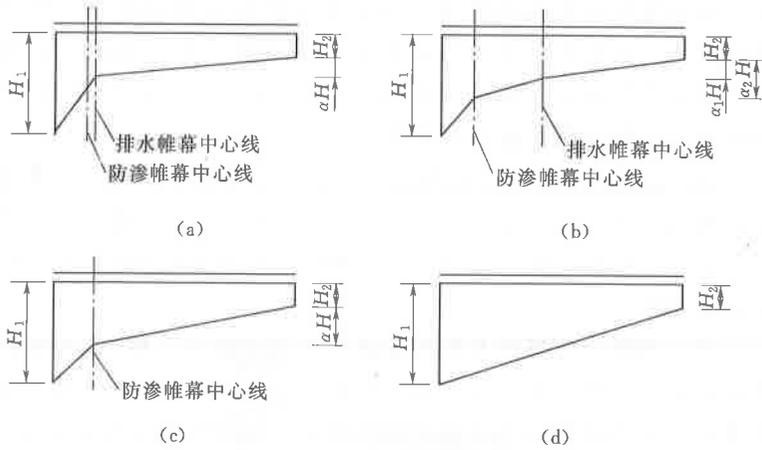


图 4 扬压力分布图形

土高度、填土内的地下水位、填土顶面坡角及超荷载等计算确定。对于向外侧移动或转动的挡土结构，可按主动土压力计算；对于保持静止不动的挡土结构，可按静止土压力计算。

(5) 冰压力。包括静冰压力、动冰压力和土的冻胀力。应注意的是：冰冻期冰层厚度内的冰压力与水压力对建筑物作用不应同时考虑。冻胀力对于挡土结构的作用及其过程较复杂。考虑到对挡土结构产生水平冻胀力作用时，对后部未冻土体将产生反力，这种反力起平衡土压力的作用。所以水平冻胀力只有大于土压力时才起控制作用，否则仍是土压力起控制作用。因此，设计时应按这两种力不同时作用于建筑物考虑，设计中应取其的大值与其他作用进行组合。对闸门应采取防结冰措施，使其免受静冰压力。已建溢洪道工程中，多数采用使闸门与冰层隔开的防冰措施，可不再计入静冰压力。

5.3.9 实践证明，采用抗剪断强度公式或抗剪强度公式进行堰基面抗滑稳定分析，只要荷载和各项计算参数选择合理，允许安全系数配套，溢流堰沿建基面的抗滑稳定安全均能得到保证。工程实践同时表明，当地基岩体条件较好时，采用抗剪断强度公式

往往比较合适，而当地基岩体条件较差，如为软岩或存在软弱结构面时，采用抗剪强度公式计算也往往可行，因此，参照现行混凝土重力坝设计规范等的有关规定，在原堰基面抗滑稳定抗剪强度计算公式基础上，增加抗剪强度计算公式，使用时可根据工程地质条件适当选取。

5.3.10、5.3.11 当堰基岩体内存在缓倾结构面时，往往需要进行堰基的深层抗滑稳定计算。这种计算一般以刚体极限平衡法计算为主，需要时辅以有限元法分析。堰基岩体缓倾结构面的深层抗滑稳定计算，与重力坝深层抗滑稳定计算情况类似，现行混凝土重力坝设计规范对此已有专门规定，因此，本规范未对此进行重复规定。

5.3.12 堰基面的应力采用材料力学双向偏心受压公式计算。对于结构布置及受力情况均对称的堰体，可以不考虑横向（垂直水流向）荷载，如多孔溢流堰的中孔，或左右对称布置的单孔溢流堰；但对于结构布置及受力情况不对称的堰体，如多孔溢流堰的边孔或左右布置不对称的单孔溢流堰，应考虑横向荷载的作用，采用双向偏心受压公式。

5.3.13、5.3.14 原规范规定：运用期“计算双向受力情况时，基底面上可容许出现不大于 0.1MPa 的垂直拉应力”，鉴于溢洪道溢流堰（闸）出现双向荷载作用的情况往往比较普遍（特别是溢洪道边孔），因此，从堰基帷幕的安全及工程安全考虑，结合现行厂房规范关于基础应力的有关规定，本次规范修编时未再区分是否考虑双向荷载作用，一律要求运用期“最小垂直正应力 σ_{\min} 应大于零（计入扬压力）”。

5.3.19、5.3.20 控制段中的闸墩强度计算内容主要取决于闸门型式、结构特点和工程运用情况。一般包括纵向强度（顺水流方向）、横向强度（垂直水流方向）、局部强度校核和配筋计算。

平面闸门的闸墩，一般受力条件较为简单，主要为偏心受压结构。在工程设计中，通常假定闸墩为固定于底板上的悬臂板，横向计算时切板成梁。采用材料力学偏心受压计算公式，进行应

力分析。

支撑弧形闸门的闸墩，形状通常不规则，承受多种荷载，工作条件比较复杂，属三维问题，宜采用有限元法进行计算。

由于闸墩的几何尺寸和受力条件千差万别，各种计算方法又都有本身的特点和局限性，都不是尽善尽美的。因此在实际工程中，应根据具体情况，采用多种方法进行分析比较。

关于闸墩的配筋，一般根据闸墩应力计算和结构模型试验成果，进行竖向、水平向、拉锚钢筋及其他局部钢筋计算和布置，一般原则为：当墩内拉应力值超过混凝土允许拉应力时，则全部拉应力由钢筋承担；当闸墩拉应力小于混凝土允许拉应力时，则布置构造钢筋和温度钢筋。

对于弧形闸门的拉锚钢筋，除了按上述方法确定外，多数工程是根据钢筋承担全部弧门推力的假定，采用中心受拉或偏心受拉公式计算。拉锚钢筋一般呈扇形布置在靠近墩面处，并有足够的锚固长度。

对于弧门闸墩，当门轴总推力超过 25000kN 时，通过技术经济比较，可采用预应力钢筋混凝土结构。另外，锥形铰结构优于一般钢筋混凝土牛腿，宜提倡采用。

对于闸室上部的胸墙、排架、工作桥、检修桥、交通桥及启闭机室等结构，应按 SL 191 进行承载能力、稳定、变形、抗裂（或限裂）计算，并满足结构耐久性要求。有抗震要求的，尚需进行抗震承载能力验算。

5.4 泄槽底板

5.4.1 泄槽底板面积往往较大，其厚度若采用不当，将导致浪费，或将导致工程的不安全。但是迄今为止，对泄槽底板厚度尚未有成熟的计算方法，目前主要用工程类比法确定。根据调查和有关资料，岩基泄槽底板厚度大多数为 0.3~0.5m。本标准规定寒冷地区不宜小于 0.4m，主要是依据已有工程经验和冻融破坏与修补因素提出来的。此外寒冷地区的泄槽底板纵、横缝间距

宜适当减小。泄槽底板的设计厚度，可采用此最小厚度，也可结合工程的具体条件，适当加厚。至于泄槽底板的稳定，则主要依靠防渗、排水、止水以及锚筋等工程措施来解决。

5.4.2 为加强泄槽底板的稳定，可采取如下工程措施：

- (1) 合理确定底板分缝位置和分块尺寸。
- (2) 合理设计底板接缝的止水。
- (3) 板下设置排水系统。
- (4) 合理设置锚筋。
- (5) 控制底板顶面的不平整度，特别要防止接缝处出现凸坎。
- (6) 合理选择混凝土各项物理力学指标，并在板面配置温度钢筋。

(7) 必要时可考虑适当增加板厚。

5.4.3 本条依据便于施工的要求确定。抗冲磨混凝土的钢筋保护层厚度不得小于 10cm，靠近表面的钢筋应平行于水流方向。当泄槽底板的厚度较大，需要对混凝土进行分区时；或由于泄流流速较大，需设置抗冲磨混凝土时，相邻分区的混凝土等级差不宜超过两级。近年来泄水建筑物表层抗冲磨混凝土与下部混凝土因结合面原因产生剥离等破坏现象较多，本条强调“应采取有效措施，提高抗冲磨混凝土与下部混凝土之间的黏结强度”。具备条件时，抗冲磨混凝土最好与下部混凝土同仓浇筑。

5.4.4 原规范曾统计了国内 20 个河岸式溢洪道泄槽底板的分块尺寸，最大者为 50m×30m（观音寺溢洪道），最小者为 7.4m×8m（密云第三溢洪道），大多数工程泄槽底板的缝间距为 10～15m。美国和澳大利亚溢洪道衬砌分块尺寸一般为 6.1～15m。同时，本次规范修订过程中收集的一些溢洪道工程泄槽底板分缝的情况，具体详见表 22。综合本次规范修编征求意见反馈，本此修编对泄槽底板纵缝间距维持原规范 10～15m 的规定；但对横缝间距予以了放宽。明确横缝间距可根据工程的实际情况，结合地质约束情况、气候特点及混凝土施工条件等，类比相似工程研究确定，且宜尽量减少垂直水流向的横缝数量。

表 22 泄槽底板分缝统计表

序号	工程名称	最大单宽流量 /[$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]	最大流速 /(m^3/s)	泄槽底板分缝 /m
1	巴山水电站	111.73	43.62	横缝：共计 5 条，与控制堰及挑流挑坎各一条，其他 3 条均在通气孔及掺气槽部位； 纵缝 4 条：14~15m
2	白溪	119.76	34.69	横缝：15m 纵缝：23~18m
3	珊溪水库	179	35	横缝：15m 纵缝：23m
4	天生桥一级	296	45	横缝：90m 纵缝：11m
5	滩坑	182.14	41.77	泄槽底板设 6 条纵缝，纵缝间距 17m（中间 4 条），两侧纵缝间距由 17m 逐渐减小至 13.45m。 横缝仅在掺气槽部位设置
6	景洪	258	30	横缝：20m 纵缝：19m
7	糯扎渡	215	53	横缝：掺气槽末端设置横缝 纵缝：15m
8	巴贡	292	46	横缝：15m、30m 纵缝：13.5m
9	公伯峡	206.4	40	横缝：15~18m 纵缝：9.5m
10	三板溪			横缝：13~20.18m 纵缝：13m
11	鱼跳	107.5	34.95	横缝：13~16m 纵缝：9~13m
12	龙首二级	102.37	40.55	横缝：18.6m 纵缝：19m

5.4.5 泄槽底板的纵、横缝采用何种缝型，取决于地基条件和工程重要性等因素。一般情况下，横缝要求比纵缝严格，陡坡段比缓坡段要求严格，地质条件差的部位比条件好的部位严格。

SDJ 341—89《溢洪道设计规范》曾统计了国内 20 个泄槽底板的止水设置情况，可分为三大类。

(1) 泄槽底板的分缝、泄槽底板与相邻建筑物间分缝及边墙间的结构缝全部设置一道止水片，形成完整的防渗体系，阻止泄槽中的内水外渗。这类工程有：密云第三溢洪道、官厅（改建）、碧口、石头河、薄山、升钟、车坝、漳河、观音寺、柘林第二溢洪道、山美、六都寨及察尔森等。其中又分几种情况：

- 1) 密云第三溢洪道、官厅（改建）、石头河、碧口、升钟、柘林第二溢洪道、山美（其两侧边墙采用浆砌石砌筑，垂直结构缝中未设止水）、六都寨及察尔森等溢洪道均在上述诸缝中设一道塑料止水片。其两侧边墙用浆砌石砌筑，垂直结构缝中未设止水。碧口溢洪道在溢流堰反弧段与泄槽底板相连的横缝中，另加了一道止水铜片。山美溢洪道在最后 30m 泄槽底板的纵、横缝中另加了一道塑料止水片。
- 2) 薄山溢洪道在上述诸缝中均设置一道合金铝止水片，经试验，这种合金铝片的性能良好可代替铜止水片。但生活用铝片埋在混凝土中不到半年全部被腐蚀，故不能使用此种材料。
- 3) 车坝溢洪道在上述诸缝中均设置了一道铜止水片。观音寺溢洪道泄槽缓坡段的所有结构缝中也都设置了一道铜止水片，而陡坡段的纵、横缝内均设沥青混凝土塞及沥青麻绳一道。

可见，对于大、中型工程的溢洪道泄槽底板的纵、横缝一般情况下应设止水。

(2) 泄槽底板间横缝不设止水，泄槽底板与溢流堰、挑坎间的横缝也不设止水。其他诸缝（即底板间、底板与边墙间的纵

缝，边墙间的结构缝）均设止水，这类工程有密云第一、第二溢洪道及牛头山溢洪道。这三个工程的底板上游端表面都切去一个小角，使高速水流在切角处产生负压，以防止板上水流下渗，甚至还有可能作为板下的渗流水的排水通道。

(3) 泄槽中所有结构缝均不设止水，这类工程有汾河、陆浑、西斋堂及铁山等溢洪道。此外，湖北阳辛溢洪道，我国援喀麦隆拉古都水库溢洪道均属大型水库，也都未设止水片。国内中、小型水库的洞岸式溢洪道泄槽底板不设止水片的数量更多。阳辛溢洪道曾下泄流量达 $3900\text{m}^3/\text{s}$ （约为最大泄量 $1/2$ ），底板未发现异常情况。

上述工程泄槽底板横缝不设止水的经验，可供设计者参考。

泄槽底板纵、横缝设置止水时，一般设置一道，对于大型溢洪道的重要接缝，经论证可加设一道。

为防止凹曲面部位水流产生的离心力经接缝钻入板底造成泄槽底板的破坏，该部位纵、横缝应全部设止水。

5.4.6 泄槽底板下的齿槽，其作用除阻滑、嵌固之外，还可减少纵向渗流。对于以横向排水为主的布置，齿槽往往是不可少的。但是设齿槽加大了工程量，非必要情况下不宜采用。只在板块下游端设齿槽，往往在横缝处形成突坎，造成气蚀，而且会使水流钻入下游板块底部，抬动底板，故本条特别提出禁止。

5.5 挑 坎

5.5.1 泄洪时高速水流作用在挑坎上的动水压力，其垂直分量（向下）往往比其水平分量（向下游）大很多，因此挑坎的抗滑稳定一般容易满足，但有相当一部分工程，在满足抗滑稳定的情况下，还在挑坎下设置锚筋，以抵抗高速水流引起的振动及其他不可预见的情况。

有些河岸式溢洪道的挑坎设置在下游最高水位以下，因而受尾水顶托，为满足稳定要求，在挑坎下采取了抽排措施，如河南薄山水库、山美水库的溢洪道。

5.5.2 挑坎的纵缝（顺水流向）间距一般可参考泄槽底板的纵缝间距。挑坎一般不设横缝，以利于抗滑稳定。在统计的国内20个挑坎，只有官厅溢洪道（改建）挑坎设二条横缝将挑坎分成三块浇筑，为了加强挑坎抗滑稳定，在结构缝中设置了插筋。

5.6 消力池底板

5.6.2 国内各工程采用的消力池底板抗浮稳定计算公式不一，原规范编制经统计分析后，归纳为A模式、B模式、C模式三种模式来代表：

$$\text{A 模式: } K_f = \frac{\text{自重} + \text{水重} + \text{锚固力}}{\text{扬压力} + \text{脉动压力}}$$

$$\text{B 模式: } K_f = \frac{\text{自重}}{\text{扬压力} + \text{脉动压力} - \text{水重} - \text{锚固力}}$$

$$\text{C 模式: } K_f = \frac{\text{浮重} + \text{锚固力}}{\text{压力差} + \text{脉动压力}}$$

这三种计算方法在力学概念上都是清楚的，均能成立，究竟采用哪一种模式为好，迄今尚未见到系统的论证性资料。为了解这三种计算方法的特性及其所得结果的相对大小，SDJ 341—89曾在统一的荷载假定下，做了板厚比较。概括地讲，当抗浮安全系数 $K_f=1$ 时，三种方法求得的板厚相同，即板厚 $t_A=t_B=t_C$ （板厚 t 的角标 A、B、C 分别表示 A、B、C 三种计算模式）；当 $K_f>1$ ，无锚筋时，三种方法求得的板厚不同，且 $t_A>t_B>t_C$ ；当 $K_f>1$ 时，有锚筋时，板厚 t_A 始终最大，板厚 t_B 、 t_C 大小，根据下列条件确定：

$$\text{当 } \frac{K_f}{2}(h_2 - h_1) + K_f h_3 - 4.08T > 0 \text{ 时, } t_B > t_C;$$

$$\text{当 } \frac{K_f}{2}(h_2 - h_1) + K_f h_3 - 4.08T \leq 0 \text{ 时, } t_B < t_C.$$

由上可知用 A 模式计算板厚，在任何情况下均安全。因此本规范推荐 A 模式。

SDJ 341—89 已收集到的几个工程和资料推荐的护坦（消力

池底板)安全系数,见表23。

表 23 底板稳定安全系数表

序	工程或资料	计算情况	抗浮	抗倾	抗滑	备注
1	葛洲坝二江泄水闸护坦 (I级)	设计情况 $\alpha=0.4$	≥ 1.3	不校核	不校核	封闭抽排护坦,无锚筋
		设计情况 $\alpha=0.4$	≥ 1.1			
		设计情况 $\alpha=0.4$	≥ 1.1			
2	盐锅峡护坦 (III级)	设计情况	≥ 1.2	≥ 1.2	不校核	有锚筋。暗排水系统效果不考虑
		校核、检修情况	≥ 1.0	≥ 1.0		
3	青铜峡护坦 (III级)	设计情况	≥ 1.2	不校核	不校核	有锚筋
		校核情况	≥ 1.0			
4	阳辛护坦	设计情况	≥ 1.0	不校核	不校核	有锚筋
5	陆水护坦 (III级)	设计情况	≥ 1.3	≥ 1.2	≥ 1.05	有锚筋
		校核情况	≥ 1.0	≥ 1.0	≥ 1.0	

《护坦和海漫的标准设计》(苏联电站部电力设计总院编制,1955年,莫斯科)要求护坦抗浮安全系数为1.5~1.7,数值相对较大,可能与其所用的抗浮安全计算公式有关。该标准设计采用的是C模式,在相同的板厚条件下,算得的抗浮安全系数最大。因此,要求的安全系数应相对大一些。

葛洲坝二江泄水闸和陆水护坦抗浮安全系数计算采用A模式,其值不分工程等级均为1.3。盐锅峡、阳辛、上马岭和下苇甸护坦均采用C模式计算抗浮安全系数,设计情况下为1.20~1.57,略低于《护坦和海漫的标准设计》的规定。由清华大学、天津大学所编写的《水工建筑物》中,推荐采用C模式计算,抗浮安全系数在设计情况下为1.2~1.4。

本规范抗浮稳定计算推荐A模式,其安全系数范围为1.0~

1.2, 若按 C 模式计算约相当于 1.5~1.7。高于盐锅峡等四个工程的安全系数, 与苏联标准相当。葛洲坝二江泄水闸(该工程泄洪设计标准降低了一级, I 等工程按 100 年一遇洪水 $86000\text{m}^3/\text{s}$ 设计)和陆水护坦采用的抗浮安全系数, 相比之下稍高一些。并且, 仅按工程等级规定安全系数不尽合理, 故本规范仅推荐一个取值范围: 1.0~1.2。

当消力池底板上有所消力墩、坎等结构时, 应将它们固结在底板上, 并通过锚筋或齿槽加强与地基的连接, 以提高抗滑和抗倾能力。

5.6.3 岩基上的底板绝大多数采用常规型式, 具有板下排水沟系统和(或)锚筋系统, 个别具有连通基础的板面明排水孔(如盐锅峡二级护坦、索风营消力池护坦等)。在一般的水头和单宽流量下, 这种型式的护坦不会太厚。国内的工程实例有陆水蒲圻、盐锅峡等工程的溢流坝护坦、阳辛工程的泄流闸护坦、株树桥、六都寨等工程的岸边溢洪道护坦。国外工程实例也较多, 如美国田纳西河上诸梯级的护坦均属此类。

鉴于消力池底板上设置明排水孔易被泥沙堵塞而失效, 如我国盐锅峡二级护坦、美国德沃歇克坝护坦等。同时, 为防止动水压力传入板下, 危及消力池底板安全, 多采用底板不设明排水孔, 板缝间设置止水(重要工程设置 2 道), 板下设排水系统和锚筋系统的布置, 使板上的高速水流和板下的渗透水流各行其道。如湖南五强溪和洪江溢流坝护坦, 凌津滩泄洪闸护坦等。

岩基上抽排降压的消力池底板国内有江西洪门主河岸溢洪道护坦、葛洲坝大江和二江泄水闸护坦、安康和浙江石塘溢流坝护坦等。国外工程有巴基斯坦曼格拉溢洪道一、二级消力池护坦。上述护坦所采取的工程措施不完全相同, 但基本点是一致的, 即底板板面不开排水孔, 板缝间设置止水。板下设置防渗、排水系统、用抽排措施降低扬压力。为了增加安全储备, 有的工程如葛洲坝、大江洪门护坦同时还设置了锚筋系统。云南戈兰滩水电站坝址区河谷狭窄, 下游尾水陡涨陡落, 消力池底板抗浮稳定受检

修工况控制，设计采用了一种底板下“湿廊道”的设计理念，其基本思想是正常情况下基础排水廊道充满水，当底板检修时，启动排水设施降低底板基础扬压力，具有一定的可借鉴性。

5.6.6 为提高底板抵抗大尺度紊动的能力，苏联的传统措施之一是加大顺水流向的板长。1983年版，格立申主编的《水工建筑物》提出底板的分块尺寸在顺水流方向可减小到等于水跃长度的0.8倍；如无消能设施，此尺寸应等于水跃长度的1~1.25倍。垂直水流方向分缝间距一般等于坝段的长度。

美国田纳西河梯级开发中有6个工程的消力池底板设纵、横施工缝，并将底板全部连成整体，护坦与坝之间也设施工缝，将其一并连接成整体；采用收缩缝（相当于我国的伸缩缝）的护坦，在缝中设键槽并加插筋，以加强板块间的相互制约。

我国消力池底板顺水流方向分块尺寸比较小，且都采用结构缝。有的工程（如葛洲坝三江泄水闸护坦）顺水流方向采用键槽缝，垂直水流方向采用半搭接缝。有的工程（如岳城溢洪道护坦）纵、横缝均采用键槽缝；有的工程（如上马岭、下苇甸护坦）纵、横缝都采用平缝。当入池流速较大时，消力池底板的纵、横缝宜设置键槽。

需要注意的是，采取较大的纵、横缝间距会带来相对大的温度应力问题，因此，设计中应注意对混凝土温度应力及影响的分析，并采取有效的措施防止由于横缝间距过大而产生较大温度应力，引发温度裂缝。

5.7 边 墙

5.7.1 河岸式溢洪道边墙包括进水渠、控制段、泄槽、消能设施、出水渠两侧的导墙或边墙。因布置和作用、地形和地质条件的不同，边墙和导墙的形式各异，有重力式、半重力式、衡重式及贴坡式等。

5.7.2 参照 SL 379《水工挡土墙设计规范》的有关规定执行。

5.7.3 需确定作用在边墙上的土压力性质，并区别对待。对于

向外侧移动或转动的挡土结构，按主动土压力计算；对于保持静止不动的挡土结构，按静止土压力计算。

5.7.4 溢洪道控制段闸门上游的边墙、导墙具有挡水工况，故其荷载组合与控制段相同。控制段下游的边墙、导墙，不泄洪时只受到下游水位的作用，大部分墙前无水，主要荷载是墙后土压力；对于消力池边墙，在冬季可能存在冰冻，故在原规范基础上增加冰冻情况。本次修编还增加了泄槽段挡墙泄洪骤停的计算情况。

5.8 下游防护

5.8.1、5.8.2 避免溢洪道下游出口发生危害性或较严重的局部冲刷，是消能工设计中的一项重要内容。在消能和防冲的关系上，消能是主导方面。相应于不同的消能方式，下游冲刷的问题也有很大区别。水跃消能方式下游冲刷是缓流冲刷；挑流消能方式下游冲刷是水下淹没扩散射流直接冲击河床，冲刷力强。

原规范编制时调查了国内 16 个采用挑流消能的大、中型溢洪道工程，为保护挑坎基础不被冲刷，多采用防淘齿墙、向两侧延伸的挑坎翼墙，并设一定长度的护坦及护岸等措施。齿墙深度由泄流特性和地质条件确定，深者达 20~30m，塔贝拉正常溢洪道，防淘齿墙深达 45.6m，倾向下游 45°。根据资料表明，挑坎消能工安全运行的关键是在宣泄设计和校核流量时，挑坎齿墙稳定。因此选择合适的齿墙深度，可有效预防坎基淘刷。挑坎两侧翼墙延伸长度，可根据基岩情况及回流冲淘范围确定。墙基高程一般与坎基一致。当翼墙延伸较长时，可作成台阶式。

挑坎下游设置一定长度的护坦，对经常宣泄小洪水又不能将下泄水流挑离挑坎的溢洪道，尤为重要。护坦长度可根据泄流的具体条件确定。

根据资料表明，坚硬岩石的冲坑形成是非常缓慢的。由于水垫厚度不够，可能引起回流冲刷而危及坎基稳定，也是值得注意的问题。

采用预挖冲坑的办法，在工程实践中比较少见。浙江省牛头山水库溢洪道，基岩为流纹质凝灰熔岩。为了保证下游河道顺畅过水，防止射流掀起冲坑砂石堵塞河道，避免水流余能淘蚀两岸农田，预挖了冲坑。塔贝拉正常溢洪道，出口消能基岩为石灰岩、千枚岩，并有玄武岩脉侵入及构造断裂，采取了预挖冲坑的办法。运行后，冲坑迅速加深，发生了规模较大的坍塌及滑坡。后又采取了深挖冲坑、放缓冲坑边坡，设丁坝将环流挑离挑坎等工程措施。

采用消力池消能的泄水建筑物，应根据消力池的消能效果和出口后的基岩条件，采取适当的防冲淘措施。

本条所列的几项措施，是采用消力池消能的溢洪道工程普遍采用的。富水溢洪道在二级池后设长 20m 钢筋混凝土海漫，海漫末端设深 4m 的齿墙，其后为长 68m 的块石砌护。柘林第一溢洪道，第三级池尾坎后混凝土护砌长 26m，混凝土四面体护固长 60m。六都寨溢洪道在二级池后混凝土衬砌长 130m，其后浆砌石护底，混凝土四面体护坡长 230m。葛洲坝二江泄水闸，防淘齿墙深 20m，防淘墙下设防淘槽堆放混凝土五面体，下游设加糙墩及混凝土海漫长 83.35m，以 1:10 的反坡与河床相接。

除河床局部冲刷外，还须重视岸坡冲刷问题。护岸工程包括顺坝、丁坝、潜坝、沉排等。对于陡峭的高边坡，有时还需进行护坡。可根据工程的实际情况并参照类似工程经验选用。

6 地基及边坡处理设计

6.1 一般规定

6.1.1 本章所涉及的地基及边坡处理，指河岸式溢洪道地基、边墩和边墙两侧岸坡的处理。

本条所列地基承载能力指地基承载强度不得超过容许值；抗滑稳定含沿基岩接触面和软弱结构面的稳定；地基变形稳定是指地基的绝对沉降量和不均匀沉降差值均在设计容许范围内；渗流控制指渗透稳定和控制渗流量；抗冲指局部或全部不衬砌的泄槽及消能建筑物出口抗水流冲刷。上述几项要求是在初步总结溢洪道地基处理经验的基础上提出的基本要求。

6.1.2 溢洪道各部位建筑物的结构型式和构造特点各不相同，地基与其上部结构的工作条件应相互协调和适应，所以其地基处理要求也不相同。

在进行溢洪道地基处理时，应注意其与大坝及岸坡的连接条件，以及对大坝和其他泄水、引水等建筑物运行的影响。同时，还应考虑施工组织 and 施工方法等条件，如岩石开挖料的利用、开挖爆破技术、爆破后岩基的补强加固、基础混凝土的温度控制措施等。

6.1.3 我国 20 世纪 50 年代建造的溢洪道工程，由于对软弱岩石和岩体结构缺陷认识不足，处理措施比较简单，以致造成工程隐患，工程建成后不敢宣泄较大洪水。加之后期洪水标准的提高，工程虽经加固扩建，仍不能正常运行。例如 1958 年兴建的洪门溢洪道，堰基为页岩、炭质页岩和砂岩，岩性较脆弱，节理裂隙发育，有泥质充填。设计中，堰体与弱风化砂岩摩擦系数采用 0.6 偏高，在地基开挖中，又未将全风化层挖掉，不够安全，后采用大型预应力锚索进行了锚固处理。

20 世纪 70 年代甘肃碧口水电站，泄槽部分底板遇 F17 大逆断层，总宽度达 12~17m，选定设计方案的边墙与底板为整体

式结构，置于断层带两侧的弱风化岩基上，控制结构物产生变形。拓林右岸主溢洪道坐落在 F7 大断层上，断层斜插地基，总宽度达 70m，在上游进口机下游尾水渠出露，距建筑物最近点在消力池底板下仅 12m，采用三级消力池方案，并采取设铺盖、帷幕灌浆，设置反滤排水等措施加以保护，工程运行安全。

近年来，在大中型水工建筑物建设中，溢洪道布置与设计遭遇软岩和岩体结构缺陷的情况时有发生。龙首二期溢洪道，进口闸室段基岩为灰绿斑岩偶夹蛇纹岩，闸室右侧基岩有 f1 断层通过，两侧边墙岩体为强~弱风化，开挖过程中曾发生塌滑和地面开裂，采用预应力锚索进行了加固。那兰水电站溢洪道消力池基础处于 F2 断层破碎带及影响带上，采用键槽混凝土回填，并设置 5 根直径 28mm 钢筋构成的锚筋桩，间、排距 2.5m 布置，入岩 15m。潘口电站溢洪道泄槽上游段为白云母石英片岩，其余为绿泥钠长片岩组夹透镜体状大理岩与绢云母石英片岩，处理措施为设置直径 25mm 及 28mm 的系统锚杆，间排距 3.0m，梅花形布置，并对基础进行固结灌浆。三板溪水电站溢洪道泄槽段位中厚层粉砂质板岩和凝灰质砂岩互层，其间有 F116 和 F155 断层，其中 F155 断层影响达到 10m，进行了专门的处理设计。

综合以往工程实践经验，本条规定对软弱岩基或规模较大、性状差的不良地质问题应进行专门处理设计，包括进行有关的计算和模型试验。

6.1.4 原规范只规定对高陡边坡、地质条件复杂的高边坡进行专门研究，本次修订增加了受泄洪雾化影响严重的边坡也应进行专门研究。另外，由于监测设计有专门章节，本条取消了原规范对高陡边坡、地质条件复杂的高边坡进行专门监测设计的规定。

溢洪道边坡不稳定，会导致堵塞或毁坏溢洪道，并危及大坝安全。因此边坡稳定是溢洪道安全运行的一个重要条件。施工期和运行期的边坡稳定是互相关联的，在边坡处理设计时要综合考虑，分期实施。

由于岩体结构的隐蔽性，勘察设计人员往往对边坡稳定的复

杂性、重要性认识不足。如碧口水电站溢洪道，边坡高达 80~100m，开挖过程多次出现塌方和滑坡，最大一次塌方约 4000m³，最大一次滑坡使甘川公路下错 4m，影响了施工安全和进度，当时曾对该溢洪道能否长期保证安全运行产生了疑问；东津水电站溢洪道边坡高 90m，起始对缓倾角断层埋深及复杂性估计不足，在未预先锚固情况下开挖，缓倾角断层被切割临空，加上降雨的影响，导致边坡失稳，坍塌体覆盖面积约 20000m²。即使一些相对较矮的边坡，由于岩体存在失稳的结构，也会发生坍塌。为此特提出，对高边坡要进行勘探、设计和监测。

随着泄水建筑物泄流水头的增加，泄洪雾化对边坡安全的影响问题愈加突出，因此，本条增加泄洪雾化对边坡稳定影响内容，提出对受泄洪雾化影响严重的边坡应进行专门的研究。

6.1.5 根据国内外工程经验，对地基渗透水流的控制是溢洪道安全运行的关键之一。因此，一些大、中型工程，十分重视溢洪道地基的防渗排水系统设计。

水流可通过下列途径渗入溢洪道建筑物地基：

- (1) 库水经堰体基底及岸边（或坝肩）渗入；
- (2) 地面水或地下水经岩石裂隙渗入（包括泄洪雾化形成的地表水的浸入）；
- (3) 下泄水流经建筑物分块间的接缝或裂缝渗入；
- (4) 消能建筑物尾水渗入。防渗和排水系统的设计，应针对上述渗透水流加以控制。

6.1.6 溢洪道边坡应根据 SL 386 进行边坡设计。

6.2 地基开挖

6.2.1、6.2.2 原规范调查了国内部分大、中型溢洪道的基岩利用情况（见表 24），提出主要建筑物应建在弱风化岩层上。根据工程实践，SL 319 规定，高度小于 50m 的坝，其基础可建在弱风化中部至上部基岩上，而溢洪道的堰高很少有超过 50m 的，因此，本次修订仍维持原规范条文不变。

表 24 国内外部分溢洪道地基岩层利用情况

溢洪道名称	地基岩石	利用岩层		
		控制段	泄槽段	消能段
密云第二溢洪道	云母角闪片麻岩、花岗片麻岩	大部新鲜		
密云第三溢洪道	斜长角闪片麻岩、角闪花岗片麻岩	弱风化		
碧口	绢英千枚岩及变质凝灰岩互层	弱风化		
刘家峡	变质岩(云母石英片岩)	中等风化		
石头河	绿泥石云母石英片岩	弱风化(右边墙局部强风化)		
升钟	砂岩、砂质黏土岩互层	新鲜		
柘林第一溢洪道	细砂砾岩、泥质板岩	大部强风化		
洪门	页岩、炭质页岩、砂岩	大部强风化		
薄山	片岩、片麻岩	微风化		
察尔森	火山角砾岩	新鲜		半风化
黄壁庄	千枚岩或千枚岩大理岩互层	全风化		
岗南新增	花岗、角闪、云母片麻岩等互层	风化软弱,多层次软弱夹层		
六都寨	绢云母板岩、灰岩	弱风化		新鲜
于桥	硅质灰岩和泥质灰岩互层	弱风化		弱风化
鲁布革	白云岩、灰岩	新鲜		
铁山	石英片岩	弱风化		
牛头山	流纹质凝灰熔岩	新鲜		
车坝一级	粉质页岩夹黏土页岩	岩性软弱		
富水	泥质页岩	岩性软弱		
曼格拉	砂岩、黏土岩互层	岩性软弱		
街面	Ⅲ类围岩	弱风化		
龙首二期	灰绿斑岩夹蛇纹岩(F1、F41断层)	强~弱风化		
潘口	白云母石英片岩及绿泥钠上片岩组	弱风化(加透镜体)		
三板溪	中厚粉砂质板岩和凝灰质砂岩互层	中等风化、F113断层斜切		
水布垭	灰岩	具有 131、131-1~131-6 共 7 条剪切带		

溢洪道建基面高程主要根据地基承载力、抗滑稳定及地基变形等条件确定。若采用基础加固处理措施能解决上述问题，建基面高程可适当太高，不一定坐落于弱风化以致新鲜岩层上。因此，应考虑通过工程处理措施，适当抬高建基面高程，以减少开挖量。选用设计抗滑参数时，也应考虑地基处理的效果。因此，本规范要求对单纯开挖和通过加固地基减少开挖两种方案应进行技术经济比较。

溢洪道局部或全部建在软弱岩石或风化破碎岩石上时，必须经过充分论证，进行技术经济比较后确定。

靠近坝肩的溢洪道对基岩条件要求较高。对土石坝，由于可利用开挖石渣筑坝，问题不是开挖工程量大，而是回填混凝土量大，且开挖深度增加，必将增大边坡高度，对边坡稳定不利。其开挖深度应通过技术经济比较确定。

对开挖后暴露在大气或水中易于开裂或强度迅速降低的岩石应提出保护措施，可采用喷浆保护；亦可预留保护层，分段开挖并及时浇筑混凝土。

对不衬砌溢洪道，岩体的抗冲能力与岩性、岩层产状及节理裂隙发育程度有关。岩层倾向下游，易于从泄槽末端形成崩塌；反之，尽管裂隙较发育，仍具有相当高的抗冲能力。同时岩体冲刷破坏还受单宽流量、流速及过水机遇的影响。因此，溢洪道是否衬砌，应根据工程地质条件、泄流特性及岩体的抗冲能力进行充分论证。

国内外大、中型溢洪道的泄槽和消能设施，均有采用局部或全部不衬砌的实例，如东坝溢洪道最大泄量 $4060\text{m}^3/\text{s}$ ，加拿大 LG₂ 工程溢洪道最大泄量 $15300\text{m}^3/\text{s}$ ，槽底高差 110m（设有 10 个落差 9.1~12.2m 的跌水）。其他如我国的佛子岭、王快等溢洪道，土耳其的阿斯当塔斯等。上述工程的运行经验说明，当岩体新鲜完整受构造影响少时，利用其抵抗水流冲刷是可行和经济的。

6.2.3 在地形、地质条件已定的情况下，溢洪道各部位建筑物

基坑的开挖，主要应满足设计基底轮廓线的要求。本条规定是根据国内部分已建大、中型溢洪道的设计经验，并参照 SL 319 提出的。

当控制段建基面略向下游倾斜时，可在上游端设齿槽；泄槽建基面较陡时，可在底板上游端设齿槽；边墙地基可分段开挖成台阶状。

原规范在本条中要求“泄槽的衬砌段与不衬砌段应连接平顺”，不仅是开挖问题，更是对泄槽布置的总体要求，所以本次修订将该要求移至溢洪道布置一章。

6.3 固结灌浆

6.3.1 溢洪道地基的固结灌浆范围，多为承受荷载较大、对地基变形控制和稳定性要求较高、基岩风化破碎、构造裂隙发育（或爆破震裂）或受施工影响岩体卸荷较严重的部位，一般在堰（闸）基（特别是闸墩）、挑坎或消力池地基范围内进行。如碧口、石头河、柘林、三板溪、龙马、龙首二期、马鹿塘二期、潘口、三板溪、天生桥一级、街面及引子渡等溢洪道，均在上述部位进行了地基固结灌浆。泄槽底板下一般不进行固结灌浆。但个别工程如柘林第一溢洪道、升钟溢洪道在闸后抗力体（泄槽段）进行了固结灌浆。溢洪道相对大坝来说，工程规模小，挡水高度低，因此，对地基固结灌浆要求宜相应降低。日本《坝基岩层灌浆施工规范》（1972年）对坝基固结灌浆范围作了说明：对混凝土重力式低坝应“集中在断层和软弱夹层等软弱岩层进行灌浆，其他部分可以不灌”。所以，基岩条件好的溢洪道地基可以不进行固结灌浆，在调查中确有不少工程未做固结灌浆。如三板溪溢洪道仅对断层破碎带进行孔深 5.0m、间排距 3.0m 的固结灌浆。

6.3.2、6.3.3 溢洪道地基固结灌浆的各项设计参数一般比坝基灌浆要求低。根据调查资料：固结灌浆孔深多为 4~5m，如官厅、碧口、石头河、柘林、洪门、铁山、富水、龙马、龙首二期、马鹿塘二期、潘口、瀑布沟、三板溪、天生桥一级、街面等

工程，浅者 3m，深者 8~10m（刘家峡坝肩溢洪道）。孔距、排距多为 3~4m，通常为梅花形或矩形布置。故本规范规定孔深一般为 3~5m，孔、排距 3~4m。基岩若有较大的构造可专门布孔，适当加深、加密。

盖重固结灌浆是成熟的灌浆方式，也是各水电工程大坝固结灌浆优先采用的、确保施工质量的重要手段。固结灌浆压力是参照 SL 319 的规定，并结合已建溢洪道工程设计经验提出。四川红色岩层地区采用灌浆压力均较低，升钟溢洪道堰（闸）基固结灌浆压力采用 0.1~0.15MPa，闸室下游抗力体（泄槽段）采用 0.05~0.1MPa。故本规范规定对地质条件较差，缓倾角裂隙发育或基岩破碎地段，其孔距、排距及灌浆压力，宜通过试验确定。

6.4 地基防渗和排水

6.4.1、6.4.2 本条特别提出溢洪道防渗和排水系统的设计，应综合考虑两者的相互关系，并应明确区分各部位防渗、排水设施的作用。

防渗、排水设施，一般情况下均应同时设置，以达到减少地基渗流量、降低扬压力、保证地基渗流稳定和堰体抗滑稳定的目的，即“前防后排、防排并举”。特殊情况下，经论证，才采用单一设施。当地基为弱透水层时，也可不设帷幕，而只设排水设施以降低渗透压力，但堰基上游部位应进行固结灌浆。

溢洪道过流段长，地基情况复杂多变，水流可多途径渗入建筑物的地基，故应因地制宜采取适当的防、排措施。特别是对排水设施的合理布设，应引起足够的重视。

6.4.3 溢洪道堰（闸）地基，除水头很低不需要灌浆或岩石致密灌浆无效果时，一般均采用水泥灌浆帷幕作主要的防渗措施。当采用常规水泥灌浆无法解决时，国内多采用化学灌浆处理，如龙羊峡坝肩、陈村坝 7~11 号坝段；丹江口坝 21~28 号、9~11 号、14~16 号坝段坝基；湖南镇坝 12 号、13 号坝基帷幕之间均

进行过化学灌浆，效果良好。原规范未提化学灌浆，是因为大多数化学灌浆材料可能污染地下水水质。本次在条文中增加了化学灌浆，但指出应注意对环境污染的影响，使用时必须充分论证，慎重研究。

有的工程，基岩致密，但岩性软弱，不宜作防渗帷幕，而采取水平防渗措施延长渗径，取得较好的效果。如我国薄山溢洪道基岩为白云母石英片岩，透水性较弱，采用了长 50m 的混凝土水平防渗板。国外的曼格拉主溢洪道，根据灌浆试验资料，推论基岩裂隙是闭合的，取消原设计的两道帷幕，改为长 26m 的混凝土防渗板。

我国也有工程采用水泥帷幕与混凝土齿墙或混凝土防渗板联合的方式，如密云第三溢洪道和升钟水库溢洪道。水平防渗板对软弱岩基还可以增加堰（闸）的抗滑稳定性。

6.4.4 防渗帷幕深度取决于基岩的透水性和设计要求达到的防渗标准。本条是参照 SL 319 及 SL 274《碾压土石坝设计规范》相关规定，并结合溢洪道的具体条件提出的。

国内已建大、中型溢洪道工程防渗帷幕的深度，大多以闸前挡水深作为设计依据。根据实际工程的调查资料分析，本条提出在 0.3~0.7 倍堰体建基面以上堰（闸）前最大水深范围内选择。局部构造软弱带或有特殊防渗要求时，可增加帷幕深度。乌鲁瓦提溢洪道帷幕灌浆为单排布置，孔距 2m，深入岩石 20m；三板溪溢洪道防渗帷幕伸入透水率 $q \leq 3Lu$ 相对隔水层内深度不小于 3m，同时帷幕深度不小于该部位 0.3 倍最大水深。

防渗帷幕伸入岸边的范围可参照 SL 274 确定。

对于岩溶区防渗帷幕深度则应结合岩溶发育情况，综合研究确定。

6.4.5 防渗帷幕的透水性控制标准引自 SL 319 低坝灌浆帷幕体的透水性标准。靠近坝肩的溢洪道的灌浆帷幕应与大坝帷幕共同起阻止基底渗流及坝肩和岸坡绕渗的作用，因此，对灌浆帷幕及相对不透水层的透水性标准应与大坝相一致。远离坝肩

的堰口溢洪道由于对其他建筑物影响较小，可适当降低透水性标准。

6.4.6、6.4.7 本条是参照 SL 319 有关规定并结合工程调查资料分析提出的。说明如下：

关于帷幕的排数，上述规范规定，中、低坝帷幕一般布设一排。法国主张除黏土充填的溶岩岩层外，最好都布置单排孔帷幕。他们认为裂隙岩体中帷幕厚度主要决定于裂隙的可灌性：裂隙细小，在高压下也可以灌入，单排孔帷幕厚度已足够；如裂隙宽度大，则采用密排钻孔灌浆。美国常用的方法是按坝高和地基条件决定帷幕的排数，当低于 70m 的坝坐落在相当密实的基岩上时，认为单排孔就能形成一道良好的阻水帷幕。南斯拉夫的坝基防渗帷幕一般也仅做一排。对地质条件较差的地段或有必要加强防渗时可增加至两排。当帷幕孔布置两排时，第二排孔与第一排孔应相间布置。

6.4.8 原规范规定：“灌浆压力可通过灌浆试验确定，帷幕孔表层段不宜小于 0.2~0.5MPa，孔底段不宜小于 0.2~0.5MPa，以不抬动岩体为原则”。近年来，随着灌浆技术的发展，在很多工程中，灌浆压力都有所提高，见表 25。有条件时，帷幕灌浆的排距、孔距和灌浆压力，仍应通过灌浆试验确定。

表 25 国内部分工程帷幕灌浆压力值

工程名称	第一段灌浆压力 /MPa	第二段灌浆压力 /MPa	第三段灌浆压力 /MPa
积石峡 (盖重混凝土 3m)	0.5~0.8	1.5	2.2
三峡(找平混凝土 0.3~0.5m)	0.3~0.4 (I 序孔)	0.5~0.7 (II 序孔)	
光照(有盖重)	最大灌浆压力 1.5		
小湾 (有盖重 3~6m)	0.8	1.0	1.0

表 25 (续)

工程名称	第一段灌浆压力 /MPa	第二段灌浆压力 /MPa	第三段灌浆压力 /MPa
二滩 (有盖重)	0.7	1.0	1.5
田子仓坝 (有盖重)	0.5	比 I 序孔压力适当提高	
乌江渡 (有盖重)	0.5	比 I 序孔压力适当提高	
龙羊峡 (有盖重)	0.5	比 I 序孔压力适当提高	
三板溪 (有盖重)	0.3	0.5	1.2

6.4.9 根据调查资料,多数溢洪道在堰(闸)基底灌浆帷幕下游设垂直排水孔幕。一般设主排水孔一排,也有些增设一排辅助排水孔,极少数设两排辅助排水孔。

堰(闸)基下的排水孔一般布置在专设的排水、观测廊道或集水沟(管)内,距防渗帷幕灌浆孔的距离较远。但也有的工程排水孔布置在距帷幕孔后 2~5m 范围内。总之为了防止压力坡降过大,排水孔不宜距离帷幕太近。所以限定不得小于 2m,这是参照 SL 319 提出的。

排水孔的深度为帷幕深 0.4~0.6 倍,与 SL 319 的要求一致,还规定了如遇有特殊的情况可加深排水孔。

也有的工程不设置排水孔幕,如薄山、于桥水库、水布垭、马鹿塘二期、那兰、潘口、瀑布沟、三板溪等溢洪道,均采用互相连通的排水沟(管)网将渗水排至下游。

多数工程除设排水孔幕外,还布置排水沟(管)网,以增加地基的排渗能力。如密云、官厅、升钟、察尔森、铁山、牛头山、乌鲁瓦提、引子渡、白溪、公伯峡、九甸峡、董箐、巴山、滩坑及天生桥一级等工程。

6.4.10 溢洪道地基排水系统设计,包括确定堰(闸)、泄槽、挑坎或消力池底板下及边墙(墩)的排水设施的布置、结构型式及排渗方式等。各部位建筑物地基排水设施的效果是相关连的,因此,除对地基排水设施提出要求,还提出了有关的布设原则。

为了减少上游部位建筑物地基渗流对其下游部位建筑物的不利影响，要求以集水廊道或集水沟（管）为主导形成完整的排水系统，各部位建筑物地基的渗水可分级分段导引至集水廊道或集水沟（管）。如在控制段堰（闸）底板末端设横向排水廊道或集水沟（管），截排（或导引）堰（闸）基渗水，减少对泄槽底板的影响。碧口、石头河、升钟、薄山、水布垭、马鹿塘二期、那兰、潘口、瀑布沟、三板溪、乌鲁瓦提、引子渡、白溪、公伯峡、九甸峡、董管、巴山、滩坑及天生桥一级等溢洪道都是这样布置的。同时地基渗水要顺利排向下游，以降低各部位地基扬压力，所以整个排水系统应上下对应，左右连通，使渗水有可靠的出路。上、下连通的排水廊道或集水沟（管）是排水系统的骨干，应合理布置。有条件可设置排水隧洞（可利用地勘平洞），对地基深层排水效果更好。

当对地基内承压水层采取排水减压措施时，应认真研究、谨慎采用。对基础承压水采取排水减压，有成功的案例，但曾发生因基础排水孔伸入地基承压含水层导致承压水久排不停，或承压水压力外泄转移、建筑物变形增大，甚至威胁建筑物稳定等方面的问题，最后只能采取封闭排水孔或将排水孔下部回填“封死”。其经验可供借鉴。

6.4.11 已建工程的运行实践证明，泄槽底板下的排水设施设计是否合理，是保证泄槽底板安全运行的重要因素之一。广东鹤地水库溢洪道第三级陡坡底板被掀翻约 4/5 的面积、刘家峡溢洪道泄槽底板冲毁长度达 340m 事故原因之一，就是排水设计不合理或排水失效。后经加固改建，加强了排水设施。

泄槽底板下的排水设施，多为由排水沟（管）构成相互连通的沟（管）网格系统。国内大、中型水库溢洪道一般采用纵沟（管）为主的布置，汇集横沟（管）渗水排至下游，因此，纵沟（管）断面尺寸比横沟（管）大，要求也比横沟（管）高。这种布置，在基岩条件好、挑坎坎顶与下游水位差大、纵沟出口可直接穿过坎体或坎基时，较为适用。密云、官厅、察尔森、马鹿塘

二期、水布垭等溢洪道即采用这种布置。但这种布置一旦纵沟（管）发生堵塞，将造成排水系统的失效。因此，纵沟（管）至少应布置两条直通下游的出口，并有防止淤塞和监测检查的设施。有的工程在条件允许情况下，底板下设置了纵向排水廊道，如六都寨、升钟、潘口、水布垭溢洪道。有的工程横沟（管）除与纵沟（管）连通外，尚穿过边墙与墙基排水廊道或沟（管）连通，如碧口、石头河、马鹿塘二期、那兰、潘口、瀑布沟、三板溪、引子渡溢洪道。这些工程采用的布置型式，较为安全可靠，又便于检查。槽挖不衬砌的廊道排水效果更好。因此，在布设排水系统时可根据条件尽量设置排水廊道。

在以横沟（管）为主的排水系统布置中，纵沟（管）渗水经横沟（管）向两侧边墙外的阴（或暗）集水沟（管）排出。因此横沟（管）断面比纵沟（管）断面大，如柘林第一溢洪道、山美水库溢洪道。这种布置特点为排水系统流速小，软弱岩基较为适用。薄山溢洪道泄槽末端铺设了长 15m（顺水流方向）、宽 78m（垂直水流方向）、厚 0.5m 的粗砂排水层。在排水层中布设三条横向无砂混凝土排水管将渗水引至边墙基底下的纵向排水管。采用这种排水措施是因为该处地基为强风化岩层，未设锚筋，而且下泄较大洪水时下游水位超过了该处底板高程。

我国已建溢洪道工程中，泄槽很少采用明排水孔设施。刘家峡溢洪道泄槽底板失事后，修复时保留了一部分未被冲毁的泄槽底板，其原有排水系统已经失效。为了减少扬压力，采取了在横缝下侧打倾向上游的排水孔（孔内填反滤料）的措施，孔深入基岩 0.5m。修复运行后，孔中有水排出，孔口亦未发现空蚀破坏。由于明排水孔影响范围小，排渗效果差，且较易堵塞失效，因此一般不推荐这种排水形式，只能作为上述各种排水设施的辅助措施或局部排水失效后的补救措施。

泄槽底板下纵、横排水沟（管）的间距，一般与混凝土浇筑板块纵横分缝相对应。由于骑缝开沟埋管与浇筑底板及齿槽混凝土相干扰，且易堵塞，所以规定不宜骑缝布设。

泄槽底板下排水沟（管）的构造型式较多，其基本型式有以下四种：

(1) 碎石、砾（卵）石充填的排水沟。

(2) 碎石、砾（卵）石充填的排水沟内埋设透水排水管。排水管可以为排水盲沟、缸瓦管、无砂混凝土管、PVC 排水管或塑料乱丝盲沟。六都寨和车坝一级溢洪道均为在沟内充填碎石埋设疏松混凝土管或透孔钢丝网水泥板搭接成的三角形管。

(3) 透水排水管。采用预制疏松混凝土排水管直接铺于底板下，石头河溢洪道底板下为预制半圆形混凝土管。

(4) 空腔排水沟（管）。密云第一溢洪道纵沟为开挖砖砌矩形沟，碧口溢洪道为板下矩形管（木模）。空腔式排水沟（管）可槽挖，也可设在底板内，在地质条件允许时，宜优先采用空腔式排水沟（管）。

关于排水系统的流量，尚未见到渗流计算实例，也无一定设计准则。其结构型式及断面尺寸，往往根据工程地质、水文地质条件，参照类似工程经验确定。

6.4.12 挑坎基础一般不专门布设排水设施，泄槽底板下纵沟（管）或廊道穿过坎体或坎基时可兼排坎基渗水。有的工程挑坎基础深厚，需增设排水设施，如石头河溢洪道挑坎尾端基础深 20m（反弧基底高程以下），沿高度按混凝土浇筑分层（5m 一层）设置了纵、横排水管。升钟溢洪道挑坎尾端基础深 20.5m（反弧基底高程以下），在深 9.5m 处设横向排水沟及纵向排水管，渗水在坎下小护坦以上排出。

6.4.13 溢洪道采用底流消能时，排水设施的布设与泄槽底板下排水设施布设类同，多与消力池护坦的结构分缝相应布设排水沟（管）系统，或加铺排水垫层，或沟底增设排水孔。柘林第一溢洪道采用三级消力池消能，一、二级护坦下设排水沟（管）与侧墙背排水总管连通，再经三级池排至下游。洪门溢洪道在两级消力池护坦下的排水沟（管）底钻设了排水孔。贵州猫跳河一级红枫电站布设了穿过消力池护坦的明排水孔。地基为软岩时，可设

排水垫层，如曼格拉主溢洪道两级消力池底板下设了排水垫层。

穿过护坦的明排水孔，不宜设在水跃跃后水深区附近。因水流易发生倒灌，将增大底板扬压力。

6.4.14、6.4.15 当消能设施下游水位较高时，采用抽排降压措施，在我国坝基处理设计中已有几十年的运用经验，它是一项有效而且可靠的减压措施，可以节省工程量，降低造价。SL 319 对坝基采用抽排降压措施作出了具体规定，可供参考。

溢洪道消力池底板采用抽排水降压措施的有洪门、薄山、柘林第二溢洪道等。国外有曼格拉主溢洪道，洪门溢洪道为两级消力池，二级池底高程 71.5m，底板厚 1.5m，尾坎高程 75.0m、泄 1000 年一遇洪水时，下游水位 83.2m。采用伸入两岸山体的混凝土截水墙及灌浆帷幕，联合阻截下游水渗入。池底设排水沟（管）网，沟底钻设排水孔，二级堰（一级池末）设一横向排水廊道，与排水沟（管）连通，通至二级堰端背集水井抽排。采用这些措施后，1982 年汛期泄 27 年一遇流量 $1324\text{m}^3/\text{s}$ 的洪水，1983 年泄流量为 $1065\text{m}^3/\text{s}$ 的洪水，均未发现异常情况。

6.4.16 国内已建大、中型溢洪道，边墙背竖（斜）向排水沟一般与基底排水系统相连接，使渗水汇入基底纵向集水沟（管）、墙背排水明沟或廊道排至下游。密云、官厅、升钟等溢洪道，均沿墙背结构分缝设竖（斜）向排水沟。碧口、石头河溢洪道则利用墙基排水廊道，其靠山一侧及底部不衬砌，利用基岩面自然排渗。碧口溢洪道于缓坡段右边墙基础排水廊道向右侧山体内钻设水平排水孔，以削减墙背渗水压力。有些工程如六都寨、察尔森等在衡重式挡土墙背衡重台上埋排水管或设排水明沟排除地表及山坡渗水，也是一种简便有效的型式。

6.5 断层、软弱夹层及岩溶处理

6.5.1 溢洪道地基范围内的断层破碎带或软弱夹层等的处理，所涉及的问题和处理原则与混凝土重力坝基本相同，其处理措施应结合溢洪道各部位的工作条件考虑，对比重力坝的处理要求，

可适当降低。

6.5.2 陡倾角断层破碎带、软弱夹层等构造软弱带的处理措施，系根据坝基处理经验及溢洪道地基处理的工程实践提出的。

碧口溢洪道地基断层破碎带处理原则为：宽度小于 0.5m，不处理；宽度 0.5~1.0m，在泄槽底板下不做开挖处理，仅布置适量钢筋，其他部位作混凝土塞适当布筋或不布筋。混凝土塞的开挖深度与宽度相等。宽度大于 1.0m 者或处于建筑物不利部位的断层，应作专门研究。缓坡段 F17 大逆断层采用钢筋混凝土地基梁进行加固，且边墙与底板连为整体。

石头河溢洪道在堰（闸）基前齿范围右边墩及左边孔各有一组规模较大的断层破碎带，宽 8~10m，处理措施如下：

(1) 右边墩、左边孔各增加一排帷幕灌浆孔，孔深由 11m 增至 20m，局部加深至 25m。

(2) 破碎带影响范围超出原设计齿槽基底，深挖 4m 后回填混凝土。

6.5.3 溢洪道地基内缓倾角断层破碎带或软弱夹层的处理措施除采用挖除、加深帷幕、加强固结灌浆外，在工程实践中还采用以下方式处理：

(1) 深齿墙：河北省岗南水库增设溢洪道在堰（闸）基础设深 13m 齿墙，截断软弱夹层，提高了基础抗滑能力。

(2) 抗滑键（塞）：对于坚硬岩石中夹单一的缓倾角软弱夹层，当不能全面深挖基础时，沿软弱夹层面走向洞挖并回填混凝土，形成混凝土塞来抵抗沿层面的剪切滑动。

(3) 抗滑桩：以桩的形式来抵抗软弱夹层的剪切滑动，桩的深度应达到剪切错动带以下，桩的数量及桩径应通过计算确定。升钟溢洪道堰（闸）基，对埋深 5~6m 的软弱夹层采用锚筋桩加固处理。岗南增设的溢洪道挑坎，处于多层缓倾角软弱夹层泥层带，采用大直径抗滑井桩进行了深基础处理，井深 40m，直径 5.0m，井距 12m。

(4) 预应力锚索：用锚索施加压力，增强被加固岩体的稳定

性及承受外荷的能力。一般用于较大的地质构造加固。为了减少预应力松弛，可在张拉后一个月进行一次补偿张拉，然后再封孔灌浆。

6.5.4、6.5.5 岩溶地区溢洪道地基处理可与枢纽大坝采用同样的原则处理，坝肩溢洪道更应与大坝岩溶处理统一进行。

水库库区和坝区的岩溶处理，我国广西、湖南等省（自治区）积累了许多经验。归纳为铺（黏土铺盖或混凝土盖板护面）、堵（混凝土或浆砌石封堵洞穴）、截（混凝土截水墙）、灌（帷幕灌浆或加强固结灌浆）、导（排）等项措施。溢洪道的地基岩溶，可根据条件选用适当措施处理。对规模较大的溶洞溶槽应视其对建筑物的影响和危害进行分析研究后提出专项处理设计。

6.6 边坡开挖及处理

6.6.1 边坡的开挖设计是指根据工程地质条件，确定适宜的开挖坡形、坡向、坡高和坡度等，以保证边坡的稳定性。

开挖边坡的稳定不仅受岩体本身强度影响，往往更受控于软弱结构面的产状。当结构面倾角大于稳定临界角时，削坡减载往往并不能解决岩体的稳定（除非全部挖除），只有通过支护措施来保证。因此放缓开挖坡度或垂直开挖对边坡整体稳定安全影响甚微。实践证明，在一定的地质条件下，边坡作垂直开挖也是可行的。

对于开挖边坡受控于软弱结构面倾角时，应特别注意研究软弱结构面对开挖边坡和边坡稳定的影响，特别是开挖边坡坡度陡于软弱结构面倾角时，更因注意研究其可能产生的影响，确保边坡安全。

工程地质条件不同，边坡开挖的坡度、坡形等也各不相同，对于文献中建议的开挖坡度与形式，以及以往类似工程的经验，要具体情况具体分析选用，最终应通过分析计算确定。

由于已经有边坡设计的专门规范，所以本节在原规范基础上，内容进行了适当删减。

6.6.2 本条根据边坡地质构造、岩体性质、施工条件及环境的影响,提出了影响边坡稳定的几个主要因素,这与 GB 50487《水利水电工程地质勘探规范》中所规定的对边坡稳定分析应考虑的条件是一致的。

溢洪道边坡的稳定分析不应只考虑岩体本身的条件(包括地下水水位)。综合一些工程边坡失事的原因,有一部分是由于降水和泄流雨雾造成的,如龙羊峡虎山坡,1989年由于挑流雨雾导致87万 m^3 岩体滑落。东江溢洪道1993年由于连日阴雨,至使边坡已出现的张拉裂缝迅速发展,最终导致边坡大范围坍塌。

施工爆破的频繁振动与地震对边坡破坏机理是一致的,它产生的惯性力不仅增大了边坡的下滑力,同时使岩体结构松弛,降低岩体的抗剪凝聚力。

6.6.3 当溢洪道边坡通过初步评价或稳定分析计算,自身不能保持稳定时,应根据造成失稳的各种影响因素,采取相应工程措施。

6.6.4 岩质高边坡,一般采用分级设平台,使得相对坡高较小,整体上又起了放缓边坡的作用。《水利水电工程地质手册》给出了不同岩类的一般稳定坡度和分级分段高度,设计时可以参考。平台布置可与傍山公路、施工平台、施工道路等综合考虑。

7 安全监测设计

7.1 一般规定

7.1.3 原规范前的“溢洪道设计规范”只规定了对仪器观测设计的要求，2000年修订时依照各类水工建筑物安全监测技术规范，明确了溢洪道安全监测应包括巡视检查和仪器监测两大部分，本次修订延续此模式。

7.1.4 本条从监测项目选择、监测断面及测点布置、仪器设施选择、测站布设等方面提出了监测设计应遵循的原则，还特别指出靠近坝肩布置的溢洪道的监测设计应与大坝统筹安排。

7.1.5 本条规定监测设计不仅要完成监测仪器布设图，还应提出具体的监测技术要求。鉴于以往监测设施在施工期间多有损坏、失效、资料不齐的情况，监测设计中应要求施工单位负责保证施工期间各项监测设施的完好和监测资料的完整性、延续性，并将埋设竣工图及监测记录整理分析后，编成正式文件移交管理单位。

7.2 监测项目

7.2.1 GB 50487《水利水电工程地质勘察规范》，将边坡按边坡高度(H)划分为：超高边坡($H < 150\text{m}$)、高边坡($50\text{m} \leq H < 150\text{m}$)、中边坡($20\text{m} \leq H < 50\text{m}$)、低边坡($H < 20\text{m}$)几类。与一般水利水电工程边坡类似，溢洪道边坡同样具有类型多、高度变化大、运行条件复杂等特点，常成为工程设计和运行中的重大问题。虽然随着边坡高度增加，边坡问题的复杂性和对工程安全的威胁在上升，但受地形地质条件等限制，有些高度相对较小的边坡对溢洪道安全威胁并不亚于其他工程溢洪道所遇到的高度相对较高的边坡。考虑到以上情况和SL 386《水利水电工程边坡设计规范》中对边坡监测已有专门要求，因此本次修订

将原规范变形监测和渗流监测中的“高边坡表面位移”“高边坡内部位移”监测和“高边坡内地下水位及渗流”监测修改为“边坡表面位移”“边坡内部位移”监测和“边坡内地下水位及渗流”监测，并要求边坡监测应同时符合 SL 725《水利水电工程安全监测设计规范》的有关规定。

7.2.2 鉴于水利水电工程安全监测已有专门的设计规范 SL 725，另外还有水力学原型观测规范 SL 616《水利水电工程水力学原型观测规范》，因此本次规范修编删除了原规范“附录 E 水力学监测设计要求”，但考虑以上两规范的具体内容情况和水流空化、泄洪雾化问题的特殊性，增加本条，对水流空化和泄流雾化监测提出要求。



附录 A 水力设计计算公式

A.2 泄流能力计算公式

A.2.1 WES实用堰：附录 A.2.1 中计算公式 (A.2.1-1) 中流量系数 m 值适用于二元水流情况 (无闸墩、无门槽影响下)。美国水道试验站试验资料, 给出 $m = f(H_0/H_d, P_1/H_d)$ 关系, 如附录中表 A.2.1-1。

公式 (A.2.1-1) 中的 c 值, 系考虑上游坡度的修正系数, 如附录中表 A.2.1-2。

公式 (A.2.1-1) 中的 ϵ 值, 本规范采纳了清华大学编写的《水力学》中推荐的较为简便的计算公式, 如附录中式 (A.2.1-2) 及有关图表。详细的计算可参阅美国陆军工程兵团的《水力设计准则》第一卷。

公式 (A.2.1-1) 中的 σ_s 值, 清华大学编写的《水力学》中给出了下游相对堰高 P_2/H_0 及堰顶相对淹没深度 h_s/H_0 对淹没系数的影响图, 如附录中图 A.2.1-3。

A.2.2

(1) 带胸墙的孔口实用堰。根据国内 8 个工程的统计 (它们的 $P_1/H_d > 0.6$), 其流量系数见表 26。孔口高度范围: $D=6\sim 10\text{m}$, 堰上相对水头 $H/D=1.6\sim 2.8$ (H 为堰顶以上水头)。流量系数范围: $\mu=0.592\sim 0.802$, μ 值大体上随 H/D 增大而加大。本规范推荐其平均值, 当 $H/D=1.5\sim 2.0$ 时, $\mu=0.6\sim 0.7$; 当 $H/D=2\sim 3$ 时, $\mu=0.7\sim 0.8$ 。

(2) 带胸墙孔口式平底闸。国内已建工程中, 密云第一溢洪道、册田、石山口、安峰山、大溪、沙河及横山等溢洪道均采用带胸墙的孔口式平底闸控制泄流。这些孔口的流量系数值彼此也不一致; 低的只有 0.7 左右, 高的可达 0.95, 这主要是由于胸墙底缘型式不同所引起的。本规范推荐: 对于带圆滑胸墙底缘的

孔口式平底闸，初设时可取 $\mu=0.90$ 。

表 26 孔口实用堰流量系数表

工程名称	孔口高度 D /m	H/D	μ
黄龙滩	10	2.1	0.706
	10	1.6	0.635
柘溪	9	2.19	0.781
	9	1.8	0.711
刘家峡	8.5	2.3	0.752
云峰	7.8	1.6	0.660
上犹江	7	1.98	0.630
东江	7.5	2.8	0.802
江口	6	1.66	0.674
石碌	7	1.66	0.592

A.2.3 宽顶堰：宽顶堰流量系数与堰高、进口形式等有关，本规范只给出常见的直角和斜面、圆形进口底坎两种形式宽顶堰的流量系数。

侧收缩系数参照《水力计算手册》（第二版）中的别列津斯基公式计算。

A.2.4 驼峰堰：驼峰堰的流量系数比宽顶堰要大，一般为 0.40~0.46。鉴于驼峰堰迄今尚无定型剖面，通常需通过水工模型试验确定其流量系数，本规范附录中给出两种特定型式驼峰堰流量系数计算公式。

A.4 挑流消能

A.4.1 本次修编规定水舌外缘挑距从坎顶位置起算，而原规范公式实际是从坎顶法向断面的水面位置起算，为消除由规定起算点和公式实际起算点不同而引起的误差，本次修编在原规范公式基础上加了修正项 $(-h_1 \sin\theta)$ ，该修正项的绝对值为坎顶过水

断面水面位置与坎顶位置的水平距离。相对于水舌挑距，该修正项 $(-h_1 \sin\theta)$ 往往较小，在允许范围内也可忽略不计。

对水舌外缘挑距起决定作用的是挑坎出口断面的水舌表面流速 v_1 ，根据碧口溢洪道原型观测成果，规定 $v_1 = 1.1v$ (v 为挑坎出口断面平均流速)。

关于挑坎出口断面平均流速 v ，提出两种计算方法：

(1) 按流速系数计算。其中的沿程水头损失，对于短溢洪道，边界层未发展到水面的情况 (流程 $S < 18q^{2/3}$)，可按边界层理论计算沿程水头损失，见附录中公式 (A. 4.1-2) ~ 公式 (A. 4.1-4)。

碧口溢洪道原型观测成果：库水位为 703.76m，挑坎坎顶以上水头为 75.51m，单宽流量为 $49.33\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ，溢洪道泄槽总长 239.8m，理论计算挑坎末端平均流速 38.5m/s，实测值为 31.1m/s，即流速系数 $\varphi = 0.809$ 。如按公式 (A. 4.1-3) 及公式 (A. 4.1-4) 计算，在不计泄槽沿程的局部损失情况下，算得流速系数 $\varphi = 0.835$ ，当计及沿程总局部损失时，如令 $h_1/Z_0 = 0.05$ ，算得流速系数值为 0.807，它与实测值 ($\varphi = 0.809$) 甚为接近，因此，本规范推荐 $h_1/Z_0 = 0.05$ 。

原标准水舌外缘挑距计算到河床面，与水力学理论不符。因为不计空气阻力和掺气影响的质点抛射方程仅适用于水舌在空气中的运动，该计算轨迹只能计算到下游水面为止，水舌进入水垫后，由于水舌在水中和周围水体的强烈掺混和紊动扩散而消能，水舌轨迹不再符合自由抛射体运动特点，甚至无明确运动轨迹可言。此次修编时，水舌挑距均计算到下游水面为止。

(2) 当溢洪道边界层发展到水面情况 (流程 $S > 18q^{2/3}$ 情况)，则可用明渠非均匀流计算水面线方法 [附录中公式 (A. 3.1-1)]，推得泄槽末端水深，从而进一步即可求出挑坎末端断面平均流速。

A. 4.2 关于计算冲刷坑最大水垫深度公式中的综合冲刷系数 k ，维持原规范 k 值 4 类的划分，但将抗冲类别由原“Ⅰ~Ⅳ类”改

为“难冲、可冲、较易冲、易冲”四类，该划分和修改与 SL 319 一致。

A.5 窄缝挑流消能

A.5.1 窄缝挑坎挑距计算公式参照电力 DL/T 5166—2002 《溢洪道设计规范》给出。

A.5.3 窄缝挑坎冲击波交汇点位置根据张彦法公式计算（参见《水利学报》1989 年第 5 期 P14—21）。



附录 B 消力池底板抗浮稳定计算

B.2 荷载计算

B.2.3 原规范编制时曾就消力池底板扬压力计算进行了调研。采用在消力池底板下设纵、横排水沟系统,并在沟中打排水孔,排水出口设在两侧边墙收缩水深以下,布置的工程有陆水、盐锅峡等。盐锅峡消力池底板只在一侧边墙上设有排水出口,稳定计算中未考虑排水降压效果。陆水消力池底板在设计中考虑暗排水系统的排水效果,将压力差减小 50%。在调研了解的国内此类类型护坦中,只有陆水消力池底板埋设了测压管(共 9 个)并进行了观测,其消力池底板稳定复核时选用 5 年(共 5 次泄洪)的测压管水位资料,计算的消力池底板扬压力系数 α 平均为 0.81。这种暗排水沟系统在美国田纳西河各梯级的消力池底板中使用比较普遍,但未见到其实测扬压力资料。需要说明的是,只有对暗排水系统出口设在两侧边墙收缩水深处水面以下,或设在泄槽尾部趾墩负压区,具备自流条件的暗排水减压系统,且溢洪道运行中诸孔闸门均匀开启时,扬压力折减系数可按 0.8~0.9 折减。

当消能设施下游水位较高时,可采用抽排降压措施。抽排降压在我国坝基处理设计中已有 30 年以上的运用经验,是一项有效而可靠的减压措施,有利于工程量节省、工程降低造价。消力池底板采用抽排降压措施的,国内有洪门、薄山、柘林第二溢洪道、葛洲坝二江泄水闸等,国外如曼格拉主溢洪道。洪门溢洪道为两级消力池,二级池底高程 71.50m,尾坎顶高程 75.00m。泄 1000 年一遇洪水时,下游水位 83.2m。采用伸入两岸山体的混凝土截水墙及灌浆帷幕,联合阻截下游水位。池底设排水沟(管)网,沟底钻设排水孔,二级堰(一级池末)设一道排水廊道,与排水沟(管)连通,通至二级堰墙背集水井抽排。采用这些措施后,一级池底板厚 1.8m,二级池底板厚 1.5m。1982 年

汛期泄 27 年一遇洪水 $1324\text{m}^3/\text{s}$ ，1983 年泄 $1065\text{m}^3/\text{s}$ 洪水，均没有发现异常情况。

葛洲坝二江泄水闸，上游设计水位 66m，校核水位 67m，消力池消能，尾坎顶高程 34.5m。四周廊道连通，廊道内设灌浆帷幕封闭，并钻设排水孔，消力池底板中、右两区的检查廊道内也钻设排水孔，沿底板分缝设排水沟把渗水引入廊道抽排。采用上述措施后，计算的消力池底板厚度为 4.13~5.15m，其中水平段 2.5m。1981 年 1 月 5 日葛洲坝大江截流后，每年泄水达 10 个月之久。1981 年 7 月 18 日特大洪水 $72000\text{m}^3/\text{s}$ ，上游水位 62.8m，下游水位 57.7m。实测局部最大扬压力 0.02MPa，大部分消力池底板下无扬压力。与设计采用的扬压力值相差较大（设计情况采用扬压力值为 1.148MPa；校核情况采用 1.722MPa）。用实测扬压力最大值计算消力池底板抗浮稳定安全系数均大于 3。3 年的实测资料无大的变化，各部位扬压力未出现时大时小现象。这说明葛洲坝二江泄水闸采用封闭式防排措施，抽排降压是合理的，效果显著。因此本标准中对于封闭防渗、抽排消力池底板的扬压力系数推荐按 0.2~0.3 采用。

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 简介

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



155170. 332

SL 253—2018

溢洪道设计规范

中华人民共和国水利行业标准

溢洪道设计规范

SL 253—2018

*

中国水利水电出版社出版发行

(北京市海淀区玉渊潭南路1号D座 100038)

网址: www.waterpub.com.cn

E-mail: sales@waterpub.com.cn

电话: (010) 68367658 (营销中心)

北京科水图书销售中心(零售)

电话: (010) 88383994、63202643、68545874

全国各地新华书店和相关出版物销售网点经售

北京合众伟业印刷有限公司印刷

*

140mm×203mm 32开本 6.125印张 165千字

2018年8月第1版 2018年8月第1次印刷

*

书号 155170·332

定价 80.00元

凡购买我社规程,如有缺页、倒页、脱页的,

本社营销中心负责调换

版权所有·侵权必究

中国水利水电出版社

水利水電技術標準
查詢服務中心



微信二維碼,扫一扫
信息更多,服務更捷