ICS ×××××××

×××

备案号：×××——××××

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL ×××—××××

灌溉与排水渠系建筑物设计规范

Code For Design Of irrigation and drainage Canal Structures

（征求意见稿）

2006－××－××发布　2006－××－××实施

中华人民共和国水利部　　发布

ICS ×××××××

×××

备案号：×××——××××

SL

中华人民共和国水利行业标准

SL ×××—××××

灌溉与排水渠系建筑物设计规范

Code For Design Of irrigation and drainage Canal Structures

（征求意见稿）

2006－××－××发布　2006－××－××实施

中华人民共和国水利部　　发布

前　　言

本规范根据中华人民共和国水利部水利水电规划设计管理局水总局科[2001]1号文《关于下达2001年度水利水电勘测设计技术标准制定、修订项目计划及主编单位的通知》和SL1－2002《水利技术标准编写规定》制定。

本规范共12章和22个附录，其主要内容包括：与《灌溉与排水工程设计规范》(GB50288－99)相衔接的第1～3章总则、渠系建筑物级别划分和防洪标准、共同规定，第4～12章则分别依次对渡槽、倒虹吸管、跌水与陡坡、水闸、隧洞、农桥、涵洞、排洪建筑物、量水建筑物与量水设施等九类现代常用渠系建筑物作出了规定。其基本内容包括九类渠系建筑物的总体布置、形式构造、水力设计、结构设计、基础与地基处理和运行管理要求等。其中，第5章水闸只对渠系上的水闸作出规定，非渠系上的水闸，包括渠首闸、拦河水闸等均应按《水闸设计规范》（SL265-2001）的规定设计。第8章隧洞只对渠道常用无压隧洞的设计作出了具体规定，以免与现行《水工隧洞设计规范》（SL279－2002）和《水工隧洞设计规范》（DL/T5195－2004）过多重复。第9章农桥则限于篇幅仅规定了渠道桥梁应共同遵守的设计要求、农桥设计等级和汽车荷载，具体设计应参考我国交通部现行公路桥涵系列设计规范进行。第12章主要介绍了渠道量水建筑物及量水设施的适用范围、型式选择及其设计要求，与其有关的各种技术标准及量水操作方法可参见水利部已有的相关量水行业规范。

鉴于水利部水利水电规划设计管理局在水规局技（1999）10号文《关于印发水利水电工程设计可靠度理论应用研讨会会议纪要的函》中提出的：水利行业暂不按《水利水电工程结果可靠度设计统一标准》（GB50199-94）修订规范的规定，本规范仍按单一安全系数法进行制定。但作为特例，第9章农桥的具体设计要执行交通部按分项系数极限状态法编制的公路桥涵系列设计规范。

本规范的强制性条款有：1.02、1.05、2.1.1、2.1.5、2.2.1、3.0.1、3.0.3.1、3.0.3.5、3.0.3.9、4.1.3、4.2.1、4.2.2、4.4.1、4.4.2、4.5.1、4.5.2、4.5.3、4.6.1、4.6.2、4.7.3、5.1.3、5.2.1.1、5.2.2.2、5.2.3.1、5.2.3.7、5.2.4.1、5.3.2、5.3.4、5.3.4、5.4.1.1、5.4.1.2、5.4.3、5.5.1.3、5.5.3.1、5.6.2、6.1.2、6.1.4、6.2.1、6.2.4、6.3.1、6.3.3、6.3.4、6.3.5、6.3.6、6.4.1、6.4.2、6.5.1、7.1.1、7.2.2、7.2.3、7.2.4、7.2.7、7.3.1、7.3.2、7.3.3、7.3.12、7.4.1、7.5.1、7.5.4、7.6.1、7.6.5、8.1.2、8.2.1、8.2.2.2、8.2.2.4、8.2.3、8.2.4、8.3.2、8.3.5、8.4.1、8.5.2、8.5.4.10、8.6.1、8.6.3、8.7.1、8.7.3.1、9.1.2、9.1.5、9.2.1、9.2.3、9.2.4、9.2.5、9.2.6、9.3.1、9.3.2、9.3.3、9.4.1、9.4.2、9.4.3、9.4.4、10.1.5、10.2.2、10.2.3.1、10.2.3.2、10.2.3.3.1)、10.2.3.3.2)、10.2.5、10.2.6、10.3.1、10.3.4、10.4.1、10.4.3、10.4.4、10.5.1.5、10.5.1.6、10.5.3、10.6.2、10.6.3、10.6.4、10.7.3、11.1.2、11.2.1、11.2.2.2、11.2.2.6.5)、11.2.3.1、11.2.4.2、11.2.5.1、11.3.1、11.3.**共** 118 **条款，均以加粗黑体字表示。**

本规范批准部门：

本规范主持机构：

本规范解释单位：

本规范主编单位：陕西省水利电力勘测设计研究院

本规范参编单位：武汉大学

四川省水利水电勘测设计研究院

湖南省水利水电勘测设计研究院

陕西省水利电力工程咨询有限责任

本规范出版、发行单位：

本规范主要起草人：

标准审查会议技术负责人：

标准体例格式审查人：

目 次

1 总　则 1

2 渠系建筑物级别划分和防洪标准 3

2.1 **渠系建筑物级别划分** 3

2.2 **防洪标准** 3

3 共同规定 5

4 渡　槽 7

4.1 **一般规定** 7

4.2 **总体布置** 8

4.3 **结构形式与构造** 10

4.4 **水力设计** 16

4.5 **结构设计** 19

4.6 **地基与基础** 32

4.7 **观测及运行管理** 40

5 倒虹吸管 43

5.1 **一般规定** 43

5.2 **布置** 43

5.3 **水力设计** 46

5.4 **结构设计** 47

5.5 **管座及地基处理** 60

5.6 **细部结构设计** 61

5.7 **观测和运行管理** 62

6 跌水与陡坡 64

6.1 **一般规定** 64

6.2 **总体布置** 64

6.3 **水力设计** 69

6.4 **结构设计** 70

6.5 **地基处理** 71

6.6 观测和运行管理 72

7 水闸 73

7.1 一般规定 73
7.2 总体布置 74
7.3 水力设计 77
7.4 防渗排水设计 79
7.5 结构设计 79
7.6 地基计算及处理原则 83
7.7 观测设计 85

8 隧　洞 86

8.1 一般规定 86
8.2 洞线布置 86
8.3 隧洞断面形式及尺寸 88
8.4 水力计算 89
8.5 隧洞围岩加固设计 90
8.6 隧洞衬砌设计 92
8.7 衬砌的分缝、灌浆、防渗和排水 95

9 农　桥 96

9.1 一般规定 96
9.2 总体布置 96
9.3 农桥的设计要求 99
9.4 农桥的车辆及行人荷载 100

10 涵 洞 103

10.1 一般规定 103
10.2 总体布置及构造 104
10.3 水力设计 107
10.4 结构设计 109
10.5 基础及地基处理 112
10.6 冻害防治措施 114

10.7 观测与管理 114

11 排洪建筑物 115

11.1 一般规定 115

11.2 总体布置 115

11.3 水力和结构设计 119

11.4 运行管理 119

12 量水建筑物 120

12.1 一般规定 120

12.2 总体布置 120

12.3 各种量水方法的适用范围 121

12.4 量水建筑物的设计要求 123

附录 4A 水力设计计算公式 124

附录 4B 渡槽荷载计算 135

附录 4C 拱圈横向稳定性验算 139

附录 5A 各种材料管道的适用范围 141

附录 5B 倒虹吸管水力计算公式 142

附录 5C 钢筋混凝土管抗裂措施 148

附录 5D 进口沉沙池的尺寸 149

附录 6A 单级跌水与陡坡过流能力和掺气水深公式 151

附录 6B 跌水与陡坡消力池计算公式 153

附录 7A 闸孔总净宽计算 156

附录 7B 消力池计算 161

附录 8A 隧洞围岩工程地质分类表 164

附录 8B 各类围岩系统锚杆及喷混凝土支护参数初选表 165

附录 9A 现行公路规范的桥涵汽车荷载 174

附录 10A 无压涵洞过流能力计算 178

附录 12A 灌区各类量水堰的基本性能和适用用条件 184

附录 12B 渠系建筑物流量系数实测率定方法与要求 187

附录 12C 长喉道槽各种不同断面形状流量计算 188

附录 12D 非淹没限式试算法 195

附录 12E 流速仪测速方法及断面流量计算 202

本规范用词和用语说明 207

条文说明 208

1 总　则

1.0.1 为了统一渠系建筑物设计标准，提高设计质量，做到因地制宜、安全实用、技术先进、经济易行、管理方便、美观大方，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于非航运灌溉渠道和排水沟道工程上新建、改建和扩建的大、中型渠系建筑物设计。

其他输水渠道工程和小型渠道工程上的渠系建筑物、引水渠首和取水枢纽中的同类建筑物设计可参考使用。

特大型渠系建筑物应专门研究设计。

1.0.3 渠系建筑物的规划位置与类型、布置方案和计算的损失水头，应符合灌溉与排水渠沟工程总体设计和环境保护、水土保持方面的要求。

1.0.4 渠系建筑物设计中应全面搜集和分析基本资料，进行必要的勘测和科学试验，积极采用新结构、新技术、新材料、新工艺、新方法，满足灌溉与排水区近期经济和社会发展的需要。

1.0.5 本规范采用单一安全系数极限状态设计方法。混凝土和钢筋混凝土结构设计按照 SDJ 20—78《水工钢筋混凝土结构设计规范（试行）》进行，预应力混凝土结构设计应按照（SDJ 20—78）规范确定安全系数后再参考 SL/T191—96《水工混凝土结构设计规范》进行。

1.0.6 下列标准的条款，通过本规范的引用而成为本规范的条款：

《灌溉与排水工程设计规范》（GB 50288—99）

《水闸设计规范》（SL 265—2001）

《水工隧洞设计规范》（SL 279—2002）

《水工钢筋混凝土结构设计规范》（试行）（SDJ 20—78）

《公路桥涵通用设计规范》（JTG D60—2004）

《堰槽测流规范》（SL 24—91）

《水工建筑物测流规范》（SL 20—92）

1.0.7 灌溉与排水渠系建筑物设计除应符合本规范外，尚应符合国家现行有关技术标准的规定。

2 渠系建筑物级别划分和防洪标准

2.1 渠系建筑物级别划分

2.1.1 渠系建筑物的级别，应不低于其所在渠道的设计级别。或根据其过水设计流量，按现行《灌溉与排水工程设计规范》（GB50288—99）的规定，即本规范表 2.1.1 取值，并按两者中较高的级别确定。

表 2.1.1　　渠系建筑物的分级指标

渠系建筑物级别	1	2	3	4	5
设计流量（m^3/s）	＞300	300～100	100～20	20～5	＜5

2.1.2 与已成铁路或公路交叉布置的渠系建筑物，其级别应与有关部门商定或者宜不低于相交铁路或公路的级别。

乡村道路跨渠桥涵的级别应根据其总长和跨度分别按 3——5 级渠系建筑物确定。

2.1.3 在防洪堤或挡潮堤上修建的渠系建筑物，其级别不得低于相关堤防的工程级别。

2.1.4 对多用途或与其他建筑物结合修建的渠系建筑物，应根据不同用途的重要程度，以重要程度或级别最高者确定其级别。

2.1.5 渠系建筑物所处位置或者作用特别重要，失事后将造成重大灾害和损失，初次采用新型结构者，大跨度或高支撑结构的渡槽、高水头或大落差的倒虹吸管、陡坡和多级跌水等，其 2～5 级建筑物级别经论证后可提高一级，但防洪标准不予提高。

渠系建筑物的级别最高为 1 级。

2.2 防洪标准

2.2.1 渠系建筑物设计防洪标准应高于或等于其所在渠道的设计防洪标

准，也可以根据其建筑物级别按表 2.2.1 确定。其校核防洪标准应视建筑物的具体情况和需要研究决定。

表 2.2.1　　渠系建筑物设计防洪标准

建筑物级别	1	2	3	4	5
设计防洪标准（重现期 a）	100～50	50～30	30～20	20～10	10

2.2.2 潮汐河口灌溉与排水渠系建筑物的设计防洪标准，应按表 2.2.2 确定，其校核防洪标准应视建筑物的具体情况和需要研究决定。

表 2.2.2 潮汐河口灌溉与排水渠系建筑物设计防洪标准

建筑物级别	1	2	3	4	5
设计防洪标准（重现期 a）	≥100	100～50	50～20	20～10	10

2.2.3 与防洪堤或挡潮堤相关的渠系建筑物，其防洪标准应不低于与之相关堤防的防洪标准。

2.2.4 跨越较大河流、沟道的渡槽、倒虹吸管和渠堤检修桥梁在确定防洪标准时，应充分调查和类比位于同一河流或沟道段上同级别公路、铁路桥梁的防洪标准及其实际使用情况。

3 共同规定

3.0.1 渠系建筑物的建设位置和类型，应根据灌溉或排水区总体规划和工程规模，渠道设计的功能和运行特点，结合地形、水文、地质、施工、材料、交通、管理和美观等要求，因地制宜、统一考虑、经综合比较后确定。

3.0.2 设计渠系建筑物时,宜以整个灌溉、排水区或其一条骨干渠沟为单位,统一选择每座渠系建筑物的总体布置方案和结构型式，估算每座建筑物的水头损失值和造价。当同一条渠道上所有渠系建筑物的总水头损失值大于渠道工程设计给定的总水头损失值时，应调整渠系建筑物的位置、类型、总体布置和结构型式，甚至提出修改渠道设计的建议。

3.0.3 渠系建筑物总体布置应遵守以下原则：

1 灌溉渠道的渠系建筑物应按设计流量设计、加大流量校核。排水沟道的渠系建筑物仅按设计流量设计。同时应满足水面衔接 、泥沙处理、排泄洪水和安全耐久要求，并考虑施工、管理、交通和群众生活生产需要。

2 **渠系建筑物应布置在渠线顺直、地质条件良好的缓坡渠段上。布置在急坡渠段上的跨渠建筑物不得改变渠道过水断面和形状，不得在渠道横断面中布置任何阻水结构。**

3 **跨渠向的渡槽、倒虹吸管、涵洞、桥梁及位于渠道侧旁的分水闸、排洪闸、退水闸等渠系建筑物的中心线宜与所跨渠沟的中心线垂直。顺渠向的渡槽、倒虹吸管、陡坡与跌水、节制闸等渠系建筑物的中心线应与所在的渠沟中心线重合。**

4 **渠系建筑物的结构型式应优先采用实践证明适合当地条件的定型设计形式。应优先采用将位置靠近、不同功能的多个渠系建筑物集中联合布置的型式。**

5 在重要渠系建筑物、特别保护目标和险工渠段的上游附近渠段上，应布置事故泄空兼排洪建筑物及完善安全的洪水出路。

6 代替一段渠道并输送水流的渠系建筑物除倒虹吸管外，应尽量采取开敞式无压明流流态。

7 应采取结构、材料、辅助措施和提出施工要求等综合设计手段，满足渠系建筑物防裂、抗渗、抗震、抗冻涨的需要。

8 量水建筑物应按配水、分水、平衡、专用测站的不同性质，全面规划统一布站，构成灌溉或排水区内的完整网络。有条件的宜建成具备自动记录、遥测遥控功能的网络。

9 渠系建筑物应尽量避开不稳定场地和不良地质条件，对当地普遍存在的特殊地质现象应采取适宜的布置形式和地基处理措施。

10 应提供必要的管理运行规程和观测设施。

3.0.4 渠系建筑物的结构形式应根据地形地质、水文气象、施工方法、安全经济等条件，综合考虑比较确定。通过城区或者风景旅游区的重点渠系建筑物应尽量采用外形优美、经济耐用的新型结构。

3.0.5 渠系建筑物应优先采用混凝土、钢筋混凝土、予应力混凝土和浆砌石等坚固经济的材料建造。有特殊要求的可采用钢铁或化工合成材料建造，结构计算时应采用相应的设计规范和设计理论。

3.0.6 渠系建筑物上的作用荷载一般包括结构自重、水重、土重、内外水压力、土压力、温度变化及砼收缩引起的应力和地震力等。水闸、倒虹吸管、涵洞、跌水与陡坡应计入基底扬压力，渡槽、桥式倒虹吸管和桥梁应计入风压力、河(沟)道洪水压力和漂浮物撞击力，隧洞应计入围岩压力、灌浆压力，陡坡应计入水流脉动压力和拖曳力，桥涵应计入车辆和人群荷载。荷载组合应根据运行、施工阶段的实际情况及各种荷载同时使用的实际可能性划分为基本组合和特殊组合，地震力不与大风、洪水等其它特殊荷载同时组合。

3.0.7 以后各章中将灌溉渠道和排水沟道统一简称为渠道。

4 渡　槽

4.1 一般规定

4.1.1 渠道跨越山冲、谷口、河流、沟溪、道路或者其他渠道时，经与其他跨越或绕道型式的建筑物进行技术经济比较后，可选用渡槽。

4.1.2 渡槽使用的圬工建筑材料最低强度等级应符合以下规定：

1 槽身材料强度等级不应低于表 4.1.2-1 **的规定值。**

表 4.1.2-1　　**槽身材料最低强度等级**

材料名称	渡　槽　级　别		
	1	2，3	4，5
混 凝 土	R300	R250	R200
石　　料	250	250	250
砌筑砂浆	75	75	50

注：① 渡槽槽身的受力钢筋应优先采用Ⅱ级钢筋（20MnSi、20MnNb(b)）和焊接接头。

② 渡槽所用石料与砌体（包括砖石及混凝土预制块砌体）的各项极限强度以及砌体的弹性模量，可参照《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》（JTJ022－85）中有关规定采用。

2 拱式渡槽主拱圈所用材料强度等级不应低于表 4.1.2-2 **的规定值。**

表 4.1.2-2　　**拱圈材料最低强度等级**

	渡　槽　级　别		
	1	2，3	4，5
混 凝 土	R300	R250	R200
石　　料	300	300	300
砌筑砂浆	75	75	50

3 渡槽下部支承结构（排架、槽墩与槽台）所用材料强度等级不应低于表 4.1.2-3 **的规定值。**

表 4.1.2-3　　**排架、槽墩与槽台材料最低强度等级**

材料名称	结构名称	渡　槽　级　别		
		1	2，3	4，5
混 凝 土	排架	R250	200	150
	墩帽	R300	R250	R200
	墩身	R200	R150	R150
石　　料	墩台	250	250	250
砌筑砂浆		50	50	25

4 应根据槽址区的具体情况和渡槽运行的实际需要，对渡槽使用的圬工建筑材料提出抗渗、抗冻、抗磨、抗侵蚀等要求，并采取相应的构造措施。

4.1.3 渡槽属于轻巧单薄的梁、板、柱结构，具有较高的强度、稳定性、抗裂或者限裂和耐久性要求，应严格遵守钢筋混凝土结构的构造要求，对混凝土浇筑、拆模、养护和使用填加剂等施工重要环节提出严格要求。

4.2 总体布置

4.2.1 槽址位置选择

1 渡槽和引渠长度较短、地质条件较好、工程量和投资少。

2 槽身轴线宜为直线，并且宜与河道主流或主沟道方向正交。如因地形、地质条件限制，槽身不得不转弯时，宜取较大弯道半径，并在设计中考虑弯道水流的不利影响。弯道半径对于矩形断面槽身应大于 6～10 倍槽底宽，大型渡槽宜通过模型试验确定。

3 跨越河流渡槽的槽址处应河势稳定，修建渡槽后对河势影响小，且不影响上、下游已建工程的正常运用。确定的渡槽长度和跨度应服从河流

防洪规划和不恶化当地防洪排涝现状，并尽量减少工程量。

4.2.2 整体布置

1 大型渡槽及重要的中型渡槽应在进口前渠道合适位置处设置安全溢洪或泄空检修设施。

2 槽下净空应符合以下规定：

1）跨越通航河流、铁路、公路的渡槽，槽下净空应符合相关部门行业标准关于建筑限界的规定；

2）跨越非等级乡村道路的渡槽，槽下净空应根据当地通行的车辆情况确定。其槽下最小净高对人行路为 2.2m、对畜力车及拖拉机路为 2.7m、对农用汽车为 3.2m、汽车路为 3.5m。槽下最小净宽应不小于 4.0m，或者根据当地通行的农业机械宽度确定；

3）无通航要求河流（渠道）的校核洪水位（校核水位）至梁式渡槽槽身底部的安全净高应不小于 1.0m（0.5m），至拱式渡槽拱脚的净高应不小于 0.25m。双饺拱的拱脚允许被校核洪水位淹没，但不宜超过拱圈高度的 2/3，且拱顶底面至校核水位的净高不得小于 1.0m。

3 渡槽布置时应采取综合措施控制和减少因永久占地、临时占地、挖填弃渣、植被破坏等造成的环境影响，使槽址区原有自然环境少破坏、易恢复，治理水土流失和环境污染的投资较小。

4.2.3 进、出口建筑物

1 进、出口建筑物包括进、出口渐变段与连接段、槽跨结构与两岸渠道的连接建筑物以及为满足运用、交通和泄水等要求而设置的建筑物。各部尺寸由布置要求决定。

2 进、出口应与上、下游渠道平顺连接，避免急转弯。确因地形、地质条件限制必须转弯时，弯道宜设于距离进、出口直线段长度大于 2～3 倍渠道正常水深以外处，且弯道半径较大，对中等流速渠道不宜小于 4～5 倍渠底宽。

3 进、出口渐变段的长度按两端渠道水面宽度与槽身内水面宽度之差所形成的进口水流收缩角和出口水流扩散角角度控制。进口水流收缩角宜取q_1=11°～18°，出口水流扩散角宜取q_2=8°～11°。

4 连接段长度根据具体情况由布置决定，其与渐变段之间的接缝需设止水。

5 进、出口段底部和两侧应妥善布置防渗、防漏和完善的排水系统。有效防渗设施长度不小于渠道最大水深的 3～5 倍。

4.3 结构形式与构造

4.3.1 结构形式选择

1．渡槽结构形式可以在以下三种基本形式中选择：梁式、拱式及桁架式。

2．结构形式选择是选定渡槽分跨及各个跨段的槽身、支承结构和基础结构的形式与材料，选择时应综合考虑下列因素，经技术经济比较确定：

1） 槽址区地形、槽址基岩、覆盖层特征及地震烈度等地形地质条件；

2） 建筑材料的种类、性质、数量、位置和运输条件。应贯彻就地取材和因材设计原则。

3） 应积极采用新形式、新材料，充分发挥材料性能，节省材料。

4） 施工条件。应尽量利用已有技术力量与设备。同一渠系条件相近的渡槽，应尽量采用同一结构形式，使用同一套施工设备。大型渡槽应尽量使用先进技术。

5） 尽量少占耕地、少拆迁房屋、少破坏植被，并确保有足够的施工场地。

6） 应满足运行要求。如条件合适，宜将附近不同用途的其他渠系建筑物结合修建。

3．长度不大的渡槽宜采用同一类型的单跨或多跨结构形式，槽址条件复杂且槽身较长的渡槽，可选用 2～3 种跨度和两种以上支承结构型式，但变化不宜过多。

4．渡槽整体结构形式由上部槽身、下部支承和基础各部分的结构型式组成。应根据因地制宜、就地取材、技术先进、经济合理、环境和谐及便于管理的原则，综合比较，合理选定各部分结构型式，使总工期最短、总工程量和总造价最低、总体布置最优。

4.3.2 槽　身

1 **槽身纵向支承及构造**

1） **梁式渡槽槽身根据其纵向支承型式分节。简支梁式渡槽常用跨度为** 8～15m，**双悬臂梁式槽身每节长度为** 25～40m。**当槽高（槽身距地面高度）较大、地基较好或基础施工困难时，宜选用较大跨度。槽高不大或地基较差时以采用较小跨度为宜。**

2） **槽身与进出口段连接处、梁式渡槽各节之间及拱式渡槽相对变形较大位置，均应设伸缩缝和缝间止水。止水型式可选用压板式、粘合式及埋入式，止水材料应既能适应变形又能防止漏水，严密可靠，便于维修更换。**

2 矩形槽身横断面

1） **矩形槽身横断面应根据流量大小、运行要求、所采用的建筑材料及造价等，经技术经济比较后，从以下形式进行选择：悬臂侧墙式、加肋矩形槽、多纵梁式、箱式及多厢互联式。无通航要求渡槽的槽顶宜设拉杆，其间距为** 1.5～2.5m。

2） **兼作纵梁的矩形槽身深宽比宜采用** 0.6～0.8，**箱形槽身深宽比宜大于** 0.6～0.8 **且校核水面以上应有** 0.2～0.6m **的通气净空高度，不兼作纵梁或因运行要求（如通航）而加宽的矩形槽身可采用较小的深宽比。**

3） **为使槽身侧墙满足强度与侧向稳定要求，对有拉杆的矩形槽，**

侧墙厚度 t 与高度 H 之比常采用 t/H=1/12～1/16，对加肋矩形槽常采用 t/H=1/18～1/21。侧墙厚度宜等于或大于 120～250mm。

3 U 形槽身横断面

1） 深宽比宜选用 0.7～0.9。槽壁顶端应加大形成顶梁，顶梁面积（不含槽壁厚）以占槽身横断面的 15%～18%为宜，两顶梁之间宜设置间距为 1.0～2.0m 的拉杆。跨宽比大于 3～4 的大跨度 U 形槽，槽底弧形段应加厚。对于跨宽比小于 3～4 的 U 形槽身底部则不宜加厚。

2） 槽身高度与槽壁厚度之比 H/t≤15～20 的 U 形槽身具有足够的侧向刚度，可不专门论证槽身稳定性。

3）在每跨 U 形槽身两端的支座部位应设置端肋。端肋外轮廓宜为倒梯形或折线形。

4 预应力混凝土结构能减轻自重、加大跨度、并显著提高渡槽承载力及抗裂性。应根据需要选择全予应力或者部分予应力、单向或者多向予应力结构形式，予应力筋的数量和布筋位置应根据槽身在使用阶段的受力状态确定，满足施工方法（先张法或后张法）各阶段的受力需要，并严格控制槽身有水和无水状态的挠度值。

4.3.3 拱圈及拱上结构

1 拱式渡槽主拱圈可选用板拱、肋拱、组合拱等，其型式、跨径和矢跨比应根据地形、地质、水文、建筑材料、施工吊装、结构强度与稳定性等条件经充分比较后确定。

2 多跨拱式渡槽各跨的矢高、跨径和矢跨比宜采用相同的数值。

3 拱宽宜与槽身结构的总宽度 b 相等且按横向稳定要求，宽跨比 b/L 不宜小于 1/20，对于大跨度小流量的拱式渡槽也不宜小于 1/30。

4 主拱圈拱轴线型的选择，应使渡槽运用时期的荷载压力线与拱轴线具有较小的偏离值，力求不出现拉应力并尽量减小拱圈内的最大压应力。

5 跨度不大的主拱圈宜采用等截面积，跨度较大的主拱圈可采用从拱

顶到拱脚逐渐加大截面高度（面积）的变截面拱。

6 主拱圈的拱顶宜与槽身底面接触或稍低于槽身底面。跨河拱式渡槽的拱脚高程宜略高于河流校核或者最高洪水位。

7 板拱式拱圈横截面可采用实体式或空箱式。

1） 净跨大于 20m 的板拱拱圈宜采用变截面拱，拱脚厚度宜为拱顶厚度的 1.2～1.5 倍。

2） 空箱式板拱主拱圈的顶、底板厚度不应小于 80～100mm，两侧腹板厚度不应小于 90mm，箱腹挖空面积可占箱全截面的 50%～70%。

8 肋拱式拱圈由分离式拱肋组成，拱肋横截面宜为矩形、工字形或箱形。

1） 矩形截面拱肋的拱顶厚度宜为拱跨的 1/40～1/60，截面径向厚度（截面高度）和水平向宽度之比宜为 1.5～2.5。

2） 拱肋之间每隔一定距离应设置若干与拱肋刚性连接的横系梁，在拱肋上设有排架的断面、三铰拱肋或两铰拱肋的设铰断面处均应设置横系梁。横系梁截面的最小边长应大于其长度的 1/15。

3） 拱肋上的排架间距可采用 3～6m 或拱肋宽度的 15 倍左右。排架立柱的受力钢筋应向下伸入拱肋，伸入长度应符合锚固要求。

9 横墙腹拱式空腹拱渡槽的腹孔跨径不宜大于主拱圈跨径的 1/8～1/15，主拱圈跨径大的采用较小值。腹拱可为等厚圆弧拱或半圆拱，浆砌石腹拱的厚度不宜小于 300mm，混凝土腹拱的厚度不宜小于 150mm。

10 拱上结构设置的竖向变形缝应符合以下要求：

1） 实腹拱上纵向两端的侧墙与槽台之间应设置竖向变形缝，主拱圈跨度较大的还应在拱顶处加设竖向变形缝，多跨实腹拱式渡槽的槽墩顶部应设竖向变形缝。

2） 空腹拱式渡槽上与墩（台）相邻的那一腹孔应为三饺拱，大跨径空腹拱式渡槽靠近拱顶的腹拱或其他腹拱宜采用三铰拱或两铰拱。腹拱

铰所在断面的所有渡槽上部结构（包括槽身侧墙与底板、栏杆等）均应设置竖向变形缝。

11 无饺拱的主拱圈与墩台之间在构造上应保证为刚性可靠连接，未经妥善处理的软土地基上不宜修建无铰拱。当主拱圈采用两铰拱或三铰拱时，应确保设计与施工的铰结构能真正起到铰的作用。

12 严寒地区拱式渡槽的主拱圈应采用较大的矢跨比和较小的拱轴系数，拱上建筑及构造设施应能适应严寒地区温度变形的要求。

4.3.4 桁架式纵向承重结构

1 梁型桁架最经济的桁架高跨比 f/l 值因桁架布置形式不同而异，f/l 经济值可在 1/5～1/10 内选择且不宜大于 1/5。当跨度和高度一定时，桁架节间距的经济值可在 3～6m 范围选择。

2 下承式桁架拱片的上弦拱轴线宜采用二次抛物线，其矢跨比不宜小于 1/10 也不宜大于 1/5，上弦拱也可采用折线拱或平行弦桁架。

3 上承式梁型桁架的高跨比宜为 1/3～1/6,竖杆间距不宜小于 5m 且不宜等间距布置，其合理的布置位置应能使各节间槽身纵向弯矩值相等或接近相等。其下弦杆截面高度可取跨度的 1/70～1/85，下弦杆与上弦杆的刚度比宜大于 6，腹杆与上弦杆的刚度比宜小于 1。

4 桁架拱中拱形弦杆的轴线宜采用二次抛物线或拱轴系数较小的悬链线线形。桁架节间距宜取为跨度的 1/10～1/15，桁架拱片的厚度（即各杆的截面宽度）宜采用 200～500mm。

5 复拱式桁架拱，上、下弦杆的截面惯性矩之比宜采用 3～4，竖杆截面高度宜小于或等于下弦杆的截面高度。

6 中承式及下承式桁架拱的杆件尺寸，可参考上述数值进行选择。

7 各榀桁架拱片之间应采用横向联系将数榀桁架拱片刚性连接成整体结构。

4.3.5 下部支承结构（排架、槽墩与槽台）

1．渡槽下部支承结构采用排架时：

1） **排架的适宜高度：单片排架为** 10～25m，**双排架为** 15～35m。A **字形排架只在顺槽向或横槽向的一个方向上布置成** A **字形。**

2） **跨越河流的渡槽或者位于河道主流部分的下部结构宜采用重力墩。当槽身在河流最高洪水以上还有较大距离时，宜采用在最高洪水位以下为重力墩、以上为排架的混合式墩架，总高度不宜超过** 30m。**渠道或者流速较缓河流上采用桩基础的渡槽宜采用将基桩向上延伸而构成的桩柱式槽架。**

3） **单排架两立柱的中心距应能使槽身支座传下的竖向荷载通过立柱中心，在无横向风荷载作用时排架能处于轴心受压状态。**

4） **排架柱底部与基础或者重力墩之间宜采用固端连接或铰接方式。**

2 槽墩型式及尺寸可在下列范围选择：

1） **梁式渡槽槽墩，当墩高为** 8～15m **时宜采用浆砌石或混凝土实体重力墩，墩高** 15～40m **时宜采用空心重力墩。**

2） **空心重力墩的最小墩壁厚度对钢筋混凝土墩不应小于** 300mm，**对混凝土墩不宜小于** 500mm。**空心墩墩帽下面宜设实体过渡段。在空心墩内存在沿高度方向每隔** 2.5～4.0m **设置钢筋混凝土横隔板或横梁和只设纵向直立隔板不设横隔板两种做法，应视墩内应力分布情况选择。**

3） **多跨连拱渡槽每隔** 3～5 **个槽墩应设一加强墩，加强墩应能安全地承受来自任一侧渡槽传来的单向推力和力矩。加强墩宜为重力式、柱式和桁架式。**

4） **多跨连拱渡槽中间墩的墩顶最小宽度：当槽墩两侧拱跨为对称布置时，混凝土墩可为拱跨的** $\frac{1}{15}$～$\frac{1}{25}$，**砌石墩可为拱跨的** $\frac{1}{10}$～$\frac{1}{20}$，**其比值随拱跨增大而减小，且不得小于** 800mm。**当槽墩两侧拱跨为不对称布置时，应调整槽墩两侧拱脚高程及两侧拱的矢跨比，以改善墩体受力条件及**

满足地基的稳定和强度要求。

3 槽台

1） 槽台有轻型、1 字重力型、U 型和箱型等结构形式，其选择和布置原则是应能使荷载压力线接近槽台各水平截面的形心。

2） 轻型槽台和重力挡土墙型槽台的高度不宜超过 5m，台身背面及其中下部应布置集水反滤系统和减压排水孔。

3） 槽台台背填土应严格分层夯实，确保达到设计密实度，做好其表面排水和防止雨水冲蚀等破坏的设施。

4.4 水力设计

4.4.1 过水断面尺寸应符合以下规定：

1 槽身过水断面应按槽内加大流量确定。根据槽身长度 L 与渡槽进口渐变段前渠道的正常水深 h_l 的不同比值，分别采用附录 4A 中的第 4A.1 节的公式（4A.1.1）及公式（4A.1.2-1）～(4A.1.2-5)计算。

2 槽身底部纵比降 i 在满足以下三项要求的前提下应尽可能选取较大值：

1） 槽身底坡应为缓坡，即 $i<i_k$；

2） 通过设计流量时，渡槽的总水面降落 ΔZ 等于或略小于渠系规划中分配给该渡槽的允许总水面降落值$[\Delta Z]$，即 $\Delta Z \leq [\Delta Z]$；

3） 通过设计流量时槽内平均流速为 1.0～2.5m/s。

4.4.2 水面衔接计算应符合以下规定：

1 渡槽总水面降落应按槽身通过设计流量工况计算。渡槽的总水面降落应采用能量方程计算，见附录 4A 中第 4A.2 节的公式（4A.2.1-1）～（4A.2.1-5），4、5 级渡槽也可按附录 4A 中第 4A.2 节的公式（4A.2.2-1）及（4A.2.2-2）简化计算。槽中水流为非均匀流的短槽（$L<15h_l$），应对按上式求得的槽宽和水深再按非均匀流进行水面线复核。以上求得的渡槽总

水面降落若大于渠系规划中分配给该渡槽的允许总水面降落值，则应调整槽身底坡，重新计算断面尺寸。

2 槽身首、末端底部高程及渡槽出口端下游渠道底部高程，应按渡槽通过设计流量工况进行水面衔接计算，然后按附录 4A 中第 4A.3 节的公式（4A.3-1）～（4A.3-3）确定。

3 按设计流量工况确定的渡槽各处底部高程，尚应按通过加大流量工况进行水面衔接校核，控制槽身首、末端及渡槽上、下游渠道中不存在太大的壅水、落水现象。通过加大流量时，上游渠道中水面壅高值不宜超过渠道水深的 1%～3%，且留有足够的渠道超高。

4 槽身顶部超高应满足以下要求：

1） 当槽身通过设计流量时，矩形断面顶部超高不小于槽内水深的 1/12 再加 0.05m。U 形断面顶部超高不小于槽身直径的 1/10；

2） 当槽身通过加大流量时，槽中水面与槽身顶部（对无拉杆槽身）或拉杆底面（对有拉杆槽身）的高差不小于 0.1m；

3） 渡槽平面轴线为曲线的槽身，还应计入弯道处槽内横向最大水面差 Δh，详见附录 4A 中第 4A.4 节的公式（4A.4）。

5 重要的大型渡槽应通过水工模型试验验证其过水能力、各部分水头损失、渡槽水面衔接计算成果以及消除槽内涌浪、漩涡、壅水、落水等不良水流现象措施的正确性。

4.4.3 渡槽墩（台）的冲刷计算

1 渡槽涉水墩（台）的基底最小埋置深度，应考虑因修建墩（台）压缩河道过水断面而引起的槽下一般冲刷、墩（台）周围因水流结构变化引起的局部冲刷、河床自然演变冲刷和墩（台）基底在冲刷线以下的安全埋置深度。

渡槽涉水墩（台）的基底最小埋置高程应按式（4.4.2）计算：

$$Z_d = [Z_s - (h_p + h_b + \Delta h)] - \Delta_c \qquad (4.4.2)$$

式中：Z_d—— 墩（台）基底的最小埋置高程（m）；

Z_s—— 槽址处河（渠）道设计水位（m）；

h_p—— 一般冲刷深度（m）；

h_b—— 局部冲刷深度（m）；

Δh—— 渡槽使用年限内河槽自然演变的冲刷深度（m）；

Δ_c—— 墩（台）基底在冲刷线以下的安全埋置深度（m）；

[ ]—— 中括号内的计算结果即墩（台）基底冲刷线深度（m）。

2 非粘性土河床及粘性土河床一般冲刷深度，按河槽和河滩部分分别采用附录 4A 中第 4A.5 节的公式（4A.5-1）、（4A.5-2）及公式（4A.5-4）、（4A.5-5）计算。

3 墩（台）周围局部冲刷深度，按附录 4A 中第 4A.5 节的公式（4A.5-3）和（4A.5-6）～（4A.5-7）计算。

4 当槽前无导流堤，而河滩水流较大时，河滩水流在槽台附近集中，其冲刷深度按附录 4A 中第 4A.5 节的公式（4A.5-8）计算。

5 墩（台）周围河槽自然演变的冲刷深度，应根据河道的历史冲淤变化实测资料或者类比其他相似河流的历史冲淤变化实测资料，并结合河道治理规划进行估算。

6 非岩性河床墩（台）基底设在冲刷线以下的安全埋置深度 Δ_c，可选用表 4.4.2 的数值。

表 4.4.2　　非岩性河床墩台基底埋深安全值 Δ_c　　单位：m

渡槽类别	总冲刷深度（m）				
	0	5	10	15	20
一般渡槽	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特殊大型渡槽	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0

注：① 总冲刷深度为自河床面算起的河床自然演变冲刷、一般冲刷与局部冲刷深度之和；

② 表列数字为墩台基底埋入总冲刷深度以下的最小限值，若计算流量、水位和原始断面资料无十分把握或河床演变尚不能获得准确资料时，安全值可适当加大；

③ 若槽址上、下游有已建桥梁，应调查已建桥的特大洪水冲刷情况；

④ 建在抗冲能力强的岩石上的墩（台）基础，不受上表数值限制。

7 岩性河床墩台基础的埋深：当渡槽墩台为岩石河床，且河流冲刷严重时，除应清除风化层外，尚应根据基岩强度，将基础嵌入岩层一定深度，或采用其他锚固措施使基础与岩石连成整体。岩石上槽墩基础冲刷及基底埋置深度可参考《公路桥位勘测设计规范》（JTJ062－91）附录十七所列数据表。

8 当槽台位于河槽时，其基底高程应与槽墩基底高程相同；当槽台位于河滩时，对河槽摆动的不稳定河流上，槽台的一般冲刷应不低于河槽的一般冲刷线，其基底应与槽墩相同；在稳定河流上，槽台基底高程可参照式（4A.5-8）计算结果确定。

9 槽台锥体坡面应根据水流流速、流冰、流木情况，采用不同的防护类型。铺砌防护坡脚埋置深度应考虑冲刷的影响，坡脚顶面应在一般冲刷线以下 0.25～0.50m。

4.5 结构设计

4.5.1 渡槽结构应满足强度、刚度、稳定性、耐久性和抗裂或限裂要求，严寒地区渡槽的抗冻性要求应满足《水工建筑物抗冻设计规范》（SL211-98）的规定。

4.5.2 上部输水结构（槽身）、下部支承结构（排架、槽墩、拱圈等）和基础等结构各成单元的渡槽，应根据力的传递关系和各部的具体结构形式，分别进行结构分析。组合拱式渡槽及其他上部槽身与下部支承结构联合受力的渡槽，则应按整体结构进行结构分析。

4.5.3 位于 7 度及 7 度以上地震烈度区内的渡槽，应按照《水工建筑物抗震设计规范》（SL203-97）进行抗震计算或渡槽整体动力分析，并采取安全可靠的抗震措施。位于 6 度及 6 度以下地震烈度区的渡槽可不进行抗震计算，但应采取安全可靠的抗震措施。

4.5.4 荷载计算及组合

1 荷载：作用在渡槽上的荷载分为基本荷载和特殊荷载两类，其定义和内容应符合以下各款规定。

2 基本荷载：长期或者经常作用在渡槽上的荷载，主要有下列各项：

1） **渡槽结构各部分自重；**

2） **槽中（设计、校核、满槽）水重及其静水压力；**

3） **人群（车辆）荷载；**

4） **风压力；**

5） **温度荷载；**

6） **混凝土收缩和徐变影响力；**

7） **预加应力；**

8） **土压力；**

9） **河（渠）道（设计、校核洪水）动、静水压力；**

10）**冰压力及冻胀力；**

11）**支座摩阻力；**

12）**其他出现机会较多的荷载。**

3 特殊荷载：出现机遇较少的荷载，主要有下列各项：

1） **地震荷载；**

2） **漂流物（船只）撞击力；**

3） **施工特殊荷载等其他出现机会较少的荷载。**

4 渡槽结构自重应按其几何尺寸及材料重度计算确定。

5 槽内水重应按其实际体积及水的重度计算确定。清净水的重度采用 $\gamma=9.81\text{kN/m}^3$**，浑水的重度应按照含沙量进行修正。**

6 垂直作用于渡槽槽壁的静水压力应根据荷载组合所规定的槽内水位确定。计算作用于墩台的静水压力时，应采用渡槽防洪标准所对应的河（渠）道洪水水深确定。

7 槽顶人行便桥的人群荷载取 2.5～3.5kN/m^2**，也可根据实际情况或施工机械荷载参考所在地区的桥梁设计规定确定。作用在栏杆立柱顶上的水平推力可采用** 0.75kN/m**，作用在栏杆扶手上的竖向力可采用** 1.0kN/m**。**

8 作用在渡槽上的风压力应根据当地气象台站提供的风向、风速和渡槽受风面积等计算确定。计算风压力时应考虑渡槽周围地形、地貌及渡槽结构体型、高度的影响。风压力按附录 4B **的公式（**4B.1.2-1**）、（**4B.1.2-2**）计算。**

9 温度荷载

1） **简支或双悬臂梁式渡槽槽身等静定结构因温度变化影响，槽身长度产生的伸长或缩短值** ΔL **按式（**4.5.4-1**）计算：**

$$\Delta L = a \cdot \Delta t \cdot l_t \qquad (4.5.4\text{-}1)$$

式中： a **——线膨胀系数，各种结构的线膨胀系数见附录** 4B **表** 4B.2**；**

Δt**——温度变幅值，温度上升时** $\Delta t = T_1 - T_2$**，温度下降时** $\Delta t = T_3 - T_2$**。其中** T_1**、**T_3 **为当地最高和最低月平均气温，**T_2 **为槽身浇筑或安装时的气温；**

l_t**——构件的计算长度。**

2） **拱、桁架等超静定结构在均匀的温度升高或降低作用下将在结构内产生温度应力，温度应力随温度变幅和结构刚度的增大而加大，可用结构力学等方法求得。温度变幅值** Δt **为当地最高和最低月平均气温与封拱温度的差值。封拱温度应取封拱时的当地实际温度，或者选择低于当地年平均气温的预估温度进行估算。**

3） **重要的大型渡槽，必要时尚需考虑日照、寒潮等引起的温度应力。**

10 混凝土收缩及徐变影响力

1） **属于超静定结构的槽身或下部支承结构，应考虑混凝土收缩及徐变影响力；**

2） 混凝土收缩在上述结构中引起的附加内力，可按温度降低的作用考虑，取值如下：

整体现浇混凝土拱：相当于温降 20℃（一般地区）；

相当于温降 30℃（干燥地区）；

整体浇筑钢筋混凝土拱：相当于温降 15～20℃；

分段浇筑的混凝土及钢筋混凝土拱：相当于温降 10～15℃；

装配式钢筋混凝土拱：相当于温降 5～15℃；

砌石拱圈：参考上述值选用。

对于重要的 1～2 级渡槽，混凝土收缩对拱圈内力的影响宜由试验或专门研究确定。

3） 混凝土徐变引起的应力松弛，采用对计算拱圈内力乘以影响系数的方式表达，计算温度内力时乘以 0.7，计算混凝土收缩内力时乘以 0.45。

11 土压力：渡槽墩（台）和其他挡土建筑物背面的填土压力，应根据挡土建筑物的结构型式、填土性质、挡土高度、填土内的地下水位、填土顶面坡角及超荷载等计算确定。土压力计算可参照《水工挡土墙设计规范》有关规定进行。

12 动水压力：作用在槽墩（架）上的河流（渠道）动水压力按公式（4.5.4-2）计算：

$$P_p = K_p \frac{g v_d^2}{2g} A_p \qquad (4.5.4\text{-}2)$$

式中：P_p—— 作用于一个槽墩（架）上的动力压力（kN）；

g —— 水的重度（kN/m^3）；

v_d—— 河（渠）槽水流的设计流速（m/s）；

g—— 重力加速度（m/s^2）；

A_p—— 槽墩（架）阻水面积，即河（渠）道水面以下至一般冲刷线处槽墩（架）在水流正交面上的投影面积（m^2）；

K_p——槽墩（架）形状系数，可按表 4B.3 选用。

13 冰压力与冻胀力

1） 位于有冰凌河流、渠道中的渡槽墩（台），应根据当地冰凌的具体情况及墩（台）的结构形式考虑：河流流冰产生的动冰压力、冰盖层受温度影响膨胀产生的静冰压力、冰堆整体推移产生的静冰压力和冰层因水位升降产生的竖向作用力；

2） 各种冰压力及冻胀力按 SL211-98《水工建筑物抗冰冻设计规范》中有关规定计算。

14 槽身支座产生的摩阻力按公式（4.5.4-3）计算：

$$F=f_b \cdot V \tag{4.5.4-3}$$

式中 F——支座摩阻力（kN），其方向与位移方向相反；

V——作用于活动支座的竖向反力（kN）；

F_b——支座的摩擦系数，可按表 4B.4 选用。

15 施工荷载：渡槽施工、吊装时，应考虑施工设备的重量及吊装时的动力荷载。施工设备的静重力按实际或者产品样本重力确定，其动力荷载应按施工设备及起吊构件的静重力乘以数值为 1.1（手动）或 1.3（机动）的动力系数计算。

16 地震荷载：主要为作用在渡槽上的地震惯性力、地震动水压力及地震动土压力，均按《水工建筑物抗震设计规范》（DL5073-1997）的有关规定确定。

17 漂流物或船只的撞击力：位于河流（渠道）中的渡槽墩（台）承受的漂流物或船只撞击力，按公式（4.5.4-4）估算：

$$P_d = \frac{W_d v_c}{g t_d} \tag{4.5.4-4}$$

式中：P_d——漂流物或船只的撞击力（kN）；

W_d——漂流物或船只的重力（kN），应根据实际情况或调查确定；

v_c——　水流速度（m/s）；

t_d——　撞击时间（s），如无实际资料时，可取 t_d=1.0s。

18 荷载组合：设计渡槽时应将可能同时作用的各种荷载进行最不利的基本组合和特殊组合。基本组合全部由基本荷载组成，特殊组合由基本荷载和一种或几种特殊荷载组成。重要、特殊的渡槽必要时还可考虑其他不利、可能的荷载组合。

渡槽结构设计荷载组合按表 4.5.4 **选取。**

表 4.5.4　　**荷载组合表**

荷载组合	荷载											设计状况说明
	结构重力	水重静水压力	人群荷载	风压力	温度荷载	砼收缩和徐变影响力	土压力	预应力	地震荷载	飘流物撞击力	其他	
基本组合	√	√	√	√	√	√	√	√				设计水深、有风
	√			√	√	√	√	√				空槽、有风
	√	√	√		√	√	√	√				满槽水、无风
特殊组合	√			√			√	√			√	施工、有风
	√	√		√	√	√	√	√	√			设计水深、地震、有风
	√			√	√	√	√	√		√		空槽、飘流物撞击

注：温度荷载应分别考虑温升和温降两种情况。

4.5.5 槽　身

1 应按照槽身具体结构形式选用相应的结构计算方法。梁式槽身结构计算内容主要包括：纵向和横向断面的内力、正截面强度、斜截面强度、正截面抗裂或者限裂及挠度验算。

2 梁式槽身纵向内力计算应根据支承形式、跨宽比先判断计算理论，再根据跨高比并遵守下列规定分别采用不同的计算方法及措施。

1） **矩形、箱形、梯形断面渡槽，当槽身跨宽比大于** 3～4 **时，可按平面问题求解，再根据跨高比分别采用长梁、短梁等不同的梁理论按结构力学方法计算。当槽身跨宽比小于** 3～4 **时，应按空间问题，采用弹性力学方法对槽身整体求解。对于实腹式、横墙腹拱式及上承式桁架拱等拱上槽身，沿纵向应按连续弹性支承梁进行计算。**

2） U **形断面槽身的跨宽比** $L/D>3$～4 **时属于长壳，槽身内力近似按平面问题梁理论按结构力学方法计算。纵向受力钢筋采用总拉力法计算。当跨宽比** 3～4> $L/D>0.5$～1.0 **时为中长壳，应按空间问题采用弹性力学方法的有限元法或薄壳理论折板法计算。**4～5 **级渡槽的中长壳槽身仍可采用梁理论进行近似计算。**

3） **如槽身跨高比** L/H_1 **小于或等于** 5.0**，属深受弯构件，简支深受弯构件的内力按一般简支梁计算。连续深受弯构件的内力当** $L/H_1<2.5$ **时应按弹性理论的方法计算，当** $L/H_1\geq 2.5$ **时可按一般连续梁用结构力学方法计算。**

4） **渡槽槽身各种工况的内力采用有限元法电算程序进行分析验证时，应采用经专家鉴定认可的电算程序，其成果的主要数据应与手算成果核对。**

3 按梁理论计算的槽身横向内力应采用结构力学方法求解。槽身横向最大内力并不一定在槽内为满槽水工况时出现，故横向内力分析时应至少选取槽内为满槽水及半槽水（无拉杆时）两种工况分别计算，作为配筋、

抗裂和刚度验算的依据。

4 在梁式矩形槽身侧墙纵向斜截面强度计算中，可以利用横向构造钢筋，或加密纵向水平钢筋，或增设弯起钢筋来防止斜截面受剪破坏，但不应利用横向受力钢筋兼作斜截面抗剪受力钢筋。

5 进行渡槽纵向结构计算时，如果槽身支座摩擦系数 f_b 大于 0.1～0.3，则应考虑温降条件下因支座摩阻力较大对槽身内力产生的不利影响。

6 预应力混凝土槽身应力分析宜采用平面问题与空间问题相结合的分析方法相互补充验证，分析方法应能真实体现槽身结构和预应力钢筋（丝、索、束）的作用。

7 渡槽槽身纵向的最大挠度应按槽内为满槽水工况进行验算，并应满足以下要求：

1） 当简支梁式槽身计算跨度 $l \leq 10\text{m}$ 时，跨中最大挠度不得超过 $l/400$；当 $l>10\text{m}$ 时，不得超过 $l/500$；

2） 对于双悬臂或单悬臂梁式槽身，悬臂端的允许挠度可按简支梁式槽身允许挠度的 2 倍取值；

3） 对预应力混凝土槽身，计算最大挠度值时应减去预加应力所产生的反拱值。采用高标号脆性混凝土的槽身跨中最大挠度值更小。

8 有特殊要求的特大型及大型渡槽槽身迎水面应按抗裂设计，其他部位及无特殊要求的渡槽宜按限裂设计。

9 与下部支承结构分离的槽身应验算槽内无水加大风或者地震工况时的槽身整体稳定性。其抗滑稳定安全系数 K_1 应大于 1.05，抗倾覆稳定安全系数 K_2 应大于 1.1。

4.5.6 拱　圈

1 重要的 1～2 级渡槽以及跨度大、宽跨比大于 1/20 的拱式渡槽，应按空间问题进行拱圈结构分析计算。跨度较小的 3～5 级拱式渡槽可按平面问题，分别计算纵向竖直平面内的荷载和横向风压力作用下的拱圈结构

内力。纵向竖直平面内荷载作用下的拱圈结构内力应按结构力学方法计算，横向风压力作用下的拱圈结构内力应根据拱上结构和拱圈结构的具体型式采用不同方法计算。

2 超静定拱应考虑温度变化荷载在拱圈内引起的附加内力。但跨度不大于 25m、矢跨比等于或大于 1/5、由砖石或混凝土预制块砌筑的拱圈，可不考虑温度变化对拱圈内力的影响。

3 建于软土地基上的超静定拱，应计算因其两个墩（台）之间的不均匀沉降、水平位移和转动而在拱圈内引起的附加内力。考虑到墩（台）长期位移后将引起拱的塑性变形，对其承载能力计算成果宜乘以 0.5 的折减系数。

4 求得主拱圈不利工况下的内力后，至少应对主拱圈的以下控制截面进行强度与稳定验算：

1） 无铰拱一般应验算拱顶、1/4 拱跨和拱脚三个截面，小跨径拱圈只需计算拱顶和拱脚两个截面，大跨径拱圈应加算 1/8 拱跨和 3/8 拱跨两个截面；

2） 上部支承结构为拱上排架的主拱圈，应对拱顶、拱脚截面以及拱顶和拱脚附近排架所在截面与两排架间中间截面分别进行验算；

3） 裸拱和裸拱肋在施工安装阶段验算截面的选择应根据实际情况确定。

5 砖石及混凝土主拱圈在荷载作用下多属偏心受压构件，其偏心距不应超过表 4.5.6-1 规定的容许偏心距，其强度验算可参照 JTJ022－85《公路砖石及混凝土桥涵设计规范》中受压构件正截面强度公式计算。

表 4.5.6-1　　偏心受压构件的容许偏心距 e_0

荷载组合	主要荷载		附加组合及施工荷载		地震力		槽墩承受单向推力
结构名称	中、小跨径拱圈	其他结构	中、小跨径拱圈	其他结构	中、小跨径拱圈	其他结构	
容许偏心距	≤0.6y	≤0.5y	≤0.7y	≤0.6y	≤0.8y	≤0.7y	≤0.7y

注：① 表中 y 为截面或换算截面重心至偏心方向截面边缘的距离（mm）；

② 当混凝土构件截面受拉一边设有不小于截面面积 0.05%的纵向钢筋时，表内规定值可增加 0.1y；

③ 当截面配筋率符合最小含筋率时，按钢筋混凝土截面计算，偏心距不受表中规定限制。

6 钢筋混凝土主拱圈按偏心受压构件计算时，如果拱圈长细比（即拱圈计算长度 L_a 与弯矩作用平面内截面高度 h_a 之比）属下列情况：对于矩形截面 $L_a/h_a>8$，当任意截面 $L_a/r_w>28$ 时（r_w 为任意形状截面在弯曲平面内的回转半径），需按《水工钢筋混凝土结构设计规范》(SDJ20－78)中的规定，考虑拱圈在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响，将轴向力对截面重心的偏心矩 e_0 乘以偏心距增大系数 η。如果求得的 η 值大于 3，则应加大拱圈截面尺寸。拱圈计算长度 L_a：对于三铰拱 $L_a=0.58S_a$，对于双铰拱 $L_a=0.54S_a$，对于无铰拱 $L_a=0.36S_a$，S_a 为拱轴线长度。

7 钢筋混凝土主拱圈的允许最大裂缝宽度值为：通过满槽水工况时不得超过 0.3mm，通过设计流量工况时不得超过 0.25mm。

8 下述情况应进行拱圈（肋）的纵向稳定验算：

1） 采用无支架或者吊装施工的主拱圈，应对已成或者吊装就位后的主拱圈按裸拱（肋）情况进行验算；

2） 采用无支架或早期脱架施工的大、中跨径主拱圈，拱上结构未

与拱圈共同作用时，应按拱圈承受全部拱上荷载情况进行验算；

3） 拱上结构为无纵向联系的排架，且槽身为简单搁置于排架顶部时，应按拱圈承受拱跨结构全部荷载情况进行验算。

9 主拱圈的纵向稳定验算应根据不同的长细比 L_a/h_a 采用以下方法：

1） 对于长细比 L_a/h_a 不大，且矢跨比 $f/L<1/3$ 的主拱圈，可用强度校核形式控制拱的纵向稳定。

2） 对于砖石及混凝土主拱圈，当长细比 $L_a/h_a>30$（矩形截面）或 $L_a/r_w>104$（非矩形截面）时；对于钢筋混凝土主拱圈，当长细比 $L_a/b_o>50$ 或 $L_a/i_o>174$（b_o 为矩形截面短边尺寸，i_o 为截面最小回转半径）时，拱圈的纵向稳定可按临界力控制，其验算公式为：

$$N_m \le \frac{1}{K_v} N_L \qquad (4.5.6\text{-}1)$$

$$N_L = H_L / \cos j_m \qquad (4.5.6\text{-}2)$$

$$H_L = k_L \frac{EI_X}{L^2} \qquad (4.5.6\text{-}3)$$

式中：N_m—— 计算荷载作用下的平均轴向压力（kN），$N_m = H_m / \cos j_m$，其中 H_m 为计算荷载作用下拱脚水平推力，j_m 为半拱的弦与水平线的夹角，$\cos j_m = 1 \Big/ \sqrt{1+4\left(\frac{f}{L}\right)^2}$；

K_v—— 纵向稳定安全系数，可采用 4～5；

N_L—— 拱圈丧失纵向稳定时的临界平均轴向压力（kN）；

H_L—— 临界水平推力（kN）；

E—— 拱圈材料的弹性模量（kN/m^2）；

I_x—— 主拱截面对水平主轴的惯性矩（m^4）；

L—— 拱的计算跨度（m）；

k_L——临界推力系数，等截面悬链线拱在均布荷载作用下的 k_L 值可参考表 4.5.6-2 确定。

表 4.5.6-2　　截面悬链线拱临界推力系数 k_L 值表

支承条件 \ f/L	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
无铰拱	74.2	63.5	51.0	33.7	25.0
双铰拱	36.0	28.5	19.0	12.9	8.5

对于变截面拱圈，可近似采用 1/4 拱跨处截面惯性矩计算临界水平推力。

10 当主拱圈宽跨比小于 1/20 或采用无支架施工时，应按附录 4C 的公式验算拱圈的横向稳定性。

4.5.7 下部支承结构

1 排架的强度计算，应按表 4.5.4 所规定的荷载组合，分别按横槽向及顺槽向采用结构力学方法进行。

1） 横槽向：按下端为固接或铰接的平面刚架计算内力，排架两立柱应按迎风面与背风面内力计算成果中的大者对称配置受力钢筋。

2） 顺槽向：单排架应简化为下端为固接或铰接、顶端为铰的立柱并考虑纵向弯曲影响进行强度验算。如立柱顶端受到的槽身约束作用很小或不可靠，则应按自由端考虑。采用预制吊装而邻跨槽身尚未吊装的排架应按仅承受单侧槽身荷载的情况进行内力计算。双排架可以简化为平面刚架进行强度验算，A 字形排架也可简化为两个横槽向单排架（A 字形架在顺槽向）或单 A 字形排架（A 字形架在横槽向）进行计算。

3） 采用预制吊装方式施工的排架，应根据吊装方法和吊点位置验算排架立柱起吊时的内力，排架重力应乘以 1.1～1.3 的动力荷载系数。

2 槽墩的强度计算，应按容许应力法至少验算墩身下述各个水平断面上的正应力和剪应力。对于梁式渡槽及拱式渡槽中两侧拱跨相等、结构对称的重力式槽墩，需验算墩身与墩帽结合面、墩身校核洪水位和漂浮物（船只）撞击力作用点的上下断面、墩身尺寸或形状发生改变断面、以及墩身与基础的结合面。对于两侧拱跨不等的不对称墩，应验算小跨拱脚下缘、大跨拱脚上缘与下缘、墩身与基础结合面以及墩面变坡位置等水平截面。桁架式加强墩除应验算墩帽与墩身结合面的应力外，还应根据结构内力计算结果对墩柱的不利截面进行应力验算。

3 槽墩强度纵向验算，主要考虑施工过程中槽墩两侧荷载不对称作用的情况。对于拱式渡槽的不对称墩，应考虑运用时期以主拱圈承受最大竖向荷载并考虑温升作用的情况。对于加强墩应考虑任一侧拱跨结构已崩塌时，另一侧为空槽加温升的情况。

4 槽台结构计算

1） 槽台的强度和稳定验算，需根据槽台的结构型式、不同工况下的工作条件以及地基条件等选用合适的土压力公式计算土压力荷载。其他荷载可根据工程布置和运用条件计算确定。

2） 各种挡土的槽台应按挡土墙理论进行台身各水平断面的正应力、剪应力强度验算，沿基底面的整体抗滑、抗倾覆稳定性验算和地基承载力验算。当 U 型槽台两侧墙长度不小于同一水平截面前墙全长的 0.4 倍时，可按整体 U 形截面验算任一水平截面的应力。

3） 轻型槽台在任何荷载组合作用下均不应产生沿基底面的滑动，但允许绕基底面垂直渡槽水流方向的重心轴产生向岸坡方向较小的转动。

5 下部支承结构顶部的支座部位应进行局部承压应力验算，并采取相应措施。

4.6 地基与基础

4.6.1 基础类型的选择及设计要求

1 渡槽常用基础分为浅基础和深基础两大类。基础类型的选择应结合上部结构型式并根据槽址处的工程地质、水文气象、建筑材料、施工等条件拟定地基承载力、基础埋置深度和支承结构构造后经方案比较后合理选用。

2 渡槽地基基础的设计应保证具有足够的强度、稳定性及耐久性。寒冷地区渡槽基础设计尚应遵守《水工建筑物抗冰冻设计规范》(SL211－98)的规定。

4.6.2 地基承载力

渡槽的地基容许承载力应根据地质勘察、野外荷载试验、理论计算、邻近渡槽或桥涵调查类比等方法的初步成果综合分析确定。对于地质情况和结构复杂的大、中型渡槽，地基容许承载力宜经原位测试确定。

4.6.3 浅基础

1 浅基础的埋置深度应结合基础型式和底面尺寸，根据地基反力、地基容许承载力、地下水位、耕作要求、冻土深度以及墩（台）冲刷情况等综合确定。

2 实体墩和空心墩的浅基础一般采用圬工刚性基础。基础顶面比槽墩外边缘伸出的尺寸依施工条件确定并不小于 200～250mm，基础底面面积由地基反力小于或者等于地基容许承载力的原则决定。台阶式刚性基础深度由其圬工材料的刚性角决定，且采用台阶形式向下扩大。各级台阶的刚性角应符合式（4.6.3-1）要求。

$$q = tg^{-1}\frac{C_i}{H_i} \le [q] \quad (4.6.3\text{-}1)$$

式中：θ——刚性角（见图 4.6.3）；

C_i——基础第 i 阶的悬臂长度（m）；

H_i——基础第 i 阶的高度（m）；

$[\theta]$——刚性角允许值。对于砌片石、块石、粗料石的圬工基础，当用 M5 以上水泥砂浆砌筑时，$[\theta]=35°$；用低于 M5 的水泥砂浆砌筑时，$[\theta]=30°$。对于混凝土基础，$[\theta]=40°$。

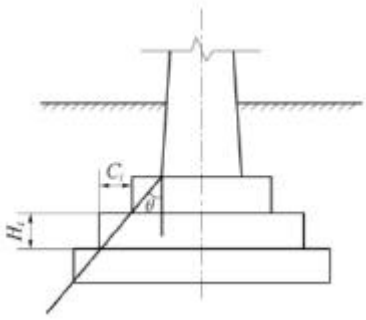


图 4.6.3　刚性基础

刚性基础如满足式（4.6.3-1）要求，一般可不做弯曲和剪切验算。

3 柔性基础多与排架结构配套使用。整体板式基础的底面积应能满足地基容许承载力要求，基础板的最小厚度由基础材料的抗冲切强度确定，可按（SDJ20－78）规范的规定进行计算。当地基容许承载力较低、基础板面积较大时，宜采用在基础板上增加纵横向加强梁的整体筏板式钢筋混凝土基础。

4 渡槽浅基础的基底应力应按横槽向和顺槽向分别进行验算。

1） 横槽向验算的不利荷载组合为：①满槽水、河（渠）道最低水位加横向风压力；②槽中无水、河（渠）道高水位加横向风压力；

2） 顺槽向一般只验算施工情况，例如一跨槽身已吊装而相邻跨未吊装、吊装设备置于已吊装的槽身上进行另一跨槽身起吊等情况。对于拱式渡槽的不对称墩、单向推力墩和槽台、相邻跨施工荷载不平衡的中拱墩等，顺槽向应进行详细的基底压应力验算。

5 建于非岩石地基上的浅基础底面不容许出现拉应力。验算基底压应力（即地基反力）时假定应力沿基底呈直线分布，不考虑基础侧面地基的

弹性抗力作用，按材料力学偏心受压公式计算，基础底面边缘的最大压应力应小于地基的容许承载力。

6 建于基岩上的浅基础底面应力仍按偏心受压公式计算。当基底应力的合力偏心距 e_0 超出核心半径 r 时（ $r=\frac{W}{A_f}$,其中 W 为相应于最大应力 s_{max} 基底边缘的截面抵抗矩，A_f 为基础底面积），应按受压区范围计算基底最大压应力。

7 浅基础基底应力的合力偏心矩 e_0 应符合表 4.6.3-1 规定。

表 4.6.3-1 基础基底应力合力偏心矩 e_0 的限制范围

荷载情况	地质条件	合力偏心矩
满槽水、无风	非岩石地基	槽墩（架）$e_0 \leq 0.1\,r$ 槽台 $e_0 \leq 0.75\,r$
（1）设计水深、有风	非岩石地基	$e_0 \leq r$
	石质较差的岩石地基	$e_0 \leq 1.2\,r$
（2）空槽、有风	坚密岩石地基	$e_0 \leq 1.5\,r$

注：① 对于非岩石地基上的拱式渡槽墩台基础，在满槽水、无风条件下，基底面的合力作用点应尽量保持在基底中线附近；

② 建筑在较好的岩石地基上的单向推力墩，当满足强度条件 $s_{max} \leq [s]$ 和稳定（抗倾覆）要求时，合力偏心矩不受限制。

8 浅基础底面下有软土层时，软土层顶面所受的压应力不应超过该土层顶面土的容许承载力。

9 在下列情况下应计算基础的沉降量：

1） 建于非岩石地基上外部为超静定结构的渡槽基础；

2） 当相邻墩台基础下面地基土显著不同而必须考虑其沉降差时；

3） 湿陷性黄土、软土上的基础；

4） 跨越公路或铁路，槽下净空需预先考虑基础沉降的基础。

对于 4、5 级跨径不大、一般地质情况的渡槽，可不进行基础沉降计算。

10 墩（架、台）基础沉降应采用单向分层综合法，只计算通过设计流量基本荷载组合时的最终沉降量。地基压缩层的计算深度一般按 2 倍基础短边长度考虑，荷载特别巨大和该深度下有软土层时应加大计算深度。

11 渡槽墩（台）浅基础的沉降值应符合以下规定：

1） 墩台均匀总沉降值（不包括施工期已发生的沉降）不超过 $20\sqrt{l}$（mm），其中 l 为相邻墩台间最小跨径长度，以 m 计，跨径小于 25m 的仍以 25m 计算；

2） 相邻墩台均匀总沉降差值（不包括施工期已发生的沉降）不超过 $10\sqrt{l}$（mm）。

12 浅基础应与渡槽墩（台）一起进行抗滑稳定验算和抗倾覆稳定验算。

1） 抗滑稳定安全系数 K_c 按下式计算：

$$K_c = \frac{f_e \sum N}{\sum P} \geq [K_c] \qquad (4.6.3\text{-}2)$$

式中：ΣN——作用于基础底面所有铅直力的总和（kN）；

ΣP—— 作用于基础底面所有水平力的总和（kN）；

f_e—— 基础底面与地基土之间的摩擦系数，当缺少实测资料时可参照表 4.6.3-2 采用；

$[K_c]$—— 抗滑稳定安全系数允许值，按表 4.6.3-3 规定采用。

表 4.6.3-2　　摩擦系数 f_e 值表

土的分类名称		f_e
粘性土	软　塑	0.25
	硬　塑	0.3
	半坚硬	0.3～0.4
亚粘土、轻亚粘土		0.3～0.4
砂类土		0.4
碎、卵石类土		0.5
软质岩石		0.3～0.5
硬质岩石		0.6～0.7

表 4.6.3-3　　抗倾覆和抗滑动稳定安全系数允许值表

荷载组合	稳定安全系数类别	渡槽级别	
		1，2，3	4，5
空槽、有风	$[K_0]$	1.5	1.4
	$[K_c]$	1.3	1.2
施工、有风	$[K_0]$、$[K_c]$	1.2	1.1
空槽、飘浮物撞击	$[K_0]$、$[K_c]$	1.3	1.2

利用式（4.6.3-2）验算时，应选择对于渡槽抗滑稳定不利的荷载组合，如槽中无水并承受水平风压力等情况。

2）　抗倾覆稳定安全系数 K_0 按下式计算：

$$K_0 = \frac{S_a \cdot \sum N}{\sum M} \geq [K_0] \qquad (4.6.3\text{-}3)$$

式中：S_a——承受最大压应力的基底边缘到基底面重心轴的距离（m）；

ΣN——　基底面承受的铅直力总和（kN）；

ΣM——所有铅直力及水平力对基底面重心轴的力矩总和（kN·m），此时重心轴的方向与矩形基底面的短边平行；

$[K_0]$——抗倾覆稳定安全系数的允许值，按表 4.6.3-3 规定采用。

4.6.4 桩基础

1 当渡槽荷载较大、地基软弱且软弱层较厚、地基承载力不足或沉降量过大时，宜采用钻（挖）孔灌注桩基础。包括依靠桩壁周围土壤摩擦持力的摩擦桩和主要依靠桩底支撑于基岩或坚硬持力层上的端承桩两类。桩型选择的最主要因素是工程地质和水文地质条件、当地材料供应、施工机具与技术水平状况。

2 渡槽常用低桩承台，承台底面标高应符合下列要求：

1） **承台底面在冻胀土中时其埋置深度应位于冻结线以下不小于** 0.25m **处；**

2）**承台底面在水中时，其标高应在最低冰层底面以下不小于** 0.25m**；**

3） **当有强大的流冰、流筏或其他漂浮物时，承台底面标高应确保基桩不受直接撞击损伤。**

3 在同一桩基中，不宜同时采用摩擦桩和端承桩，不宜采用直径不同、材料不同和桩基深度相差过大的桩。

4 用于淤泥及可能发生流砂土层中或 1～2 **级渡槽的桩基础，施工前应先做试桩并进行荷载试验。用于湿陷性黄土和膨胀土中的桩，应考虑湿陷和膨胀作用的不良影响。**

5 钻孔灌注桩设计直径（即钻头直径）不宜小于 80cm**，挖孔桩直径或最小边宽度不宜小于** 120cm**。**

6 钻（挖）孔桩身混凝土强度标号应不低于 R150**，水下混凝土强度标号不应低于** R200**。应按桩身内力大小分段配筋，当内力计算表明不需要配筋时，应在桩顶** 3～5m **内设构造钢筋。桩内钢筋的主筋直径不宜小于** 14mm**，每根桩的主筋不宜少于** 8 **根，其净距不得小于** 8cm**，保护层厚度**

不宜小于 5cm，箍筋直径不小于 8mm，间距 20～40cm，每隔 200～250cm 设置直径为 14～18mm 的加劲箍一道。

7 桩的布置和间距

1） 桩群的布置可采用对称形、梅花形或环形。

2） 钻（挖）孔摩擦桩中距不得小于成孔直径的 2.5 倍，端承桩中距不得小于实际桩径的 2.0 倍。

3） 边桩外侧与承台边缘的距离：对于直径（或边长）小于等于 1m 的桩，不得小于 0.5 倍桩径（或边长）并不小于 25cm；对于直径大于 1m 的桩，不得小于 0.3 倍桩径并不小于 50cm。但桩柱外侧与盖梁边缘的距离不受此限。

8 摩擦桩入土深度不得小于 4m。如有冲刷时，桩入土深度应自一般冲刷线起算。

9 承台的构造

1） 承台的厚度不宜小于 1.5m，混凝土强度标号不低于 R150。

2） 承台在桩身混凝土顶端平面内须设一层钢筋网，在每 1m 宽度内的钢筋量 12cm^2～15cm^2，钢筋直径 14～18mm。当基桩桩顶主筋伸入承台连接时，此项钢筋须通过桩顶不得截断。当桩顶直接埋入承台连接，桩顶作用于承台的压应力超过承台混凝土容许应力时，应在桩顶面上增设 1～2 层钢筋网。

3） 对于实体墩台的承台，当边桩桩顶位于墩台身底面以外时，应验算承台襟边的强度。

4） 对于空心墩台、桩式墩台的承台，应验算承台强度并设必要的钢筋。

10 横系梁构造

当采用横系梁加强桩（柱）之间的整体性时，横系梁的高度可取为 0.8～1.0 倍桩（柱）的直径，宽度可取为 0.6～1.0 倍桩（柱）的直径。混凝土

强度标号不低于 R150。

11 桩与承台、盖梁或横系梁的连接

1） 当用桩顶主筋伸入承台或盖梁连接时，桩身嵌入承台内的深度可采用 15～20cm，但桩身可不嵌入盖梁。

2）桩顶直接埋入承台连接时，当桩径（或边长）小于 0.6m 时，埋入长度应不小于 2 倍桩径（或边长）；当桩径（或边长）为 0.6～1.2m 时，埋入长度应不小于 1.2m；当桩径（或边长）大于 1.2m 时，埋入长度不应小于桩径（或边长）。

3）横系梁的主钢筋应伸入桩内并与桩内主筋连接，钢筋数量按横系梁截面面积的 0.10%设置。

12 钻（挖）孔桩的计算按以下规定进行：

1） 承台底面以上的竖直荷载假定全部由基桩承受；

2） 槽台土压力可按填土前的原地面起算。当基桩上部位于内摩擦角小于 20°的软土中时，应验算桩因该层土施加于基桩的水平力所产生的挠曲；

3） 一般情况下，桩基不需进行抗倾覆和抗滑动验算，但在特殊情况下，应验算桩基向前移动或被剪断的可能性；

4） 在软土层较厚、持力层较好的地基和湿陷性黄土地基中，桩基计算应考虑渡槽进出口两端填土荷载或地下水位下降和湿陷所引起的负摩阻力影响。

5） 桩身内力计算应采用 *m* 法，也可采用其他有可靠根据的方法计算。

13 必须严格按照规范及施工规程的要求进行钻孔灌注桩施工。

4.6.5 沉井基础

1 当河床冲刷严重、渡槽基础埋置深度底部存在可靠持力层、河床工程地质及施工条件许可，经方案比较后可采用沉井基础。但河床覆盖层内

有较多巨大漂石、树根等难以清除的障碍物或井底岩层表面倾斜度过大的地基上不宜采用沉井基础。

2 沉井的平面形状宜采用圆形或圆端形，其尺寸应根据墩（台）身底面尺寸、地基土的承载力及施工要求确定，力求结构简单对称、受力合理、施工方便。

3 沉井每节的高度应视沉井的总高度、地基土质和施工条件确定，不宜大于 5m。沉井的竖向外壁可做成垂直面、斜面（坡度 1/20、1/50）或与斜面坡度相当的台阶形，但井孔内壁不应为台阶形。

4 沉井井壁厚度应根据结构强度、施工下沉时为克服井壁与土体间的摩阻力所需要的重力、便于挖土出土和清基等因素确定，宜为 80～150cm。钢筋混凝土薄壁沉井及钢模薄壁浮运沉井的壁厚可不受此限制。

5 沉井井内填料可采用贫级配混凝土、片石混凝土或填砌片石，无冰冻地区还可采用粗砂或砾石填料，当作用在墩（台）上的外力不大时，宜采用空心沉井，但砂砾填心沉井和空心沉井的顶面应设置钢筋混凝土盖板支承墩（台）荷载。

6 沉井封底混凝土厚度由计算确定，其顶面应高出刃脚根部（即刃脚斜面的顶点）至少 50cm。

7 沉井各部混凝土的强度标号：

1） 沉井底节和封底为 R200 混凝土（适用于下沉深度小的松软土层）或钢筋混凝土（最小含钢率为 0.1%）；

2） 井身混凝土不低于 R150；

3） 井内填料混凝土为 R150。

4.7 观测及运行管理

4.7.1 渡槽的观测及运行管理的内容是监视整个渡槽各部位运用期在荷载和各种因素作用下的工作状态和变化情况，据以对渡槽质量和安全程度作

出正确判断和评价，总结改善运用方式，确保渡槽安全，积累验证设计与科研的必要资料。

4.7.2 渡槽观测内容

1 渡槽观测项目的设计应根据其级别、规模、结构型式、地质条件和运用要求等因素确定。主要有水文及水流观测、变形观测、渗流观测、应力观测及温度观测。

2 水文及水流观测。除一般性的气温、降水、蒸发、风力风向及水流泥沙等水文要素观测外，还包括渡槽在各种工况下的水位、流量观测和水流形态观测。水流形态观测则包括：水流平面形态、水面线及进出口水面衔接观测。其中水流平面形态观测主要是观测水流流向、漩涡、回流、滚波和折冲水流等。

3 变形观测。包括渡槽水平位移、铅直位移、挠度、裂缝、伸缩缝和上下游冲刷淤积变化等项观测。

水平位移和铅直位（含沉降和不均匀沉降）观测是渡槽最基本的变位观测项目。其标点的布置主要根据渡槽的重要性、规模、运用要求、地质情况以及强度、稳定的控制部位而定，以全面掌握渡槽的变形状态和过程为原则。水平和铅直位移常配合进行。

裂缝是渡槽普遍存在的现象。其观测包括裂缝的分布、位置、形状、长度、宽度及深度。根据情况，可选择有代表性裂缝，也可选择重要裂缝区或全部裂缝进行观测。应同时观测气温、水温、混凝土温度及荷载情况，有利于全面分析裂缝产生原因。

伸缩缝观测应了解止水可靠程度、有无损坏及开合情况，掌握其变化规律。

挠度观测直接表现出变形值及应力分布分布状况。

4 渗流观测。包括槽身及伸缩缝渗漏观测、槽身与两岸连接处接缝漏水以及进出口底部和两侧的渗漏观测。

5 应力观测。包括槽身、支承结构（排架、主拱圈等）应力及墩台后填土压力观测。应根据对渡槽强度、稳定控制的要求，选择有代表性的控制点设置观测仪器或设备进行观测。

6 温度观测。应密切配合变形观测及应力观测需要合理布置，掌握混凝土由于气温、水温、太阳辐射等因素形成的温度分布和变化情况。

7 观测资料的整理和分析。对观测取得的数据应进行科学的整理分析，找出变化规律及其与影响因素间的关系，并与设计和试验值比较，以判断渡槽的运行是否在允许范围内变化，以保证渡槽的安全。

4.7.3 渡槽的养护与管理

1 渡槽养护工作的目的是：保持渡槽的清洁完整，防止和减少因自然和人为因素的破坏，保持其设计功能和完好的工作状态，延长使用年限，充分发挥效益。

2 渡槽养护与管理工作的主要内容是组织实施各项观测并对观测中发现的问题隐患随时进行针对性地维修或者及时上报请求处理。如裂缝处理，渗水处理，伸缩缝处理，进、出口及两岸连接处的渗漏、滑坡及隐患处理，护坡及砌石破坏修理，冻害的防护与维修，预防超出允许变形的前期处理等。

5 倒虹吸管

5.1 一般规定

5.1.1 渠道跨越山谷、河流、渠沟、洼地、道路时，如允许较大的水头损失且与其它跨越或绕道型式的建筑物进行技术经济比较后，可选用倒虹吸管。

5.1.2 倒虹吸管的总体布置方案、管道材料和管径，应经过技术经济比较或工程类比确定。

5.1.3 倒虹吸管的设计除应符合本规范要求外，还应符合国家现行钢结构设计规范等和相关管道标准的规定。当使用按多项安全系数法编制的规范时，应将其各种系数、数值或者公式换算为适合于按单一安全系数法编制的本规范使用的值或形式。

5.2 布置

5.2.1 管线选择

1 倒虹吸管轴线在平面上的投影宜为直线，并宜与河流、渠沟、道路中心线正交。倒虹吸管宜设在两岸坡度较缓、沟底地形较平坦处，应避免通过可能产生滑坡、崩塌及其它地质条件不良的地段。

2 倒虹吸管可根据地形、地质条件和跨越河流、渠沟、道路等具体情况，选用地埋式（含露天式）或桥式布置。地埋式倒虹吸管应至少埋入地面以下 0.5～0.8m，寒冷地区和严寒地区应埋入冻土深度以下 0.5m，穿越渠沟、道路时应埋入渠沟底面或道路路面以下 1.0m，穿越河流时应埋入设计洪水冲刷线以下 0.5m。桥式倒虹吸管的桥下净空应满足行洪和可能的通航要求，桥面还应满足交通和施工要求。

3 地形较缓时倒虹吸管可随地面敷设，当出现反坡时在管道凸起的最高点上应设排气孔。岸坡较陡、风化层较厚或与道路、渠沟交叉高差较小

的倒虹进、出口宜采用竖井式。

5.2.2 管道选型

1 倒虹吸管横断面宜优先采用受力条件和水力条件较好的圆形断面。大流量、低水头或有特殊要求的也可采用矩形或其他合适的断面。

2 倒虹吸管应根据流量、水头、建筑材料及施工等条件，分别选用混凝土管、钢筋混凝土管、预应力混凝土管、预应力钢筒混凝土管、玻璃钢管或钢管，高差较大或管道较长的倒虹宜分段采用不同管材。各种材料管道的适用范围应根据 HD 值（H 为最大工作水头、D 为管径）参照附录 5A 选择。

3 倒虹吸管设计流量较小时应采用单管，设计流量较大时应经过技术经济比较采用双管或多管。有输沙、检修或安全要求的宜取双管或多管。

4 跨越河流或深谷的管道段宜选用桥式布置，即在深槽部位建桥敷设管道。适应防洪通航要求并减小管道承压水头，管长和管道水头损失。

5.2.3 进、出口段布置

1 倒虹吸管进、出口段应尽可能布置在挖方地段上，进口前、出口后应设渐变段与渠道平顺联接。进口渐变段长度取上游渠道设计水深的 3～5 倍，出口渐变段长度取下游渠道设计水深的 4～6 倍。

2 进口渐变段之后应设置拦污栅和闸门。采取双管或多管布置的倒虹应设置节制闸门确保任一管道能单独运行。1～3 级倒虹吸管应设泄水闸或溢流堰。

3 进口渐变段和进水口之间，根据需要可设立联接段或前池，整理进口水流并保证通过不同流量时管道进口均处于淹没状态。根据渠道来水含沙量和渠道系统的功能设计，确定是否结合设置沉沙池和冲沙闸。沉沙池的尺寸估算参见附录 5D。

4 应视进水口与管身的联接形式确定工作闸门后是否设置通气孔。当为深式进水口或竖井式进水口宜设置通气孔，进水口与管身为斜坡式联接

且水深较小时可不设通气孔。

5 进出水口的型式应满足管道通过不同流量时，渠道水位与管道进出口处水位的良好衔接，水流平顺，水头损失小。

6 出口段应设闸门控制进口水位。根据需要可设消力池或不设消力池而代之以接长的渐变段。初步估算时可取池长 L≥（5～6）h（h 为渠道设计水深，单位为 m），池深 T（m）≥(0.5D+δ+0.2m)（D 为管内径或管高，δ为管壁厚度，单位均为 m）。

7 1～3 级或者水深较大的倒虹吸管进出口段应为封闭式或在四周设置安全围栏。

5.2.4 镇墩布置

1 镇墩应设置在倒虹吸管轴线方向变化处、地面式管段与架空式管段连接处、分段式钢管每两个伸缩接头之间。相邻两镇墩之间根据结构需要宜加设支墩，陡坡管段或平缓管段较长时应加设中间镇墩。

2 镇墩分为封闭式和开敞式两类。开敞式镇墩宜用于固定钢管等薄壁管，封闭式镇墩应用广泛并适用于 1～3 级和重要的倒虹吸管，封闭式镇墩与管道间可采用刚性或柔性连接。镇墩的轮廓尺寸应达到仅依靠自身重力就能确保在荷载作用下的本身稳定性并满足构造和地基应力要求，具体应通过计算稳定、强度、墩底应力计算确定。

3 较长管道适当位置的镇墩上，应结合布设进人清淤检修孔及泄空冲沙闸阀等设施。

4 镇墩底面形状应由抗滑稳定需要决定，宜为水平状、锯齿状或者倾斜的阶梯状。镇墩体形应有利于基础应力均匀分布。

5 镇墩宜设置在岩基上。置于土基或强风化岩基上的镇墩，除应满足承载能力、稳定性及地基应力等要求外，还应考虑其基础沉陷对管身内力的影响。

5.3 水力设计

5.3.1 基本资料和内容

1 基本资料

所需基本资料包括：上、下游渠道的断面形状及尺寸、设计和加大流量、各级流量对应的水深和水位、允许的水头损失、上游渠道进口底部高程、倒虹吸管的走向、总体布置和水平长度等。

2 水力设计的内容包括：

1） 确定管道的孔数和过水断面尺寸；

2） 确定进、出口段的布置形式、尺寸和各部位高程；

3） 计算水头损失，校核管道过水能力以及计算上、下游水面衔接。

5.3.2 管内流速选择

倒虹吸管的管内流速应根据允许的水头损失值和管内不淤的允许流速值选取。管内平均流速宜为 1.5 m/s～2.5m/s。管内最小流速按通过最小流量时的管内流速应大于压力管挟沙流速的原则确定（计算公式见附录 5B）。

5.3.3 水头损失计算

1 倒虹吸管上、下游渠道起迄断面间的水头损失包括进口渐变段的水头损失、倒虹吸管的水头损失和出口扩散渐变段的水头损失三部分。

2 进口渐变段的水头损失与出口渐变段的水头损失均与始、末断面的流速、各部布置和联接形式有关，其计算方法见附录 5B。

3 倒虹吸管的水头损失包括沿程损失与局部损失两大类，按《水利水电工程进水口设计规范》（SL285-2003）附录 B.1 和本规范附录 5B 有关公式进行计算。

5.3.4 过流能力计算

倒虹吸管的过流能力按附录 5B 公式（5B-3-1）进行计算。

5.3.5 水面衔接和出口底部高程计算

1 倒虹吸管上、下游水面总落差按公式（5.3.5-1）计算：

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2 - \Delta Z_3 \qquad (5.3.5\text{-}1)$$

式中： ΔZ_1 **—进口渐变段始末断面间的水面落差（m）；**

ΔZ_2 **—进口渐变段末端至管道出口断面之间的水面落差（m）；**

ΔZ_3 **—管道出口断面至出口渐变段末端断面间的水面恢复值（m）。**

各水面落差值按附录 5B 有关公式进行计算。

2 出口渐变段末端（下游渠道起始）断面的底部高程按公式（5.3.5-2）确定：

$$H_d = H_u + h_u - h_d - \Delta Z \qquad (5.3.5\text{-}2)$$

式中： H_d **—下游渠道起始断面底部高程（m）；**

H_u **—上游渠道末端断面底部高程（m）；**

h_u **—上游渠道设计水深（m）；**

h_d **—下游渠道设计水深（m）；**

ΔZ **—上、下游水面总落差值（m）。**

3 按照设计流量初步确定管径、孔数和渠道进、出口底部高程以后，尚应验算以下两种工况的上、下游水面衔接，并提出改善措施。

1） **通过小流量时，管道进、出口是否仍为淹没流；**

2） **校核通过加大流量时，管道进、出口渠道水位高程、渠堤顶部高程是否满足安全运行要求。如出口出现远驱水跃，则应加设消力池。**

4 对于 1、2 级倒虹吸管和其他有特殊要求的倒虹吸管宜进行水工模型试验，检验和优化设计成果。

5.4 结构设计

5.4.1 计算条件和内容

1 计算条件：

结构设计应根据倒虹吸管的布置、运用条件、水力设计和地基条件，

合理确定结构型式、尺寸和地基处理措施，应使其各个部位均满足强度、稳定、地基变形、抗裂、抗渗以及抗冻等方面的要求。

2 结构设计应包括下列内容：

1） 结构型式及其主要尺寸的确定；

2） 荷载计算及荷载组合；

3） 稳定计算；

4） 强度计算及抗裂验算；

5） 细部结构设计。

5.4.2 荷载和荷载组合

1 作用在倒虹吸管上荷载，分为基本荷载和特殊荷载两大类。

1） **基本荷载**

自重（含管道隔温层的自重及设备自重）；

满管水重；

设计内水压力；

外水压力（含浮托力）；

管道弯曲段水流的离心力；

土压力（含垂直、水平）；

地面荷载（含活荷载、汽车荷载）；

支座反力（地基反力）；

温度荷载；

雪荷载；

风荷载。

2） **特殊荷载**

校核内水压力（含试验内水压力）；

施工荷载；

地震力。

2 荷载组合

荷载组合分为基本组合和特殊组合两大类。

基本组合：由基本荷载组成。

特殊组合：由基本荷载和一种或几种特殊荷载组成。

根据各种荷载实际同时出现可能性，按表 5.4.2-1～5.4.2-2 **选择最不利组合进行计算。**

必要时，还应考虑其它可能的不利荷载组合。

表 5.4.2-1 **管身计算的荷载组合表**

管道类型	荷载组合	基本荷载											特殊荷载			备注
		自重	满管水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	地面荷载	支座反力	温度荷载	风荷载	雪荷载	校核内水压力	施工荷载	地震力	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
露天管	基本组合	√	√	√	—	√	—	—	√	√	√	—	—	—	—	正常运用
	特殊组合（I）	√	√	—	—	√	—	—	√	√	—	—	√	—	—	
	特殊组合（II）	√	√	√	—	√	—	—	√	√	—	—	—	—	√	地震
埋管	基本组合（I）	√	√	√	—	√	√	√	√	√	—	√	—	—	—	正常运用
	基本组合（II）	√	—	—	√	—	√	√	√	√	—	√	—	—	—	空管
	特殊组合（I）	√	√	—	—	√	√	√	√	√	—	√	√	—	—	
	特殊组合（II）	√	—	—	—	—	√	√	√	√	—	—	—	√	—	施工
	特殊组合（III）	√	√	√	—	√	√	√	√	√	—	—	—	—	√	地震

表 5.4.2-2　　镇墩计算的荷载组合表

管道类型	荷载组合	基本荷载									特殊荷载		备注
		自重	水重	设计内水压力	外水压力	水流离心力	土压力	地面荷载	不均匀沉降力	温度荷载	雪荷载	校核内水压力	地震力	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
露天管	基本组合	√	√	√	—	√	—	—	√	√	—	—	—	正常
	特殊组合（Ⅰ）	√	√	—	—	√	—	—	√	√	—	√	—	
	特殊组合（Ⅱ）	√	√	√	—	√	—	—	√	√	—	—	√	地震
埋管	基本组合	√	√	√	—	√	√	√	√	—	√	—	—	正常
	特殊组合（Ⅰ）	√	√	—	—	√	√	√	√	—	—	√	—	
	特殊组合（Ⅱ）	√	√	√	—	√	√	√	√	—	—	—	√	地震

3 地震力为特殊荷载，7 度以上地震区的倒虹吸管设计时，应按《水工建筑物抗震设计规范》（SL203—97）的要求进行设计。

5.4.3 管道较长、水头较大的倒虹吸管，应按不同水头分段采用不同材料的管道，应与之对应分段计算荷载。

5.4.4 混凝土和钢筋混凝土圆管

1 管壁厚度

混凝土和钢筋混凝土圆管的管壁厚度，应根据建筑物级别、荷载组合、管径大小、抗裂等安全方面要求并结合施工要求确定。

在进行管道结构设计时，可按下式初拟管壁厚度。

$$d = \frac{K_f P_i r_i}{R_f - K_f P_i} \qquad (5.4.3\text{-}1)$$

当水头较低时（$h \le 15m$**）**

$$d \ge (0.1 \sim 0.125)Di \qquad (5.4.3\text{-}2)$$

式中：δ —管壁厚度（mm**）；**

P_i**—设计内水压力（**N/mm^2**）；**

r_i**—管道内半径（**mm**）；**

R_f**—混凝土抗裂强度（**N/mm^2**），按《水工钢筋混凝土结构设计规范》（**SDJ20-78**）的规定采用；**

K_f**—混凝土抗裂安全系数，按（**SDJ20-78**）的规定采用；**

Di**—管道内径（**mm**）。**

弯管计入曲率影响时，宜加厚 20mm—50mm**。**

2 管身内力计算

1） **钢筋混凝土圆管管身内力计算是弹性理论空间问题，计算复杂适用于特殊重要管道。常规管道宜简化为纵、横向两个平面问题分别计算，即采用结构力学方法横向按封闭的圆环形结构计算，纵向按截面为圆环形的梁计算。**

2） **横向内力计算**

通常取 1m **管长作为计算单元，按管壁厚度** d **和平均半径** r_c **的比值** d/r_c

先判别属于薄壁管还是厚壁管，然后进行内力计算。

$\frac{d}{r_c} \leq \frac{1}{8}$ 薄壁管

$\frac{d}{r_c} > \frac{1}{8}$ 厚壁管

薄壁管内力计算：按一个三次静定的圆环形结构计算，当作用在管道上的荷载及其相应的管座反力确定后，即可按结构力学的弹性中心法求解内力。宜分别计算在各项荷载作用下的管道内力，然后迭加求出管道在设计荷载组合作用下的截面最大内力（M、N）。

厚壁管内力计算，在理论上应按弹性力学平面问题求解内力。由于计算工作量大，故除均匀内（外）水压力作用下所引起内力（应力）按此方法计算外，其他荷载所引起内力宜仍按薄壁管的结构力学方法计算。

3） 纵向内力计算

圆形钢筋混凝土管的纵向管座型式，分为连续式管座与间断式管座两大类，其纵向的结构计算也相应分为两大类。

连续式刚性管座上管身的纵向内力计算，宜按弹性地基上的梁进行。由于管座是刚性结构，其弧形支承面上都铺设有便于管身随温度变化而自由滑动伸缩的材料（如沥青油毡等），管身每节长度均控制在一定的防裂范围之内，因此采用这类管座型式的管身纵向内力通常不是设计控制条件。可以不进行计算，按抗裂的构造要求布置纵向布筋即可。

间断式管座上管身的纵向内力计算，宜按断面为圆环形的梁式管进行。其应力状态与管道跨长 L 与管身内径 D（宽度）的比值有关：

当 $\frac{L}{D} \geq 3$ 时，按长壳近似用梁理论计算；

$\frac{1}{2} < \frac{L}{D} \leq 3$ 时，按圆柱形中长壳的弯曲理论或半弯曲理论计算；

$\frac{L}{D}<\frac{1}{2}$时，按短壳的弯曲理论或半弯曲理论计算。

拟定架空梁式管道的跨度时，应尽量使其$\frac{L}{D}\geq 3$满足长壳条件，以便采用比较简单的梁理论进行计算（按圆环形截面的简支梁、双悬臂梁、连续梁等），具体计算方法从略。

3 混凝土和钢筋混凝土管的管壁混凝土强度标号应高于 R200，并根据当地自然条件及运行条件提出抗渗、抗冻标号和抗磨、抗侵蚀等方面的要求。

4 混凝土和钢筋混凝土管的强度及抗裂计算按（SDJ20-78）的规定执行。

5 管身分节：应根据地基、施工、温度以及管座形式等条件综合研究后确定。现浇钢筋混凝土管，采用连续式管座时管身分节长度宜为 8～12m，采用间断式（架空式）管座时管身分节长度宜小于 12m（简支梁式）或 24m（双悬臂梁式）。

5.4.5 钢筋混凝土矩形管

1 低水头、大流量、埋深小的倒虹吸管，宜采用钢筋混凝土矩形断面。

2 钢筋混凝土矩形倒虹吸管：按规模大小其各部壁厚可设计为等截面或变截面，按布置方式分为单孔管和多孔管，按壁厚δ与每孔跨度l之比，分为普通矩形管（$\frac{d}{l}<\frac{1}{5}$）和厚壁矩形管（$\frac{d}{l}>\frac{1}{5}$）。

3 矩形管宜直接布设在地基上，宜按弹性地基梁计算纵向内力。当管节长度不大、地基较坚固时，可不进行纵向内力计算直接按构造要求配置纵向筋。

4 矩形管的横向内力计算的计算简图应按布置取为单孔或多孔闭合刚架，各个杆件的计算长度应为杆件形心轴之间的距离。即水平杆件之计

算长度为竖直杆形心轴线间的距离，竖直杆件之计算高度为顶底板形心轴线间的距离。矩形管内角隅部位上加腋的作用显著，但加腋边长 $b \le 0.1l$（l 为孔跨）时应不考虑其影响按等截面计算。

5 管厚的计算

管壁厚度 d 的计算是管道设计的重要内容之一，应按管身内力按下式初步估算：

$$d = \sqrt{\frac{6k_f M}{rR_f}} \qquad (5.4.4)$$

式中：k_f —混凝土抗裂安全系数，按（SDJ20-78）规范采用；

r —混凝土塑化系数，对矩形截面，取 r =1.55；

R_f —混凝土抗拉强度，按（SDJ20-78）规范采用；

M —弯矩（根据管壁承受主要荷载而定），一般可取 $M = (\frac{1}{9} - \frac{1}{12})ql^2$。

式（5.4.4）中的弯矩 M 是粗略估算的，实际采用的管壁初拟厚度应是在上式计算值基础上，结合具体情况并类比已建工程经验，进行适当增减后确定。而且顶部荷载较大的矩形管顶底板厚度宜比侧墙厚度略大些（大20%左右）。

6 矩形管的荷载及荷载组合：

矩形管的荷载种类及荷载组合，与圆形钢筋混凝土管基本相同，只是地基反力计算不同。普通矩形管的地基反力均宜简化为直线分布，置于岩基上的大型厚壁矩形管应按弹性地基上的框架进行计算，必要时应采用有限元方法进行应力分析。

7 横向内力计算方法：

1） 单孔或等跨多孔等截面矩形倒虹吸管的横向内力计算：应沿水流方向截取一米长管段，按闭合刚架计算其内力。根据各项不同外荷载分别采用相应公式计算出各杆内力，然后按荷载组合将其迭加求得最终的各

项内力。

2） 不等截面或不等跨矩形倒虹吸管的横向内力计算：宜用结构力学力法或者变位法进行计算，需重新推导各相关公式计算较复杂。特大型矩形倒虹吸管必要时宜采用有限元方法进行应力分析。

8 配筋计算及抗裂校核：根据计算内力成果，按（SDJ20-78）规范进行。

5.4.6 预应力混凝土管

1 当其设计内水压力或管径较大时，经技术经济比较后宜选用预应力混凝土管。

2 预应力混凝土管，当采用冷拉热轧钢筋、冷扎带肋钢筋作为预应力钢筋时，其混凝土标号不宜低于 R300。当采用碳素丝，钢铰线和热处理钢筋作为预应力钢筋时，其混凝土标号不宜低于 R400，其结构强度安全系数应按 SDJ20—78 规范要求取值。

3 预应力混凝土管宜采用圆形过水断面，其结构应符合下列要求：

1） 在内水压力、预应力与其他荷载组合作用下，管道各部位中的拉应力应小于混凝土的允许拉应力。即允许采用部分予应力结构；

2） 无内水压力作用时，在预应力与其他荷载组合作用下，管道各部位中的压应力应小于混凝土的允许压应力。

4 预应力混凝土管初拟管壁厚度应参考表 5.4.4-1 取值：

表 5.4.4－1 预应力混凝土管的管径与管壁厚度参考表

管径（mm）	600	800	1000	1200	1400	2000
管壁厚 (m.m)	55	60	70	80	90	130

5 预应力混凝土管必须进行抗裂验算并满足抗裂要求。

6 预应力混凝土管中钢筋张拉控制应力及预应力损失值的取值或计算，应符合《水工混凝土结构设计规范》（SL/T191—96）的规定。

5.4.7 钢管

1 钢管管壁厚度 d **：钢管通常采用露天式布置，在进行结构计算前主要按由内水压力产生的环向拉应力（箍拉应力）进行估算。**

$$d = \frac{PD}{2 \times 0.75[s]} \qquad (5.4.6\text{-}1)$$

式中：D**—钢管内径（**mm**）；**

P**—内水压力（**MPa**）；**

［σ］—钢材允许应力（MPa**）。**

因是近似公式，宜将应力按规范值降低 25%**采用（即乘以** 0.75 **系数）。初拟的管壁厚度** δ **，应按上式计算值再加** 1~2mm **的锈蚀及磨损厚度。**

薄壁结构的钢管管壁厚度除应满足按上式计算的强度要求外，还应满足表 5.4.6－1 **保证必要刚度的管壁最小厚度要求。**

表 5.4.7—1 **钢管管壁最小厚度**

钢管内径(mm)	＜1600	1600~3200	3300~4800	4900~6400	6500~8000
管壁最小厚度（mm）	6	8	10	12	14

2 钢管允许应力

按弹性工作状态计算所得的应力不得大于表 5.4.6-2 **所列数值。**

表 5.4.6-2　　钢管允许应力[s]

应力区域		膜应力区		局部应力区			
荷载组合		基本	特殊	基本		特殊	
产生应力的内力		轴力		轴力	轴力弯矩	轴力	轴力弯矩
允许应力	明钢管	0.55 σs	0.7 σs	0.67 σs	0.85 σs	0.8 σs	1.0σs
	地下埋管	0.67 σs	0.9 σs				

注：按 GB/T700《碳素结构钢》标准：Q235　δ≤16mm，σ_s=235N/mm²；δ＞16～40mm　σ_s=225N/mm²。

3 各计算点的应力计算公式及方法执行 SL281-2003**《水电站压力钢管设计规范》，并应满足以下强度条件：**

1） **按平面问题计算时**

$$\sqrt{s_x^{\,2}+s_q^{\,2}-s_q s_x+3t_{xq}^{\,2}}\le f[s] \qquad (5.4.6\text{-}2)$$

2） **按空间结构计算时**

$$\sqrt{s_x^{\,2}+s_q^{\,2}+s_g^{\,2}-s_q s_x-s_q s_g-s_x s_g+3\left(t_{qx}^{\,2}+t_{qg}^{\,2}+t_{xg}^{\,2}\right)}\le f[s] \qquad (5.4.6\text{-}3)$$

式中： s_x **、** s_q**、** s_g **—分别为轴向、环向、径向正应力（**N/mm²**），以拉为正；**

t_{qx}**、** t_{qg} **、** t_{xg} **—剪应力（**N/mm²**）；**

f **—焊缝系数，单面对接焊** f ＝0.9**，双面对接焊** f ＝0.95**；**

[s]**—相应计算工况的允许应力（**N/mm²**）。**

4 钢管抗外压稳定验算的公式及方法按（SL281-2003**）规范执行，抗外压稳定计算安全系数应小于下列各值：**

1） **明管：钢管管壁和加劲环为** 2.0**；**

2） **地下埋管、光面管和锚筋加劲的钢管管壁为** 2.0**；用加劲环加劲的钢管管壁和加劲环为** 1.8**。**

5.4.8 预应力钢筒混凝土管

1 承受内水压力或土压力较大的倒虹吸管，经技术经济比较后宜选用预应力钢筒混凝土管。

2 预应力钢筒混凝土管各种原材料质量应符合《预应力钢筒混凝土管》（JC625-1996）的技术要求。

3 管芯混凝土设计强度标号不宜低于 R400**，管芯混凝土的脱模强度不宜低于** 28 MPa**（**PCCPL **管）和** 20 MPa**（**PCCPE **管）。管芯的缠丝强度应高于** 28 MPa**。**

4 保护层水泥砂浆的设计强度不应低于 300 **号。**

5 预应力钢筒混凝土管，适用于腐蚀性土壤，但须在外壁作防腐处理。

6 购置的管道运至工地后应尽快铺设，闲置时间不宜过久。闲置时应定期用水喷洒，避免砂浆与混凝土干裂、管道预应力损失过大甚至报废。

5.4.9 玻璃钢管

1 当倒虹吸管在耐腐蚀、耐冰冻、抗高温等方面有特殊要求时，经技术经济比较后宜选用玻璃钢管。

2 玻璃钢管制造所需原材料（树脂增强材料、填料、玻璃纤维等）的质量要求，均应符合《玻璃纤维增强塑料夹砂管》（CJ/T3079-1998**）的技术要求。**

3 玻璃钢管刚度小，对管道基础要求严格。必要时需作砂垫层，垫层要平整，厚度宜小于 150mm**。**

4 玻璃钢管对覆盖土的要求：

1**） 回填覆盖土中，不应含有机材料、冻土以及大于** 50mm **的砖石等硬物，以免损伤管道外壁。**

2**） 回填时两侧应分层回填、均匀上升，应达到设计要求的夯实密度。**

3**） 覆盖土深度，在一般车行道下，要求的玻璃钢管覆盖的最大及**

最小厚度如表 5.4.9：

表 5.4.9　　玻璃钢管覆盖土厚度要求

玻璃钢管刚度级别	SN 5000	SN2500
覆盖土最大厚度（mm）	3000	1200
覆盖土最小厚度（mm）	800	800

5.4.10 镇墩

1 镇墩结构计算应包括以下内容：

1） **校核镇墩的整体抗滑与抗倾稳定性；**

2） **验算镇墩的结构强度；**

3） **验算镇墩地基的强度及稳定性，必要时进行沉陷验算。**

2 镇墩应按《泵站设计规范》（GB/T50265-97**）附录** C **的规定进行抗滑、抗倾稳定及地基强度验算，其稳定安全系数允许值见表** 5.4.10**。**

表 5.4.10　　稳定安全系数值

荷载组合	基本组合	特殊组合
抗滑稳定	1.30	1.10
抗倾稳定	1.50	1.20

3 镇墩基础面上不应产生拉应力，土基上的最大压应力与最小压应力之比不宜大于 2.0**。**

4 斜坡上的镇墩应验算地基稳定性。

5 1～3 **级倒虹吸管的镇墩宜采用混凝土结构，其强度标号不应低于** R150**，对** 4 **级和** 4 **级以下倒虹吸管的镇墩，允许采用浆砌块石和混凝土的混合结构。寒冷地区镇墩的底部应深埋至冻土线以下，并规定混凝土的抗冻标号。**

6 1～3 **级倒虹吸管的镇墩内宜配置钢筋，上凸弯管的封闭式镇墩，还应配置锚固钢筋来保证镇墩的整体性。**

5.4.11 管桥

1 管桥的管身部分，根据选用管材不同，分别按本章 5.4.3～5.4.8 的要求进行设计。

2 管桥支承结构的基础应座落在可靠的持力层上，并要求有足够的埋置深度，其具体设计应按本规范农桥和渡槽两章的有关规定进行。

5.4.12 进、出口建筑物

1 倒虹吸管进、出口建筑物结构设计，应在进、出口水力设计方案确定后进行。

2 进、出口建筑物结构设计应包括以下内容：

1） 整体稳定计算（抗滑、抗倾）；

2） 地基应力计算；

3） 整体结构设计；

4） 细部结构设计；

5） 地基处理设计。

5.5 管座及地基处理

5.5.1 管座

1 管座是管身支承结构的一种形式。按管座对管身支承方式可分为下列两大类：

1） 连续式管座；

2） 间断式管座。

2 连续式管座常用于钢筋混凝土倒虹吸管，管座宜落座在良好地基上，其垫座包角宜采用 2α=90°～135°。管径较小、地基又比较坚固稳定的倒虹吸管可直接铺设在素土平基或弧形土基上。

3 管座支承形式决定管道的横向受力条件，在选择其形式和构造时，应综合考虑地形地质条件、管身横断面形式、管材和管身结构的受力条件，

进行技术经济比较后确定。

4 管座构造：

刚性弧形管座是使用最广的一种支承形式。其座垫厚度 t_1 宜采用 1.5～2 倍的管壁厚，座垫肩宽 t_2 宜采用 1.0～1.5 倍管壁厚度且应大于施工要求的最小厚度 300mm。管道和管座的接触面上应涂抹沥青或铺设沥青油毡，便于温度变化时管身自由伸缩。

5.5.2 间断式管座应用于钢筋混凝土和钢质倒虹吸管，其具体形式和要求应参考（SL281-2003）及相关的规范。

5.5.3 地基处理

1 镇墩或其他支承结构的地基，必须满足倒虹吸管对承载能力、结构稳定性、渗透稳定性和变形稳定性等方面的要求。

2 倒虹吸管镇墩或其他支承结构，宜修建在岩基上并应对岩基中的不良地质现象（如断层破碎带、软弱夹层、裂隙密集地带、岩溶溶洞等）予以加固处理。

3 当倒虹吸管镇墩或其他支承结构无法避免地修建在软弱、湿陷、膨胀等不良土基上时，应针对性采取灌浆、强夯、桩基、沉井等一种或多种措施综合处理，务必使其满足设计要求。

5.6 细部结构设计

5.6.1 倒虹吸管管身承受的内外温差会在管身内产生较大的温度应力，是管身产生裂缝的重要原因之一。应采取覆土填埋、包裹保温材料层、加强结构强度和适合的施工措施等各种方法，尽量减小其影响。

5.6.2 分缝止水

1 钢管或者钢筋混凝土倒虹吸管应沿管轴线分段设置柔性伸缩沉陷接头或者伸缩沉陷缝，其分段间距应视管道材料、地基性质、施工方法和温度变幅等条件确定。

2 钢管的柔性伸缩沉陷接头和钢筋混凝土的伸缩沉陷缝均应具备良好的止水性能。

3 现浇钢筋混凝土管伸缩缝的接头型式主要有平口式和套管式两种，高水头情况下宜采用套管式。

4 预制钢筋混凝土管或预应力混凝土管的伸缩缝型式有套管式和承插式两种，1～3 级倒虹吸管宜采用承插式。对承插式管道，在两个镇墩之间至少应设置一组柔性法兰接头。

5.6.3 管身附属设施

1 管身应设置泄水孔、冲沙孔，其底部高程宜与河道枯水位齐平或略高，并尽可能布置在位置最低的镇墩内。桥式倒虹吸管的泄水孔应设在管道最低部位。

2 1～4 级倒虹吸管应设置观察检修进人孔，间距一般为 200m～500m，其孔径对于钢管应不小于 500mm，对于混凝土管不小于 600mm。在管身局部凸起可能集气处应设排气孔。

3 管道上开设的所有孔洞均承受较大的内水压力，应设置封口盖板或者闸阀进行封堵，盖板或者闸阀应具备足够的强度、刚度和严密的止水、安全性能。

5.7 观测和运行管理

5.7.1 2 级以上倒虹吸管和采用新技术、新理论、新材料、新结构型式的倒虹吸管，应在有代表性管段布设原型观测设施。

5.7.2 观测项目

1 一般性观测项目：

1） 水位、流量及气温；

2） 表面观测：主要包括裂缝、渗漏、震动等；

3） 管身沉降、位移；

2 专门性观测项目：

1） **管身应力应变观测；**

2） **穿越河床的冲淤变化；**

3） **岸坡稳定；**

4） **管壁内外温度；**

5） **泥沙。**

5.7.3 运行管理

1 应根据工程运用条件，结合设计试验资料和地质情况等，提出对倒虹吸管的运用要求。

制定倒虹吸管运行管理的各种规章制度及各种专业技术人员的岗位责任制。例如：1) 运行中应调节倒虹吸管出口闸门开度，确保在小流量时管道进口仍有必要的淹没水深。及时清理拦污栅的垃圾杂物。

2 灌溉期结束时，应将倒虹吸管内的水泄空。

6 跌水与陡坡

6.1 一般规定

6.1.1 通过高差较大、坡度较陡地段的渠道上或者渠底高程相差悬殊的上下级渠道结合处，应集中渠道落差设置跌水或陡坡来保持渠道设计纵坡，避免深挖高填，连接上下游渠道。上下级渠道结合处的跌水或陡坡常与水闸、溢流堰等结合成为渠道上完整的退水、泄水建筑物。

6.1.2 跌水与陡坡的位置和型式选择应根据地形、地质、落差及流量等具体情况及技术经济条件确定。跌差小于 5m 时宜优先采用单级跌水，跌差更大时应采用多级跌水或者适应性较广范的陡坡。

6.1.3 跌水与陡坡应为水面开敞式，4、5 级渠道上可选用斜管式跌水或直落式跌井。

6.1.4 跌水与陡坡的设计要求是：满足渠道的输水泄流能力，与之连接的上下游渠道有良好的水力条件，进出口连接段水流平顺稳定、水头损失小，跌口的型式和尺寸应保证在通过各级流量时上游渠道不发生过大壅水或降水现象，陡槽的纵横向布置应平顺、渐变、避免高速水流带来的不利影响，采用经济合理的消能措施（包括陡坡面上的加糙措施）、避免和减少下游冲刷，结构应满足强度与稳定要求。

6.1.5 跌水与陡坡应布置在直线渠段上，其纵向中心线应与渠道中心线重合，在平面上，结构布置应左右对称。

6.1.6 应因地制宜采取能避免产生急流折冲波、消能效果好的结构布置形式，根据耐冲抗磨和抗渗抗冻要求，宜分段采用浆砌石、混凝土或钢筋混凝土等不同的建筑材料。

6.2 总体布置

6.2.1 位置选择

1 应按照设计渠道线路，选择渠线顺直、落差集中的位置，在其上下游应至少有长度为 10 倍渠道底宽的直段渠段；

2 应位于地质条件良好、地下水位较低、稳定坚实的挖方渠段上；

3 远离学校、医院等噪声敏感区；

4 多级跌水与陡坡应选择在地形适宜处，其各级之间首尾衔接段的长度和形式，应根据具体地形条件确定。

6.2.2 进口连接控制段

1 进口连接控制段应能安全平稳地导入渠道水流，应设置可靠的防渗措施，保证通过各级流量时上游渠道不发生过大的壅水或者降水现象；

2 平面形状应左右对称地渐变收缩，其长度 *L* **应根据上游渠道底宽** B **与设计水深** h **的比值** *B/h* **确定。** *B/h* **小于** 2 **时** *L* **取** 2.5*h*，*B/h* **等于** 2～2.5 **时** *L* **取** 3*h*，*B/h* **大于** 2.5 **时** *L* **取** 3.5*h*，**对于** *B/h* **大于** 3.5 **的宽浅型渠道** *L* **宜适当加长，以其底边收缩线与渠道中心线夹角不超过** 45^0 **为原则。在纵向其底部高程和纵坡应与上游渠道一致；**

3 进口控制段末应设长度小于 1.0m **的跌口（又称控制堰口）或闸门调节上游水位，跌口型式有矩形、梯形、台堰式。渠道流量变化很小或必须设闸门控制时，宜采用矩形跌口，清水渠道上宜采用台堰式跌口，流量变化较大或变化较频繁时宜采用梯形跌口，流量较大时宜用复式跌口（或者多个跌口）。跌水的跌口末端底部应设扩散水流的跌舌；**

4 根据需要，跌口上可结合设置量水堰、节制闸等渠系建筑物。

6.2.3 陡坡的陡槽段及跌水的跌水墙

1 渠道陡坡的陡槽段在平面上宜对称、等宽、直线布置，跌口至消力池两侧宜直线连接，其扩散角不宜大于 6**o。渠侧以较长溢流堰为进口的退水、泄水陡坡在平面上应先以缓坡按收缩角不大于** 22**o的原则收缩至跌口宽度，再向下布置陡槽；**

2 陡槽段纵向宜采取同一坡度并不应为临界坡,纵向坡度宜为 1/2.5～

1/5。必须采用不同坡度的陡槽段宜按照上游缓下游陡的原则分段布置，陡槽在变坡处应设置抛物线型或圆型曲线段连接。陡槽段的纵坡应小于地基土壤内摩擦角所对应的坡度；

3 陡槽段的流速应小于陡槽材料的允许不冲流速，流速较大时宜采用人工加糙措施。加糙的形式和参数应类比成功工程实例采用，重要和跌差较大的陡坡加糙形式宜经模型试验确定。流速大于 14 m/s 的陡槽，应采取限制表面不平整度或者掺气措施，以减少或避免空蚀；

4 陡槽段横断面应为矩形或梯形，梯形横断面边坡的坡度应小于或等于 1：1。纵坡大于 0.02 的陡槽，湿周应小于 10 倍水深，以免发生滚坡现象。陡槽边墙高度应大于陡槽水深或者掺气水深（流速大于 7 m/s 时）加安全超高，安全超高应大于 0.3～0.5m；

5 陡槽段的底板和边墙应设纵横向结构缝，间距宜为 10～15 m。纵横缝宜为半搭接缝、全搭接缝或键槽缝，缝内应设止水。陡槽段底板下应设三角形防滑齿墙（土基）或锚筋（岩基）；

6 跌水以直立式跌水墙形成落差。跌水墙为整体挡土墙，宜采用重力式浆砌石或扶臂式钢筋混凝土结构。在横断面上，跌水墙两端伸入两侧梯形渠道过水横断面以外的部分宜分级抬高其底部高程。

6.2.4 消力池段

1 在跌水墙或者陡槽段之后，当水跃跃后水深大于下游渠道水深时应设置底流消能式消力池。水跃跃后水深小于下游渠道水深时，宜只设防冲水平护坦不设消力池。承泄区段地形和地基条件合适的退水泄洪陡坡可设置挑流消能；

2 消力池横断面应为矩形或者复合形（即以下游渠底为界，其上为梯形，其下为矩形的形式），不应采用全梯形断面。消力池纵断面宜为平底，其上游端与直立式跌水墙或者陡槽相接，下游宜用 1：2～1：3 的仰坡与下游渠底相连。对来流佛汝德数在 2.5～4.5 之间的消力池，宜加消能墩、

尾槛等辅助消能工；

3 消力池的宽度应等于或者大于渠道底宽，应能使消力池的单宽流量小于或者等于 10～15m^3/s、跃前水流佛汝德数大于 2.5、在 4.5～9.0 之间；

4 消力池深度应按照水跃跃后水深大于下游渠道水深和淹没系数等于 1.05～1.10 倍的原则选取。池长应大于陡坡的水跃长度或者跌水自由跌落水舌的水平投影长度与水跃长度之和,详细计算见附录 6B。跌差较小而流量较大的陡坡，b_2 型降水曲线长度多大于陡槽长度，陡槽末端出现水跃跃前水深。跌差较大而流量较小的陡坡，降水曲线会在陡槽内结束，陡槽末端水深已经趋于正常水深，其所需消力池的长度不再随跌差增加而增大；

5 消力池的最大池长和池深并不一定与渠道设计流量相对应，应将通过陡坡或者跌水的过流流量按数值分级并分别求其水跃跃后水深和下游渠道水深，选用水跃跃后水深和下游渠道水深之最大差值所对应的流量值来设计消力池；

6 应结合建筑物总体布置并通过工程类比或水工模型实验，有针对性的选用工程实践证明有效的特种消力池。如格栅式、USBR 式、SAF 式、冲击式和菱型陡坡消力池。

6.2.5 出口连接和整流段

1 出口连接整流段包括出口连接段和整流护砌段两部分，其总长度根据下游渠道衬砌情况应取 8～15 倍的跃后水深。消力池内加设消能工的可适当缩短但不得小于 3 倍跃后水深。当池宽大于下游渠道宽度时，连接段为平面收缩形式且收缩角宜为 20^0～40^0。整流护砌段的断面尺寸和纵坡应与下游渠道相同，其长度应大于下游渠道水深的 3 倍；

2 出口连接段宜采用与消力池相同的建筑材料，整流护砌段宜用混凝土、浆砌块石或者干砌石护面。

6.2.6 防渗排水设施

1 地下水位高、跌差大和地基土壤渗透性较大的跌水与陡坡应加设防渗排水设施；

2 防渗设施由上游渠道铺盖、进口连接控制段、各段的衬砌层及其结构缝止水组成，必要时应在进口增加灌浆帷幕等深层防渗设施；

3 排水设施应由设于各段衬砌层以下的纵横向排水管、沟或者反滤排水层组成，排水出路应设在水面以上的跌水墙、陡槽和消力池的边墙上或者直接排入下游渠道；

4 排水系统应采取防止淤积和渗漏水化学沉淀物堵塞的措施，在土基、软弱岩基和墙后回填土中埋设的排水管道应设保护反滤层。

6.2.7 多级跌水与陡坡的布置要点

1 多级跌水的级数、级差和坡度应根据地形、地质、工程量及管理运行等因素综合比较确定。在地形条件允许的情况下，多级跌水应按每级水面跌差、纵坡坡度相等和各级首尾相互衔接布置。地形条件不允许时则不必强求以上原则。每级跌差不应大于 5m；

2 多级跌水与陡坡级间消力池的尾坎顶部长度应不小于水跃跃后水深；

3 多级陡坡应计算比较跃后水深和下游水深，不一定每级均设消力池。

6.2.8 斜管式跌水

1 斜管式跌水适用跌差小于 6m，渠道流量大的应布置为多管式。跌水管内宜保持压力流态且进口应有足够的淹没深度，不得出现明满流交替的流态；

2 另一类斜管陡槽式跌水以明流管道作为陡槽，适应较大跌差，管内不应出现水跃，其余布置原则与开敞式陡坡相近；

3 斜管式跌水出口消能方式宜用潜没式或半压力式消力池，并加设撞击、分散等辅助消能工。斜管陡槽式跌水的出口消能方式宜用消力池、撞

击式或半压力式消力池。

6.2.9 跌井

1 通过寒冷地区要求封闭保温或黄土塬边地形高差较大的 4、5 级渠道上，常采用跌井；

2 跌井顶部以环形宽顶堰或实用堰引入水流，其进口连接段的布置要点是把渠水均匀平稳地引入跌井，防止水流出现涡流漏斗；

3 跌差较大跌井的圆筒竖井，宜为上小下大的喇叭状。除进口顶部外进入竖井的水流不应沿井壁落下，多数竖井仅在顶部和底部段进行砌护。小跌差竖井宜为全部砌护的直立圆筒；

4 竖井段底部设置低于下游渠底的圆形消力池，以足够深度的水垫或增加对称布置两块分离和形如鸡心的圬工碰撞消能墩作为主要消能措施；

5 竖井底部至黄土塬边设置无压隧洞（涵洞）引出水流连接下游渠道。

6.3 水力设计

6.3.1 水力设计的主要内容

1 过流能力计算；

2 陡槽段水面曲线推求；

3 陡槽段掺气水深计算；

4 水跃及消能计算。

6.3.2 跌水或陡坡的过水能力应按其跌口断面尺寸，采用宽顶堰流理论计算，计算公式见附录 6A。多级跌水或陡坡的过流能力由其中过流能力最小的一级跌水或陡坡决定。

6.3.3 陡坡陡槽上的 b_2 型降水曲线，应以跌口末端即陡槽起点为控制断面，并近似（偏安全）地取其水深为临界水深 h_k，按分段求和法向下游推求水面曲线。

重要大跌差陡坡的水面曲线应详细计算或试验确定。

6.3.4 当陡槽水流掺气时应考虑掺气后的水深。掺气水深的计算公式见附录 6A.0.3。

6.3.5 陡槽段的边墙高度应等于计入波动和掺气后的水面线高度，再加上 0.3m－0.5m 的安全超高,流速及糙率大的取大值。

6.3.6 应根据消力池的不同形式选用相应的水跃计算公式，平底矩形消力池水跃的计算公式见附录 6B。消力池应能导致发生并容纳整个淹没式水跃，池深应能使跃后水面略低于下游渠道水面。跌水的消力池长度应略大于跌水水舌与水跃长度之和，池宽应大于经全部跌口后扩散下泄后的水舌宽度，单宽流量愈小，消能效果愈好。

6.4 结构设计

6.4.1 跌水墙和消力池边墙应进行稳定、强度和地基承载力验算。

6.4.2 陡槽段底板应能在静水压力、动水压力、渗透水压力、自重和冻胀力等荷载作用下保持稳定。

6.4.3 陡坡与跌水应采用抗冲耐磨材料，材料的最低设计强度：混凝土不低于 R200**、浆砌石不低于块石** 300 **和砂浆** 75 **号，各种圬工材料的耐冲流速见表** 6.4.3-1**：**

表 6.4.3-1　　各种圬工材料抗冲允许流速

序号	材料名称	一般条件下				修理很困难时			
		水流平均深度（m）							
		0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
		平均流速（m/s）							
（一）水泥砂浆砌体									
1	砖砌体，标号不低于 30	2.9	3.5	4.0	4.4	1.4	1.7	2.0	2.2
2	软沉积岩砌体，石材不低于 100 号	5.0	6.0	6.9	7.5	2.5	3.0	3.4	3.7
3	中强沉积岩块石砌体，石材不低于 200 号	10	12	14	15	5.0	6.0	6.9	7.5
4	坚硬块石砌体，石材不低于 300 号	12	14	16	18	6.0	7.2	8.3	9.0
（二）混凝土或钢筋混凝土									
5	混凝土标号为 R100	18	22	24	25	9	11	12	14
6	混凝土标号为 R150	24	25	25	25	12	14	16	18
7	混凝土标号为 R200	25	25	25	25	13	16	19	20
8	混凝土标号为 R250	25	25	25	25	15	18	21	23

6.4.4 消力池底板厚度应考虑动水压力、水舌冲击力、地下水浮托力、渗水压力、冻涨力、自重、清淤机械重量的作用，消力池前半部分的底板厚度应适当加大。

6.5 地基处理

6.5.1 当地基承载力不能满足要求或存在湿陷、膨胀、冻涨等不良地质问题时，应因地制宜地采用相应的换填、人工垫层、强夯、挤密等地基处理措施。

6.5.2 地基处理方案应进行技术经济比较合理选定。

6.5.3 设计应明确提出地基处理的注意事项，规定处理后应达到的检验指标，提出加强地基处理隐蔽工程监理验收的要求；

6.6 观测和运行管理

6.6.1 跌水与陡坡应根据建筑物级别、地基条件、运用要求设置流量、水位、流速、沉降、位移、扬压力、泥沙等观测项目。

6.6.2 工程观测

应观测跌水与陡坡各部位的沉降、位移量和消力池内泥沙淤积状况。沉降和位移的校核基点应布置在建筑物两岸不受其沉降和位移影响且便于观测的坚实地基上。

6.6.3 水力监测

1 跌水与陡坡应在进出口、陡槽以及消力池内设置流量和水位观测设施；

2 有自动监测要求的可采用自记或自动传输式水位计；

3 扬压力和渗流量观测可通过埋设在建筑物下的测压管、渗压计和流量计进行。

6.6.3 运行管理

1 运行管理主要内容包括灌溉、排水和洪水期前后的观测检查和养护维修；

2 观测检查内容：建筑物满足设计和运行要求、工程设施完好的程度，存在的主要问题、发生原因和提出改进措施；

3 发现损坏应及时养护维修，重大问题应采取防止扩大的措施并及时上报处理。

7 水闸

7.1 一般规定

7.1.1 本章仅涉及渠道上用以控制水位、调配流量或者退水泄空常用的开敞式水闸的水工设计内容。渠首及河道上的水闸、干支渠上的冲沙闸设计参见《水闸设计规范》（SL256-2001）。闸门、启闭机设计应执行水利部现行有关标准的规定。

7.1.2 渠道上的水闸，按其所承担的任务分为以下不同类型。

1 节制闸：

节制闸具有控制上游渠道水位、调节下泄流量或截断渠道水流的功能。在灌溉渠道轮灌组分界处、渠道断面变化较大的地点应设置节制闸，在分水闸或泄水闸的渠道下游宜根据需要设置节制闸。

2 分水闸：

分水闸应设置在分水渠道的进口处，调配和控制引进流量。根据同一渠段处所集中的下级分水渠道的数目和配水要求，同一座分水闸有单向、双向或多向分水的布置型式。每一向均应设闸门，进水困难时应在被分水渠道上增设节制闸，构成闸枢纽。

3 泄水闸：

泄水闸的作用是宣泄大于渠道加大流量或全部来水。在渠道流经重要城镇、工矿区、险工、傍山（塬边）且有排泄坡面洪水任务等重要渠段或重要渠系建筑物的上游渠侧，以及当骨干渠道未设泄水的渠段超过一定长度时，均应设泄水闸。

4 退水闸：

在位置重要的斗渠和斗渠以上渠道的尾端应设置退水闸。

5 排水闸：

在骨干排水渠道出口段宜设排水闸，以排走积水或防止外水倒灌入排

水渠。

7.1.3 按水闸的结构型式，分为闸室无覆盖的开敞式水闸（或称溢流式水闸）和封闭式水闸（又称涵洞式水闸）两类。涵洞式水闸宜用于穿堤取水的进水闸、分水闸及穿堤排水的排水闸。

7.1.4 作用重要的泄水闸、退水闸侧傍宜根据实际情况同时布置溢流侧堰、虹吸管等自动的安全保险溢流设施，其启闭机应配设电动、手动两套操作系统。

7.2 总体布置

7.2.1 闸址选择

1 应根据渠道工程规划确定的灌区总体布置、规模和渠道设计的使用功能、运行特点、地形地质、管理维修和环境保护等条件，综合比较选定闸址；

2 宜优先选择地形条件适宜、岸坡稳定、地下水位较低的地点以及地质条件良好的天然挖方地基上，尽量避免采用人工处理地基；

3 距离已建铁路、公路或其附属桥梁等建筑物不宜太近；

4 分水闸宜选择在渠线顺直段或渠道弯道凹岸顶点稍偏下游处；

5 节制闸宜选择在渠线顺直、水流平稳、渠床稳定的缓坡渠段上；

6 泄水闸、退水闸、排水闸应尽可能布置在地面低洼、靠近溪沟、河流或承泄区处，必要时闸后应设陡坡、跌水等联接建筑物和消能防冲设施；

7 节制闸、分水闸应尽量与规划在附近的农桥等渠系建筑物联合布置。

7.2.2 平面布置

1 节制闸宜采用开敞式，其中心线应与所在渠道的中心线重合，闸孔和渠道过水面积应大致相等，不得过分压缩或加大渠道宽度。闸孔数目（小于 8 孔）时宜为奇数；

2 分水闸与渠道的中心线夹角宜为锐角。闸室进口不应凸入上级渠道；

3 泄水闸设在渠道一侧，其与渠道的中心线夹角宜取 60º～90º；

4 排水闸、退水闸中心线宜与渠道中心线重合。

5 渠道上的水闸闸孔宽度应根据水深、流量、闸门及启闭设备的类型及技术经济条件合理选定。闸孔孔径应符合现行《水利水电工程钢闸门设计规范》（SL74-95）所规定的闸门孔口尺寸系列标准；

6 上游翼墙顺水流向的投影长度应大于或等于铺盖长度，下游翼墙每侧的平均扩散角宜采用 7哦～12º，其顺水流向投影长度应大于消力池长度；

7 渗透性强地基上或寒冷地区的水闸边墩的上、下游端应设置连续并转折插入渠堤土壤中的翼墙。

7.2.3 纵向布置

1 水闸进口段、闸室段和出口段底板下缘的轮廓总长度，应满足抗渗稳定需要，较长的出口段尚可增强闸室的抗滑稳定性；

2 闸室段长度应能满足上部结构合理布置的要求。整个闸室（或闸墩）的重心应尽可能与闸室底板中心相接近，且偏上游高水位侧。

3 闸墩顶部和交通桥面宜与渠堤顶面高程齐平，且桥面或其梁的底部应高出渠道加大水位 0.50m 以上。启闭工作桥和检修桥的高度应能使开启后的闸门底缘高于渠道加大水位 0.5m 以上，同时满足闸门安装、检修和渠道输水的要求。工作桥宽度应满足布置启闭设备、各类防护设施和人员操作要求。有条件时宜采用预制吊装结构；

4 露顶式闸门顶部应高于渠道可能出现的最高档水位 0.3～0.5m；

5 闸底板迎水面宜为平面且与渠底高程持平，但下列情况例外：

1） 节制闸与分水闸底板或者闸槛顶部高程，可稍高于渠底高程；

2） 多泥沙灌溉渠道上分水闸底板槛顶应高于上级渠道底面 10 ㎝以上；

3） 无节制闸的泄水或退水闸底板应与闸前导流槽底高程齐平，闸门全部开启时，加大流量的渠水必须全部进入低于原渠底的导流槽中泄出；

4） 有节制闸的泄水或退水闸，其闸底板槛顶宜于渠底齐平，但在多泥沙渠道上的闸底槛和闸前一段渠底均宜适当降低；

5） 位于沉沙池位置的泄水或退水闸底板应与沉沙池底板高程齐平。

6 分水闸有开敞式（又分有、无胸墙两种形式）和涵洞式（又分有、无压两种）两种形式，宜根据渠堤高度，分水流量大小灵活选用。闸前水深较大而所需闸孔高度较小的分水闸，应采用潜没式闸门并设置胸墙。

7 有节制闸的泄水闸枢纽宜采用开敞式。无节制闸的泄水闸，泄水量大时用带胸墙的开敞式，泄水量小时宜采用涵洞式；

8 闸后消能防冲的形式应根据地形、地质情况及水力条件合理选择。采用底流式消能设施时，出口段尚应加设整流砌护段，确保闸室稳定及底板不被掏空。当闸后跌差大且下游为坚硬岩体时也可采用挑流式消能方式。

7.2.4 横向设置

1 位于软弱地基上或地震区水闸的闸室横向宜采用整体式结构，在密实性较好的地基上宜采用分离式结构；

2 整体式闸室的横向长度在岩基上不应超过 20m，土基上不应超过35m。超过此长度的闸室应在底板或闸墩中部设缝分段，软弱地基或地震区的水闸宜在墩中分缝且边闸墩宜与岸墙分离；

3 永久缝的构造型式有铅直贯通缝、斜搭接缝和齿形搭接缝，缝宽至少 2 ㎝，缝内应设置可靠和便于修复的止水。

4 闸室与渠道两岸的连接应能保证岸坡稳定，水闸进、出水流条件平稳，过流能力大、闸后消能防冲和侧向防渗效果好。兼作岸墙的边闸墩应

满足在承受侧向土压力作用下结构强度和稳定性的要求。寒冷地区的边墩除按挡土墙设计外，尚应采取防冻胀破坏措施。

7.2.5 闸墩厚度应满足结构构造、受力及施工等要求，闸墩门槽处一期混凝土最小厚度不宜小于 0.4m。工作闸门的宽深比宜取 1.6～1.8，检修闸门槽与工作闸门曹之间的净距离不宜小于 1.5m。

7.2.6 1～3 级水闸的闸门槽、闸底槛和胸墙尾缘应按浇筑二期混凝土设计，确保闸门及止水埋件安装准确平滑。

7.2.7 松软、湿陷、冻涨性地基和地震区水闸结构的选型布置以及对材料的要求，应执行（SL265-2001）规范有关规定。

7.2.8 渠道水闸应因地制宜选用浆砌块石、混凝土或钢筋混凝土等建筑材料，合理选择各部位不同材料的强度、抗渗和抗冻标号，水闸各部位的材料最低强度标号应满足（SL265-2001）规范的有关规定。

7.2.9 闸室结构布置应符合环保要求，与周围环境相协调，美观、大方，实用。

7.3 水力设计

7.3.1 水力设计内容应包括：

1 闸孔总净宽计算；

2 消能防冲设施计算；

3 闸门控制运用方式的拟定。

7.3.2 水闸闸孔总净宽与渠道上下游衔接水位、过闸总损失水头、水闸布置、底板型式、过闸水流流态等条件有关，应按闸门全部开启情况计算。平底闸的闸孔总净宽计算见附录 7A。

7.3.3 水闸水力设计应按设计流量设计，加大流量校核。过闸单宽流量应根据下游渠道（河床）的砌护和地质条件，上、下游水位差，下游尾水深度，闸室总宽度与河道宽度的比值，闸的结构构造特点和下游消能防冲设

施等因素选定。

7.3.4 水闸可根据闸的具体结构形式和设计水流条件进行计算。开敞式分水闸、涵洞式分水闸分别按宽顶堰或压力涵管淹没出流的条件进行计算。

7.3.5 闸底与渠底相平的节制闸按淹没式宽顶堰计算。

7.3.6 泄水闸设计流量应等于或大于渠道设计流量，水力计算应分淹没出流或自由出流两种情况进行。

7.3.7 闸后消能防冲设施设计，应在实际可能出现的不同流量、上下游水位、闸门开启孔数和开启度组合中选取最不利的水力条件进行。可靠地发挥其消除动能、均匀扩散水流以及与下游渠（河）道妥善连接的作用。

7.3.8 渠道水闸宜采取底流式消能方式，确保任何情况下水跃均完整的发生在消力池内。消力池的水力计算公式参见附录 7B。

7.3.9 应根据过闸水流的动能、消能后剩余动能及下游渠道的土质或衬砌情况，决定在水闸消力池后是否需要设置海漫与防冲槽。海漫与防冲槽的设计要求见（SL265—2001）规范。

7.3.10 泄水闸、退水闸、排水闸后或其泄水道出口采用挑流式消能设计时，应根据水闸的各级流量进行水力计算，选定挑流鼻坎坎顶高程、反弧半径和挑角，计算下泄水流的挑射距离及最大冲坑深度，并采取必要的防护措施。

7.3.11 闸门控制运用方式：

1 闸门应尽量同时均匀开启，或由中孔开始向两侧分段、逐孔地对称开启，关闭时顺序相反；

2 严格控制始流条件下的闸门开度，闸门应避免长期停留在振动较大的开启度位置；

3 关闭或减小闸门开启度时不应过快，避免下游渠道水位骤降；

4 有条件时，闸门宜采用自动化控制。

7.3.12 重要的 1～2 级水闸初步设计阶段的水力设计成果应根据需要经过

水工模型验证。

7.4 防渗排水设计

7.4.1 防渗排水设计应包括以下内容：

1 渗透水压力计算；

2 抗渗稳定性验算；

3 反滤层设计；

4 防渗帷幕及排水孔设计；

5 永久缝止水设计。

7.4.2 水闸的渗透水压力应根据上下游水位、地基土壤和地质、水闸布置条件，分闸基和两侧两个平面分别计算。水闸基底渗透水压力及两侧侧向绕流渗透计算方法的选择与具体的计算公式详见（SL265-2001**）规范。**

7.4.3 兼作岸墙的边闸墩，当地下水位高于墙前水位时，应验算岸墙墙基的抗渗稳定。必要时应采取防渗排水措施。

7.4.4 验算闸基抗渗稳定性时，要求闸基水平段、出口段和逸出点处的渗流坡降（计算点的渗透水压力与其渗径长度之比）小于该处地基土的允许渗流坡降，不出现管涌或流土破坏。允许渗流坡降值见（SL265-2001**）规范。**

7.4.5 提高水闸抗渗稳定性的主要措施是增加防渗长度和提高地基土的密实度。闸基灌浆帷幕属延长渗径的有效措施，根据上堵下排的原则，在水闸出口段宜设置排水孔减压，排水孔与灌浆孔的距离不宜小于 2.0m**。也可在灌浆帷幕后设置排水沟（管），或排水沟（管）、孔两者均设。**

7.5 结构设计

7.5.1 水闸结构计算应包括以下内容：

1 荷载及其组合；

2 闸室和翼墙的稳定和应力计算；

3 结构应力分析。

7.5.2 水闸结构除应满足强度和稳定性要求外，还应根据所在部位的工作条件、地区气候和环境等情况，分别满足抗渗、抗冻、抗侵蚀、抗冲刷等耐久性的要求。混凝土结构各部位混凝土的强度标号、限裂要求、抗渗和抗冻等级等均应符合（SL265-2001）规范的规定。

7.5.3 荷载及其组合

1 作用在水闸上的基本荷载主要有下列各项：

1） **水闸结构及其上部填料和永久设备的自重；**

2） **相应于渠道设计水位情况下水闸底板上的水重；**

3） **相应于渠道设计水位情况下的静水压力；**

4） **相应于渠道设计水位情况下的扬压力（即浮托力与渗透压力之和）；**

5） **土压力；**

6） **淤沙压力；**

7） **风压力；**

8） **相应于渠道设计水位情况下的浪压力；**

9） **冰压力；**

10）**土的冻胀力；**

11）**其他出现机会较多的荷载等。**

2 特殊荷载主要有下列各项：

1） **相应于渠道加大水位情况下水闸底板上的水重；**

2） **相应于渠道加大水位情况下的静水压力；**

3） **相应于渠道加大水位情况下的扬压力；**

4） **相应于渠道加大水位情况下的浪压力；**

5） **地震荷载；**

6） 其他出现机会较少的荷载等。

3 荷载组合：计算闸室和翼墙稳定和应力时的荷载基本组合与荷载特殊组合可按表 7.5.2 的规定选用，必要时还可增加其他可能的不利组合。翼墙还应验算施工期、完建期和检修期（墙前无水和墙后有地下水）等情况。

表 7.5.2 荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷载												说明
		自重	水重	静水压力	扬压力	土压力	淤沙压力	风压力	浪压力	冰压力	土的冻胀力	地震荷载	其他	
基本组合	完建情况	√	-	-	-	√	-	-	-	-	-	-	√	考生必要时，可产生的扬压力
	设计水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	-	-	-	√	按合静压设计水位组水重、扬水力、计算水压力及浪压力
	冰冻情况	√	√	√	√	√	√	√	-	√	√	-	√	按合静压设计水位组水重、扬水力、计算水压力及冰压力
特殊组合	施工情况	√	-	-	-	√	-	-	-	-	-	-	√	过施工阶段应考虑各个程中的临时荷载
	检修情况	√	-	√	√	√	√	√	√	-	-	-	√	按合静压设计水位组可变水位时位计算水要水季）力、浪压力（必大冬件压及加或条水力
	加大水位情况	√	√	√	√	√	√	√	√	-	-	-	-	按合静压加大水位组水重、扬水力、计算水压力及浪压力
	地震情况	√	√	√	√	√	√	√	√	-	-	√	-	按合静压设计水位组水重、扬水力、计算水压力及浪压力

7.5.4 闸室和翼墙的稳定计算

1 稳定计算时，闸室宜取两相邻顺水流向永久缝之间的闸段作为计算单元。翼墙宜取单位长度或分段长度的墙体作为计算单元；

2 采用材料力学偏心受压公式计算各种荷载组合时的基底应力及其分布情况（或基底应力合力作用位置）应符合(SL265-2001)规范规定的允许值。对于土基上的闸室、岸墙和翼墙，要求在各种计算情况下其平均基底应力不大于地基允许承载力，最大基底应力值不大于地基允许承载力的1.2 倍，闸室基底应力的最大值与最小值之比应符合(SL265-2001)规范规定的允许值；

3 整体式闸室应验算利用检修闸门挡水检修工况的抗浮稳定性；

4 不同地基上各类水闸的闸室、岸墙、翼墙的稳定计算、计算公式、允许的各类安全系数值、安全超高及处理措施，均执行(SL265-2001)规范规定。

7.5.5 结构应力分析

1 开敞式水闸闸室底板的应力分析，当地基为土基时宜采用反力直线分布法或弹性地基梁法，为岩基时应按基床系数法计算；

2 底板应力宜以闸门位置为界取上、下游段分别计算，并计入闸门门槛切口处分配于闸墩和底板的不平衡剪力；

3 胸墙应根据具体布置，按固结或简支于相邻两闸墩上的板或梁计算内力；

4 平面闸门闸墩和翼墙的应力分析可采用材料力学偏心受压公式对各个断面分别验算。弧形闸门闸墩的应力分析宜采用弹性力学平面问题方法求解，特别注意弧门支座对闸墩应力分布的影响；

5 受力条件复杂的大型水闸闸室结构宜视为整体结构采用空间有限单元法进行应力分析，必要时应经结构模型试验验证；

6 水闸底板和闸墩的应力分析，应根据工程所在地区的气候特点、水

闸地基类别、运行条件和施工情况等因素考虑温度应力的影响；

7 闸室上部工作桥、检修便桥、交通桥以及两岸岸墙、翼墙等结构应力，可根据各自的结构布置型式及支承情况采用结构力学方法进行计算；

8 其余规定详见规范（SL265-2001）。

7.6 地基计算及处理原则

7.6.1 水闸地基计算应包括以下内容：

1 地基渗流稳定性验算；

2 地基整体稳定计算；

3 地基沉降计算。

7.6.2 在实际运用的各种荷载组合作用下，水闸的天然地基或处理后的地基应均能满足承载力、稳定和变形的要求。地基计算的荷载组合按本规范表 7.5.2 的规定采用。

7.6.3 地基渗流稳定性验算的原则与本规范 7.4.2～7.4.4 条的规定相同。

7.6.4 位于具有较高临空面的土崖陡壁边缘上的泄水闸、退水闸和土质松软的排水沟道上的排水闸，尚应验算水闸地基的整体抗滑稳定性（应采用折线滑动法或者复合圆弧滑动法）。对于岸坡、翼墙地基的整体抗滑稳定及上、下游护坡工程的边坡稳定可采用瑞典圆弧滑动法或毕肖普圆弧滑动法验算。各种工况的稳定安全系数允许值详见规范（SL265-2001）。

7.6.5 地基沉降计算

1 凡属下列情况之一者，可不进行地基沉降计算：

1） 岩石地基；

2） 砾石、卵石地基；

3） 中砂、粗砂地基；

4） 大型水闸标准贯入击数大于 15 击的粉砂、细砂、砂壤土、壤土及粘土地基；

5） 中、小型水闸标准贯入击数大于 10 击的壤土及粘土地基。

2 水闸土质地基最终沉降量应采取分层求和法进行计算。

3 土质地基允许最大沉降量和最大沉降量之差，应以保证水闸安全和正常使用为原则，根据具体情况研究确定。天然土质地基上水闸地基最大沉降量不宜超过 15 cm，相邻部位的最大沉降差不宜超过 5 cm。

4 软土地基上的水闸，当计算地基最大沉降量或相邻部位的最大沉降差超过本规范第 7.6.5 条规定的允许值时，宜采用下列一种或几种措施：

1） 变更结构型式（采用轻型结构或静定结构等）或加强结构刚度；

2） 采用沉降缝隔开；

3） 改变基础型式或刚度；

4） 调整基础尺寸与埋置深度；

5） 人工加固地基；

6） 安排合适的施工程序，严格控制施工速率。

7.6.6 地基处理原则

1 地基处理的设计方案应针对地基承载力小、稳定安全系数不足、沉降变形过大等情况，根据结构特点、地基情况（尤其要注意地基中渗流作用的影响）、施工条件和运用要求，并考虑地基、基础及其上部结构的相互协调，经技术经济比较后确定；

2 地基处理尚应符合环境保护的要求，避免污染地面水、地下水及损坏周围已有建筑物，减少振动噪声对周围环境产生的不良影响；

3 水闸不宜建造在半岩半土或半硬半软的地基上，否侧必须采取严格的工程措施；

4 岩基的处理原则：

1） 挖除全风化带，强、弱风化带应进行防渗和加固处理；

2） 对存在的裂隙、软弱夹层、断层破碎带和溶洞，应分别采取灌浆、开挖回填和浇筑混凝土盖塞等处理措施；

5 土基的处理原则：对承载力不足、液化、沉陷、膨胀性的土基，应分别采取换填、夯实、挤密类加固措施，必要时取代以桩或沉井基础；

6 地基处理措施应按照因地制宜、简便易行、合理可靠的原则，选用一种或多种措施。

7.7 观测设计

7.7.1 观测设计内容应包括：

1 设置观测项目；

2 布置观测设施；

3 拟定观测方法；

4 提出整理分析观测资料的技术要求。

7.7.2 观测项目

水闸应据其工程规模、等级、地基条件、工程施工和运用条件等因素设置一般性观测项目，并根据需要有针对性地设置专门性观测项目。

水闸的一般性观测项目应包括：水位、流量、沉降、水平位移、扬压力、闸下流态、冲刷、淤积等。

水闸的专门性观测项目主要有：永久缝、结构应力、地基反力、墙后土压力、冰凌等。

当发现水闸产生裂缝后，应及时进行裂缝检查。

7.7.3 渠系上的水闸，其观测设计可执行规范（SL265—2001）的有关规定。

7.7.4 渠系上的水闸有条件的宜采用自动化观测手段。

7.7.5 水闸的观测设计应对观测资料的整理分析提出技术要求。

8 隧　洞

8.1 一般规定

8.1.1 当渠道需要穿越地质条件较好的高大山梁、厚实塬峁或丘陵高地时，经技术经济比较后宜选用隧洞。

8.1.2 本规范只规定灌溉或排水渠道常用的无压隧洞设计内容。有压隧洞、土洞和其他功能隧洞的设计应执行《水工隧洞设计规范》（SL729-2002）或者参考《水工隧洞设计规范》（DL/T5195-2004）。

8.1.3 隧洞结构型式取决于所通过地层和围岩的工程地质条件。围岩工程地质分类见附录 8A。

8.1.4 本规范将灌溉或排水隧洞的结构分为围岩加固隧洞和衬砌隧洞两类。

8.2 洞线布置

8.2.1 洞线应先按灌溉或排水区规划、渠道设计要求和地形条件布置，再根据地质勘察成果调整取舍比较决定。应选择线路短、沿线地质构造简单、上覆岩层厚度适中、围岩完整稳定、水文地质条件有利及施工方便的洞线。

8.2.2 洞线选择的地形条件

1 渠道傍山绕行布置的长度超过直穿隧洞长度的 5 倍，且所穿越山岭的地质条件较好时宜选用隧洞。

2 隧洞洞线在平面上宜为直线。必须转弯时，弯曲半径不宜小于 5 倍洞宽（或洞径），转角不宜大于 60°，弯道的两端应设置长度不小于 5 倍洞宽（或洞径）的直线段；

3 在不大于渠道设计给定的水头损失值和满足洞中分水汇流的条件下，隧洞纵坡宜取大值；

4 位置傍山依河的隧洞线路，应综合考虑隧洞顶部、外侧的覆盖层

厚度和滑坡、坍塌、泥石流冲刷等不良地形条件的影响，洞线宜尽量裁弯取直、适当里靠，避免承受偏压，确保洞身稳定；

5 应选择便于施工，地形适合布置施工支洞或其他附属设施的洞线。

8.2.3 洞线选择的地质条件

1 洞线应尽量避开不利的区域构造和地层。洞线不应平行于褶皱（特别是向斜）构造走向、不应靠近或平行断层、不应位于缓倾角软弱带上。至少应与这些构造的走向保持较大交角：对整体块状岩体交角不宜小于30°，对层状岩体交角不宜小于45°；

2 洞线应选择比较坚硬又不透水的缓倾斜岩层（岩层倾角 0°～20°）作为顶拱；应位于单一的陡倾岩层（岩层倾角 21°～70°）中并避开不同岩层的接触带；应与直立岩层（岩层倾角 71°～90°）走向有尽量大的交角；

3 洞线应尽量避开软弱、含盐、含有害气体、高地温、高地应力和抗震性差等不良地质条件地层，应置于冲刷、滑动面下的安全稳定的地层中；

4 应探明和处理隧洞沿线可能存在的溶洞、坑穴等隐患，应尽量避开地下水位高、涌水量大、水质差的地段；

5 洞线位置应与附近已成建筑物等保持安全距离。

8.2.4 隧洞进、出口位置选择

1 重要和较长隧洞进口前应设置溢洪控制或者检修退水设施；

2 进、出口应选在符合灌区规划、渠道设计，交通方便，地质构造简单、岩体完整、风化覆盖层较浅的地区。应避开容易发生滑坡、崩塌的冲沟、危崖和不良地质构造地带；

3 进、出口洞脸和两侧边坡应确保安全稳定，避免高边坡大开挖；

4 隧洞进、出口及无压隧洞洞身，在采取了合理的施工方法和工程措施，可保证施工期及运行期安全时，对垂直及侧向最小覆盖厚度可不作

具体规定。

5 进、出口应设渐变段，确保进、出水流平稳，与上下游渠道保持良好的水面衔接。具体型式应根据地形地质条件、隧洞与渠道断面的型式确定。

8.3 隧洞断面形式及尺寸

8.3.1 隧洞横断面形状应根据用途、水力学、工程与水文地质条件、衬砌工作条件和施工方法，通过技术经济综合比较决定。

8.3.2 无压隧洞宜首选圆拱直墙式（城门洞形）断面，圆拱中心角为 90°～180°但需要加大拱脚推力时宜小于 90°。断面高宽比应根据水力及地质条件选用，宜为 1.0～1.5，洞内水位变化较大时宜采用大的比值。当隧洞地质条件较差且洞断面较大时，宜选用圆形、马蹄形或蛋形（高拱形）断面。

8.3.3 土洞横断面宜采用圆形或马蹄形，避免采用矩形或圆拱直墙形。

8.3.4 较长隧洞可采用多种断面形式和衬砌型式，但不宜过多过密。不同断面或衬砌型式之间应设置过渡段，过渡段的边界应采用平缓曲线，便于施工。

8.3.5 通气条件良好的低流速无压隧洞，在恒定流条件下，洞内水面线以上的空间不宜小于隧洞横断面面积的 15%，且其净空高度不宜小于 400mm；在非恒定流条件下，若已经考虑了涌波时上述数值可适当减小；对较长的和不衬砌或锚喷衬砌的隧洞，上述数值宜适当加大。

8.3.6 符合施工要求的隧洞横断面最小尺寸，对圆形断面内径不宜小于 1.8m；对非圆形断面其高度不宜小于 1.8m，宽度不宜小于 1.5m。使用特殊机械施工的隧洞横断面应专门分析确定。

8.4 水力计算

8.4.1 水力计算内容

1 过流能力；

2 水头损失；

3 洞前洞后水流衔接及洞底高程计算。

8.4.2 隧洞的过流能力计算，对长度大于或等于洞前渠道正常水深 15 **倍的隧洞，按明渠均匀流公式（**8.4.2**）计算；对于短洞按宽顶堰公式计算，或参见本规范附录** 10A**。**

$$Q=\frac{1}{n}AR^{2/3}i^{1/2} \tag{8.4.2}$$

式中：Q——— **隧洞的过水流量，**m^3/s**；**

A、R—— **隧洞过水断面面积（**m^2**）和水力半径（**m**）；**

i——— **洞底比降；**

n——— **洞身过水断面的壁面糙率。**

8.4.3 糙率系数 *n* **值应根据洞壁衬护结构、材料、施工能达到的水平、运行后可能发生的变化并类比工程实际观测成果，合理分析选用。**

1 初步计算普通一般隧洞时，宜选用 GB50288－99**《灌溉与排水工程设计规范》表** E-2 **及表** E-3 **的** *n* **值；**

2 锚喷支护隧洞的糙率系数，按下列公式计算：

$$n_1=\frac{R_w^{\frac{1}{6}}}{17.721\lg\frac{14.8Rw}{\Delta}} \tag{8.4.3.1}$$

式中：n_1—— **喷射混凝土支护的糙率系数；**

R_w—— **水力半径，**cm**；**

Δ—— **隧洞洞壁平均起伏差，**cm**。**

3 当喷射混凝土支护隧洞的底板使用混凝土时，应按下式计算支护的综合糙率系数：

$$n^2 s_0 = n_1^2 s_1 + n_2^2 s_2 \qquad (8.4.3.2)$$

式中：n——隧洞的综合糙率系数；

n_1—— 喷射混凝土糙率系数；

n_2—— 浇筑混凝土糙率系数；

s_0—— 隧洞全断面的湿周长，m；

s_2—— 喷射混凝土的湿周长，m；

s_2—— 浇筑混凝土的湿周长，m。

8.4.4 隧洞局部水头损失包括：洞前洞后渐变段损失、隧洞进出口损失和断面变化的洞段损失等。宜采用本规范附录 4A 有关公式及相关系数。

8.4.5 水流总水面降落及水面御接计算与本规范第 4 章渡槽水力计算方法相同。对矩形断面隧洞可分析采用本规范附录 4A 的相关公式及系数。

8.5 隧洞围岩加固设计

8.5.1 围岩加固即采用与围岩共同工作、融为统一复合体的加固措施，充分发挥围岩自身的承载能力，使之成为承担荷载（内、外水压力等）、提高其抗渗能力并维持洞室稳定的主体。加固措施应满足水流磨阻和水量渗漏损失小的要求。

8.5.2 各个设计阶段应根据工程地质、水文地质条件按附录 8A 的围岩工程地质分类表，沿洞线分段分类综合评价围岩，初拟设计加固方案和设计参数。在施工中应根据揭示的实际情况结合地质边录工作加以修正。

8.5.3 隧洞通过地层为 I～III 类围岩时，应直接采用附录 8B 所示的喷、锚支护加固措施，初选各类围岩适用的系统锚杆及喷混凝土支护参数，但需要先对洞段内的局部断层及其破碎带进行专门处理。施工过程中再根据实际情况加以调整。

8.5.4 隧洞围岩加固设计

1 对 I～III 类围岩的无压隧洞按不同洞宽，采用附录 8B 的不同围岩

加固措施后，可不再进行结构计算；

2 隧洞过水表面应采取平整措施减小糙率系数，爆破质量应符合《锚杆喷射混凝土支护技术规范》（GB50086-2001）规定，喷射后围岩表面的平均起伏差不应超过 150mm；

3 采用锚喷支护时，喷射混凝土层的厚度不应小于 80mm，无钢筋网时宜为 80～200mm，有钢筋网时宜为 100～250mm，抗渗标号不应小于 S8；

4 锚喷衬护隧洞的底部应用现浇混凝土找平，找平层的厚度不宜小于 200mm 并应设锚筋及排水孔。

5 锚喷支护隧洞应根据围岩条件、隧洞运行要求、锚射支护作用和要求，选用下列类型：

1） 喷射混凝土支护(普通混凝土或钢纤混凝土)；

2） 喷射混凝土与锚杆组合式支护；

3） 锚杆、钢筋网和喷射混凝土组合式支护；

4） 锚喷与混凝土或钢筋混凝土组合式支护。

6 喷射混凝土的指标应符合下列要求：

1） 混凝土标号不小于 R200；

2） 喷射混凝土与围岩的粘结力，对 I、II 类围岩不应低于 1.2Mpa，对 III 类围岩不应低于 0.8Mpa；

3） 满足（GB50086-2001）和《水利水电工程锚喷支护施工技术规范》（SDJ57—85）的规定。

7 局部不稳定岩块应采用悬吊式砂浆锚杆加固。锚杆应按最优方向布置，锚入稳定围岩的长度宜为 40～50 倍锚杆直径。锚杆直径可按（GB50086－2001）规定计算，并不应小于 16mm。

8 整体稳定性较差的围岩宜采用系统锚杆，锚杆直径不宜小于 16mm，锚杆长度应根据地质条件和隧洞开挖断面尺寸分析确定，并应符合下列要求：

1） 锚杆宜垂直主结构面布置，若主结构面不明显时，应与洞周边轮廓线垂直布置；

2） 在岩面上锚杆群宜呈菱形分布；

3） 锚杆间距不宜大于其长度的 1/2，Ⅳ、Ⅴ类围岩中的锚杆间距宜为 0.5～1.0m，并不得大于 1.5m。

9 钢筋网的布置应符合下列要求：

1） 钢筋网的纵向筋直径宜为 6～10mm，环向钢筋直径宜为 6～12mm；

2） 网格间距宜为 150～300mm；

3） 钢筋网的喷射混凝土保护层厚度不宜小于 50mm；

4） 钢筋网宜与锚杆焊接固定；

5） 钢筋网的交叉点应连接牢固，宜采用隔点相焊或隔点绑扎的方法。

10 采用锚喷支护的隧洞进、出口部位和闸室前后，均应采用混凝土或钢筋混凝土衬砌。衬砌长度应根据工程地质条件决定，但不宜小于 2～3 倍洞宽（或洞径）。

8.6 隧洞衬砌设计

8.6.1 隧洞通过地层为Ⅳ～Ⅴ类围岩时应采用衬砌结构设计，衬砌材料可采用浆砌条石、混凝土及钢筋混凝土，根据隧洞尺寸大小经技术经济比较后确定。土洞的衬砌结构设计应满足规范（SL279-2002）相关条文要求。

8.6.2 荷载及荷载组合

1 作用于衬砌上的荷载分为基本荷载和特殊荷载两大类：

1） 基本荷载——长期或经常作用在衬砌上的荷载。基本荷载包括衬砌自重、围岩压力、设计条件下的内水压力（包括动水压力）；

2） 特殊荷载——出现机遇较少，不经常作用在衬砌上的荷载。

特殊荷载包括地震荷载、加大水位时的内水压力（包括动水压力）、施工荷载和灌浆压力等。

2 荷载组合：

1） 基本组合：由基本荷载组成。无压输水隧洞的基本荷载组合分两种情况：一是不考虑围岩弹性抗力时应为垂直围岩压力+侧向水平围岩压力+衬砌自重，二是考虑围岩压力时应为垂直围岩压力+围岩弹性抗力+围岩弹性抗力产生的摩擦力+衬砌自重；

2） 特殊组合：由基本荷载和前述的一种或几种特殊荷载组成。

3 围岩压力：

1） 围岩作用在衬砌结构上的荷载，应根据围岩条件、横断面形状和尺寸、施工方法、支护效果来确定；

2） 自稳条件好，开挖后变形很快稳定的围岩可不计围岩压力；

3） 薄层状及碎裂散体结构围岩，作用在衬砌结构上的围岩压力可按下列公式计算：

垂直方向

$$q_v=（0.2\sim0.3）\ g_r B \tag{8.6.1-1}$$

水平方向

$$q_h=（0.05\sim0.10）\ g_r H \tag{8.6.1-2}$$

式中：q_v —— 垂直均布围岩压力，kN/m^2；

q_h—— 水平均布围岩压力，kN/m^2；

g_r—— 岩体重度，kN/m^2；

B—— 隧洞开挖宽度，m；

H—— 隧洞开挖高度，m。

4） 对松软破碎而能形成坍落拱的深埋隧洞，按松介质平衡理论，如普氏理论来估算围岩压力；

5） 不能形成稳定拱的浅埋隧洞，宜按洞室顶拱的上覆岩体重力

作用计算围岩压力，再根据施工所采取的支护措施予以修正；

6） 已经采取了支护或加固措施的隧洞，根据围岩稳定状况，可不计或少计围岩压力；

7） 具有流变或膨胀等特殊性质的围岩，可能对衬砌结构产生变形压力时，应对这种作用进行专门研究，宜采取措施减小对衬砌结构的不利作用。

4 围岩弹性抗力 :围岩弹性抗力的大小和分布,可根据实测变形数据，工程类比或理论公式分析确定。对于圆拱直墙式等弹性固端高脚拱的弹性抗力值及其分布见附录 8C。

8.6.3 衬砌结构及计算

1 混凝土和钢筋混凝土衬砌厚度（不包括围岩超挖部分），应根据强度，抗渗和构造要求等，并结合施工方法分析确定，单层钢筋混凝土衬砌厚度不宜小于 250mm，双层钢筋混凝土衬砌厚度不宜小于 300mm；

2 混凝土和钢筋混凝土衬砌应根据需要提出强度，抗渗、抗冻和抗侵蚀等要求，其强度标号不应低于 R150，采用 28d 龄期强度。对平整围岩表面设置的混凝土衬砌，可不提抗渗要求。土洞的抗渗标号应予提高，并应作好接缝止水，防止内水外渗；

3 土洞的结构要求及荷载确定按（SL279—2002）的相关规定执行；

4 灌溉与排水隧洞遇特殊地质条件，如膨胀类岩土时需进行专门的试验和研究，选择适宜的结构、衬砌型式及计算方法；

5 无压隧洞衬砌做为承载结构时，应根据荷载组合情况，按传统的结构力学方法进行计算，详见附录 8D；

6 混凝土和钢筋混凝土衬砌的强度计算仍执行《水工钢筋混凝土结构设计规范》（SDJ20－78）（试行）的规定。

8.7 衬砌的分缝、灌浆、防渗和排水

8.7.1 混凝土和钢筋混凝土衬砌，在地质条件明显变化处，井、洞交汇处，进、出口处或其他可能产生较大相对变位处，均应设置永久缝并采取相应的防渗措施。

围岩地质条件比较均一的洞身段，可只设置施工缝。

8.7.2 沿洞线的浇筑分段长度，应根据浇筑能力和温度收缩等因素分析确定。浇筑分段长度应采用 6～12m**，衬砌结构的环向缝不得错开。**

8.7.3 灌浆

1 凡采用衬砌结构的隧洞顶部与围岩之间必须用混凝土或浆砌块石回填密实并进行回填灌浆。

2 回填灌浆的范围在顶拱中心角 90°～120°**以内，灌浆孔距和排距宜为** 2～6m**，每个横断面上宜设** 2～3 **孔，灌浆孔应深入围岩** 50mm **以上。灌浆压力对混凝土衬砌可采用** 0.2～0.3Mpa**，对钢筋混凝土衬砌可采用** 0.3～0.5MPa。

3 对岩体破碎、裂隙发育的围岩应进行固结灌浆，灌浆孔的排距宜采用 2～4m**，对称布置，深入围岩的深度约为无压隧洞洞宽（或直径）的一半。无压隧洞的灌浆压力应为** 0.1～0.2MPa。

8.7.4 防渗和排水

1 隧洞的防渗和排水应根据需要,安全和可能等条件,进行分析选择。

2 Ⅳ、Ⅴ类围岩的衬砌层上，宜在水面以上设置排水孔，降低外水压力强度，排水孔的间距、排距和孔深应根据地质条件分析选定。地下水涌水量不大时的排水孔间距、排距宜采用 2～4m**，孔深约深入岩层** 2～4m。

3 傍山隧洞临空面一侧围岩厚度小于 3 **倍内水压力水头处应采取必要的防渗措施，并应注意围岩及山坡的失稳问题。**

9 农　　桥

9.1 一般规定

9.1.1 与渠道相关的桥梁分为交通道路跨越渠道的跨渠桥和渠堤检修路跨越河流、沟溪、道路的检修桥等两大类。

9.1.2 四级公路以下的乡村道路、田间道路、放牧小路和渠堤检修路等较少行驶大型车辆的道路等级均为等外级道路。其跨渠桥和渠堤检修桥，本规范统称为农桥。农桥包括人行便桥，牧区放牧的专用的牧道桥，通行畜力车、拖拉机和农用汽车的生产桥，通行汽车的乡村道路桥。

9.1.3 跨越较大河流、沟道的渠堤检修桥宜就近绕道利用已成的公路桥涵连接交通，或者与渠道跨越建筑物（如渡槽、涵洞或桥式倒虹吸管）结合建设。

9.1.4 灌溉或排水区规划及渠道设计已统一考虑了农、林、渠、路、村的总体布置，新建和改建桥的布置方案应服从上述区域规划和渠道设计的要求，切实满足当地群众生产和生活的需要。

9.1.5 所有行业的各类各等级跨渠桥梁，均应满足本规范第 9.2 节和第 9.3 节的要求，再按照各自行业有关桥涵设计规范的具体规定进行设计。

9.1.6 任何工程项目在渠道管理范围内建设桥梁，或渠道在其他已成工程建设项目管理范围内建设桥梁时，均应充分尊重双方工程相关的设计要求，相互协调，共同受益。

9.1.7 下列标准的条款，通过本规范的引用而成为本规范的条款。

1 《公路工程技术标准》（JTG　B01—2003）；

2 《公路桥涵设计通用规范》（JTG　D60—2004）。

9.2 总体布置

9.2.1 跨渠桥的桥位应选在渠线顺直、水流平缓、渠床及两岸地质条件良好的挖方或填方高度较低的渠段上。桥梁与渠道的纵轴线宜为正交，当斜交不可避免时，其交角应大于 45^0。

9.2.2 农桥宜尽量与节制闸、涵洞、跨渠渡槽等渠系建筑物结合布置。

9.2.3 桥孔应符合以下要求：

1 跨渠桥全长应大于渠道加大流量对应的水面宽度。桥孔布置不得过分压缩渠道过水断面和改变渠道水流流态。因桥墩压缩而产生的渠道水面壅高值应小于 0.05m，并符合渠道设计所允许的数值。

2 在急流渠道横断面中不得布置桥梁墩台。缓流渠道中桥梁墩台顺水流方向的轴线应与渠道纵轴线方向一致，且不宜布置在渠道中心主流位置上。

3 桥孔形状宜与渠道形状一致。当桥孔与渠道过水断面积相当而形状或流速相差较大时，应按照收缩（或扩散）角为 6°～10°的要求，在桥梁上、下游布置足够长度的防冲减冲渐变连接段。

4 渠堤检修桥的孔径，应结合所跨道路的等级、沟溪的防洪标准、地质情况、冲刷深度、墩台基础埋置深度和沟溪整治加固方式等条件，综合比较确定。

5 通过非岩基河流的桥梁，应考虑桥孔和桥墩压缩水流而产生的桥下冲刷。冲刷深计算方法见本规范第 4 章.的第 4.5.4 条第 8 款及其附录 4B.1。

6 跨渠桥梁的下部结构及上、下游连接段结构应与渠道防渗措施妥善连接，确保渠道的防渗效果。

7 同一渠道上的桥梁宜选用相同的结构型式和标准跨径，方便定型化设计、机械化工厂化生产和统一养护管理。桥梁标准化跨径规定如下：

0.75m、1.0m、1.25m、1.5m、2.0m、2.5m、3.0m、4.0m、5.0m、6.0m、8.0m、10m、13m、16m、20m、25m、30m、35m、40m、45m、50m。

9.2.4 跨渠桥的桥下净空应根据渠道级别和安全超高，按渠道加大水位、

壅水高度、风浪高与安全高度之和确定。

1 在不通航或通航渠道的不通航桥孔内，跨渠桥梁梁底以下的安全高度：对于 1、2、3 级渠道，分别取 1.0m、o.7m 及 0.5m，对于 4、5 级渠道，取 $h_{加}/4+0.2$（$h_{加}$ 为渠道通过加大流量时的水深,m）.。

2 有铰拱的拱脚铰应至少高出渠道加大水位 0.25m。无铰拱的拱脚允许被渠道加大水位淹没，但因两侧拱圈阻挡造成的壅水高度不应大于第 9.2.3 条第 1 款的规定。

9.2.5 农桥桥面总宽及净空

1 农桥桥面总宽度依交通量和所连接的道路宽度决定。单车道农桥的桥面总宽度当不设人行道时为 4.0m，设人行道时为 5.0m。其中行车道宽度 w=3.5m、栏杆或路缘石宽度 b_1=0.25m、人行道宽度 b_2=0.50m，具体如图 9.2.5-1 所示。作为特例的双车道农桥桥面总宽度应为 6.5m 或 8.0m（其中 w=3.0m、b_1=0.25m、b_2=0.75m）。

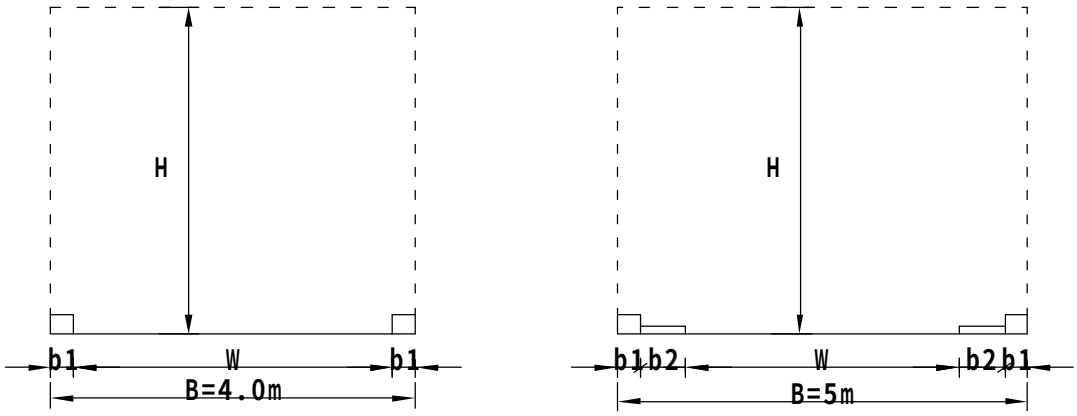


图 9.2.5-1　　农桥桥面总宽度

2 农桥行车道以上的净空高度 H=4.2m，桥面以上 B×H 的范围内，其他建筑物不得侵入。

3 农桥中专用人行桥的桥面总宽度宜为 1.5m～2.0m，其中包含路缘石或栏杆宽度 2×0.25m，以限制机动车辆通行。专用人行桥桥面以上的净

空高度应大于 2.2m。

9.2.6 当跨渠桥从渠堤检修路上空立体交叉通过时，其桥下的净高宜大于或等于 4.0m，相应桥孔的净宽宜大于 4.0m 或以渠堤顶宽为设计宽度。

渠堤检修桥与其他道路立体交叉时，桥下净空应根据当地通行的车辆和交叉情况而定：作为人行通道的桥下净高应大于或等于 2.2m、净宽应大于或等于 4.0m，畜力车及拖拉机通道的桥下净高应大于或等于 2.7m、净宽应大于或等于 4.0m，农用汽车通道的桥下净高应大于或等于 3.2m、并根据交通量和通行农业机械的类型选用净宽、但应大于或等于 4.0m，汽车通道的桥下净高应大于或等于 3.5m、净宽应大于或等于 6.0m。

9.2.7 电讯线、电力线、电缆、管道等设置不得侵入桥梁的净空限界，不得妨碍农桥交通安全，不得损害农桥的构造和设施。严禁天然气输送管道、输油管道利用农桥跨越渠道、沟道或河流。天然气输送管道离开农桥的安全距离应不小于 100m。高压电线不得与农桥交叉，且最小间距应大于一倍塔（杆）高度。

9.2.8 农桥桥上及桥头引道的各项技术指标应参照四级公路的最低标准值确定。桥上纵坡不宜大于 4%，桥头引道纵坡不宜大于 5%，位于市镇混合交通繁忙处的桥上纵坡和桥头引道纵坡均不得大于 3%。桥头两端引道线形应与桥上线形相配合，当桥头渠堤顶部宽度不够时，宜局部加宽渠堤顶部路面。

9.2.9 有关农桥的其他未尽规定，应按四级公路桥涵相关规定的低限取值。

9.3 农桥的设计要求

9.3.1 农桥的具体结构设计应按照以下现行公路桥涵设计规范的规定进行。其结构设计采用分项系数极限状态法。

1 《公路工程技术标准》（JTG B01—2003）；

2 《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60—2004）；

3 《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62—2004）；

4 《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61—2005）；

5 《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)；

6 《公路工程抗震设计规范》（JTJ 004—89）。

9.3.2 农桥的防洪标准应不低于所跨或者所在渠道的防洪标准。

9.3.3 农桥应统一按照行车设计速度为 20km/h 的单车道桥梁设计，其汽车荷载详见本规范第 9.4 节的规定。

9.3.4 全长小于 30m、单孔跨径小于 20m 的小桥可以只设两侧路缘石，路缘石的高度为 0.25～0.35m。中桥以上的农桥应设置高度不小于 1.1m 的栏杆，栏杆应满足受力要求，美观大方。

9.3.5 对位于 1、2 级灌溉渠道或排水沟道上，全长大于 100m、单跨跨度大于等于 40m 或者所连接的已成乡村道路确为双车道的跨渠农桥，作为特例可选用双车道。

9.4 农桥的车辆及行人荷载

9.4.1 农桥设计采用的荷载（或称作用）分为永久作用、可变作用和偶然作用三类，分别规定于表 9.4.1 中。

除可变作用中的汽车荷载之外，农桥设计荷载的分类、代表值、作用效应组合和各项荷载的确定方法，均按我国交通部现行规范《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）第 4 章的规定执行。

表 9.4.1　　荷载（作用）分类

编号	作用分类	作用名称
1	永久作用	结构重力（包括结构附加重力）
2		预加力
3		土的重力
4		土侧压力
5		混凝土收缩及徐变作用
6		水的浮力
7		基础变位作用
8	可变作用	汽车荷载
9		汽车冲击力
10		汽车离心力
11		汽车引起的土侧压力
12		人群荷载
13		汽车制动力
14		风荷载
15		流水压力
16		冰压力
17		温度（均匀温度和梯度温度）作用
18		支座摩阻力
19	偶然作用	地震作用
20		船舶或漂流物的撞击作用
21		汽车撞击作用

9.4.2 农桥设计时，汽车荷载的计算图式、荷载等级及其标准值和加载方法等应套用现行（JTG D60-2004）第 4.3.1 条的内容并作以下补充：

1 在汽车荷载中补充增加农桥—I 级和农桥—II 两个等级。

2 农桥—I 级汽车荷载就是（JTG D60-2004）第 4.3.1 条第 3 款最后一段所表述的汽车荷载。即采用农桥—I 级汽车荷载设计某跨径的农桥时，其车道荷载的效应应是同跨径桥梁采用公路—II 级车道荷载的效应乘以 0.8 的折减系数，其车辆荷载应是同跨径桥梁采用公路—II 级车辆荷载的效应乘以 0.7 的折减系数。

3 采用农桥—II 级汽车荷载设计农桥时，其车道荷载的效应应是同跨径桥梁采用公路-II 级车道荷载的效应乘以 0.45 的折减系数，其车辆荷载的效应应是同跨径桥梁采用公路—II 级车辆荷载的效应乘以 0.5 的折减系数。

9.4.3 农桥—I 级汽车荷载适用于重型车辆较少的四级公路，同时应适用于

以通行中型货车为主的农桥。农桥－II级汽车荷载则适用于通行中型货车较少的农桥。

9.4.4 农桥的人群荷载标准值按下列规定采用：

1 专用人行桥和农桥人行道上的人群荷载标准值统一采用 4.0KN/m^2；

2 设计农桥栏杆时，作用在栏杆柱顶上的水平推力标准值取为 0.75 KN/m^2，作用在栏杆扶手上的竖向力标准值为 1.0KN/m。

10 涵 洞

10.1 一般规定

10.1.1 渠道穿越道路、圩堤、高地时，宜选用渠道涵洞（简称渠涵）,渠道被其他渠道、沟溪或道路穿越时，宜设渠下输水、排洪或交通涵洞(统称渠下涵)。上述涵洞的进出口均不设闸门。

10.1.2 本章不包含进出口必须设置闸门用以挡水和控制流量的涵洞式水闸以及渠首与渠系中的引水、分水、泄水、冲沙涵洞，其设计规定参见第7章 水闸。

10.1.3 涵洞的分类

1 按作用划分——渠道涵洞、渠下排水涵洞和交通涵洞；

2 按流态划分——无压、半有压和有压涵洞；

3 按型式划分——盖板涵、圆涵、拱涵和箱涵；

4 按材料划分——钢筋混凝土、混凝土、砌石和成品管道。

10.1.4 同一座涵洞宜采用同一断面型式。过流能力相近时应优先选用孔径较大的单孔矩形涵洞，当流量较大或涵洞高度受限时则可设置多孔涵洞，多孔涵洞应采取两孔一联或三孔一联布置，联与联之间宜设置沉降缝分开，缝中应设置止水。

10.1.5 涵洞设计内容除本身的进出口、洞身及消能防冲设施的设计外，尚应包括必要的沟（溪）道上下游整治、道路连接、进出口外一定范围的沟床防冲加固处理、入口顶部及渠（路）堤边坡的铺砌加固和环境改善等工程设计内容。

10.1.6 设计与铁路或四级以上等级公路交叉的涵洞时，尚应执行与其行业相关规范的规定。

10.2 总体布置及构造

10.2.1 涵洞轴线位置应符合下列条件：

1 应符合渠道设计及运用要求，适合周围地形、地质和环境条件；

2 有利于选择涵洞流态和型式，有利于涵洞进出口水流顺畅、不发生涡流、壅水、滞流、冲刷或淤积等不良水流现象，有利于交通通畅；

3 渠涵与渠道中心线应一致，应选择在渠线顺直、水流平稳的渠段上，涵洞进出口应与渠道平顺连接；

4 渠下涵的轴线宜为直线并与所交叉渠道的中心线垂直，而连接山区河沟坡陡水急、洪水较猛、厉时短暂的渠下涵轴线应尽量符合河沟水流方向；

5 有利于施工，能使包括水土保持、环境保护工程在内的涵洞总工程量最小。

10.2.2 纵向布置

1 渠涵洞身段的纵坡应不小于该段渠道的纵坡，涵洞底部高程应满足水面衔接要求，过涵总水头损失应符合渠道设计要求。

2 渠下涵洞底部高程应等于或接近所在沟溪的底部高程，纵坡应等于或稍大于所在沟溪纵坡，但不宜大于 5%或增加防滑措施。洞内和出口的水流速度应小于洞身材料和出口土壤的允许不冲流速。连接其他渠道或道路的渠下涵洞应符合其具体需要。

10.2.3 流态及洞型选择

1 渠涵应优先选用无压流态。当渠下涵具备下列条件时，宜选用有压或半有压流态：

1） 涵前地形陡峻或允许有较高积水深度，不会造成淹没破坏的；

2） 渠道填土质量良好，不致因积水水压和渗流而丧失稳定；

3） 涵洞材料允许流速大，接缝止水可靠。

2 不得采用急坡长洞半有压流态。

3 涵洞横断面型式应根据涵洞功能、工作特点、流态、过流能力、填土高度、当地材料和施工方法等条件综合比较决定，并应符合下列要求：

1） 涵顶填土高度较小的无压涵洞宜采用盖板涵或箱涵，涵顶填土高度较大的宜采用城门洞型或蛋型（高升拱）、拱涵或圆涵。有压涵洞不得采用盖板涵和拱涵，在未经处理的软弱地基上不应使用四铰拱涵和拱涵。

2） 无压涵洞内设计水面以上的净空面积，视涵内流速高低不应小于涵内横断面积的 10%～30%，且涵洞内顶点至最高水面之间的净空高度应符合表 10.2.3—1 的规定；

表 10.2.3—1 **无压涵洞内顶点至最高水面之间的净高**

净空高度（m） 进口净高（m）	涵洞类型		
	圆涵	拱涵	矩形涵洞
≤3	≥D/4	≥D/4	≥D/6
＞3	≥0.75	≥0.75	≥0.5

注：表中 D 为涵洞内侧高度或者圆涵内径（m）。

3） 通行人、畜及车辆的矩形交通涵洞内侧最小孔径应按表 10.2.3—2 **的要求选用，铁路或四级以上等级公路涵洞的孔径应按其行业标准确定；**

表 10.2.3—2 **交通涵洞内侧最小孔径 （单位：m）**

交通名称	净高度（m）	净宽度(m)
行　人	2.0	2.0
牛　羊	2.5	3.0
骆　驼	3.2	3.0
农用车	3.2	4.0
拖拉机	3.0	4.0
货车（单车道）	4.2	4.5

4） 满足运行、施工和检修要求的涵洞最小断面应为：涵高 1.8m、涵宽 1.5m，圆涵直径在 2．0m以下的通常采用成品圆管，其最小孔径在山区宜为 1.0m、平原地区宜为 0.5m。

10.2.4 涵洞孔径选择原则

1 涵洞孔径应满足安全通过其防洪标准洪水的要求，不得因其携带的流冰、泥石及漂浮物造成涵前壅水、堵塞和涵后冲刷，确保渠道正常运用和渠堤稳定。

2 渠涵的孔径应能在选定的洞内流态下，通过设计流量和灌溉加大流量。

3 渠下涵孔径尺寸选择特点：

1） 孔径尺寸应根据涵前地形与河沟比降决定是否允许涵前积水。当涵前地形陡峻，洪水涨落迅速，积水容积很小时，应不允许涵前积水。在河沟宽坦的平原丘陵区，涵前积水可有较大容积，淹没损失小并对孔径选择影响显著时，应允许涵前积水并进行涵前积水位计算。积水位及孔径尺寸计算方法见附录 10A.2；

2） 当涵前有明确的允许最高壅水位要求时，孔径设计应使涵前水位低于允许壅水位，留出一定的安全超高；

3） 对于上游有调蓄能力的洼地排水涵洞，应选择不同孔径尺寸、底部高程及洞身纵坡，进行积水调蓄演算，审查上游的淹没范围、淹没时间、上游最高壅水位和相应的涵洞设计流量，通过技术经济比较选定合理的涵洞孔径尺寸；

4） 考虑涵前积水不应改变涵洞设计的水流形态。考虑积水后的过涵设计流量不宜小于其防洪标准对应洪水流量的 3／4。

10.2.5 涵洞进、出口的形式与尺寸应以使过涵水流平稳顺利并保证附近渠堤安全稳定为原则。渠涵进出口宜采用扭曲面或八字墙型式，平面扩散角应达到 6°～12°。渠下涵的进出口形式有八字墙式、端墙式、平头式（衣

领式）和走廊式，应结合进出口地形、地质、水流特性、防冲加固和消能措施综合选择确定。

10.2.6 涵洞的构造要求

1 涵洞纵向应在下述位置设置贯穿整个涵洞断面的沉陷变形缝，缝宽宜为 20～30mm，缝内应设置防止内水外渗与外水内渗的双向止水。

1） 地基土质发生变化、基础埋深不一、以及基础填挖交界处；

2） 涵洞洞身和端墙、进出口翼墙及护底等结构分段处；

3） 洞身纵向每隔 4～10m 处。

2 抗渗与防水要求：

1） 沿涵洞洞身外壁，特别是出口段末端的渗透水力坡降及渗水流速应小于涵洞外周土壤允许的渗透水力坡降及渗水流速。当不能满足要求时，应采取提高涵周土壤密实度或在涵身外壁设置截水环等措施。截水环纵向间距宜为 4～8m，其材料、尺寸和数量应根据安全渗径长度的需要决定；

2） 渠下涵的洞顶填土高度宜大于 1.0m，或涵顶应低于渠道防渗层至少 0.5m；

3）渠道水位高于涵顶及涵内水质需加保护的输水涵洞和交通涵洞的外壁上应设置阻止外水内渗的防水层。视渗水水量和洞身材料情况，防水层宜用三合土、水泥砂浆或沥青类材料构成。

10.3 水力设计

10.3.1 水力设计内容

1 过流能力计算；

2 过涵水面曲线计算；

3 出口防冲或消能设计。

10.3.2 涵洞设计流量应符合以下规定：

1 灌溉渠道上的涵洞应按渠道设计流量设计，加大流量校核；

2 排水沟道上的涵洞应按其设计流量设计；

3 渠下排水涵洞的设计流量应按所在沟溪的设计洪水确定并符合下列要求：

1） 渠下排水涵洞设计流量主要是推求小流域设计洪水，应优先选用适合本地区情况比较成熟的地方性计算方法及公式。应运用历史洪水调查等不同设计方法求得的洪峰流量进行相互比较、印证、综合分析、审慎选定；

2） 当涵洞所在沟溪上游建有水库、池塘时，应根据具体情况考虑进行溃坝洪水演算；

3） 当所建涵洞存在跨行业的联系时，应尊重各部门对拟建排水涵洞的特殊要求，满足各相关行业规范的规定。

10.3.3 应由过流能力计算成果确定涵洞横断面尺寸，其计算方法见附录10A.1。

10.3.4 应计算过涵水面曲线以准确判别涵洞流态、长短洞型、净空高度、出流形态和进行水面衔接，其计算方法采用分段求和法或水力指数法进行。

10.3.5 出口防冲或消能设计

1 涵洞出口的防冲或消能设施的选择需通过经济技术比较确定；

2 当涵洞出口的流速小于 6m/s 且具有良好的水流扩散条件时，应在涵洞出口采取加设防冲齿墙（垂裙）、涵后局部地面及渠堤外坡脚砌护加固等防冲措施，反之应采取底流消能措施。

3 底流消能设计：

1） 应使完全发生在消力池内的水跃跃后水深小于涵后沟渠水深；

2） 消力池宽度应等于或略大于涵洞出口底宽，池长大于水跃长度，宜选择消力池和池后加槛的综合消力池形式；

3） 消力池的材料应具有足够的强度、刚度和防冲耐久性；

4） 必要时消力池下游宜设置海漫和防冲槽等加固防冲措施。

10.4 结构设计

10.4.1 结构计算内容

1 荷载及其组合；

2 内力计算；

3 强度计算。

10.4.2 荷载及其组合

1 涵洞的荷载按其性质分为基本荷载和特殊荷载两类；

2 基本荷载是长期或经常作用于涵洞上的荷载，包括：

1）涵洞自重；

2） 填土压力（垂直土压力和水平土压力）；

3） 设计内、外水压力；

4） 地面静荷载；

5） 地面车辆活荷载；

6） 温度荷载。

3 特殊荷载是出现机遇较少的偶然荷载，包括：

1） 校核内、外水压力；

2） 施工荷载；

3） 地震荷载。

4 主要荷载计算

1） 填土压力：涵管所受土压力除与填土种类、埋置深度、施工方法有关外，还与填埋方式（上埋式或沟埋式）、涵洞及地基刚度有关，应根据上述因素选择相应的方法计算；

2） 内水压力：与涵洞型式和流态有关。内水压力垂直作用于涵洞

内壁，对于无压涵洞其值应根据洞内水面线按静水压力计算，对于有压涵洞可分为均匀内水压力和非均匀内水压力两部分分别计算然后叠加。均匀内水压力由洞顶内壁以上的水头引发形成，非均匀内水压力则是洞内无水头的满水重力；

3） 外水压力：指作用于涵洞外壁上的水压力。等于涵洞外壁水头值，主要取决于涵洞所处地段的地下水面线。应将其分为均匀外水压力和非均匀外水压力两部分分别计算，然后叠加。

4） 地面静荷载：指涵顶地面存在的各类建筑物或物体的重力在涵洞相应构件计算轴线上的分布；

5） 地面车辆活荷载：按本规范第 9 章农桥的有关规定计算。根据 JIGD 60-2004《公路桥涵设计通用规范》第 4.3.4 条的规定：“计算涵洞顶上车辆荷载引起的竖向土压力时，车轮按其着地面积的边缘向下作 30^0 的分布。当几个车轮的压力扩散线相重叠时，扩散面积以最外边的扩散线为准。”对于汽车荷载冲击力，其第 4.3.2 条规定，当填料厚度（包括路面厚度）等于或大于 0.5m 的涵洞，可不计冲击力；

6） 地震荷载：应按《水工建筑物抗震设计规范》（SL203—97）计算；

7） 其他荷载可参考有关规范、规程的规定确定。

5 涵洞荷载组合应采用表 10.4.1 的规定，按荷载的基本组合设计，特殊组合校核。必要时尚应考虑其他可能的不利组合。

表 10.4.1　　荷载组合表

荷载组合	计算情况	荷载										
		涵洞自重	填土压力	设计内水压力	校核内水压力	设计外水压力	校核外水压力	地面静荷载	地面车辆荷载	温度变化荷载	施工荷载	地震荷载
基本组合	完建或检修	√	√			√		√	√	√		
	正常运行	√	√	√		√		√	√	√		
特殊组合	施工情况	√	√			√				√	√	
	非常运行	√	√		√		√	√	√	√		
	地震情况	√	√				√					√

10.4.3 内力计算

1 涵洞内力计算应根据设计实践经验或者工程类比法先拟定各部尺寸，取单位长度的横断面，按结构型式选择适用的计算方法；

2 整体圆涵管内力应采用结构力学力法的弹性中心法进行计算，对4～5 级涵管也可根据不同铺管方式及荷载类型采用查表法计算。四铰圆涵宜采用结构力学变位法计算并应验算其铰结构强度；

3 盖板涵内力计算应将结构分为盖板、边墙、底板三部分并依据其连接形式分别采取不同的计算简图进行计算。盖板宜按简支梁或多跨连续梁计算，对侧墙与底板为整体的钢筋混凝土结构应按侧墙顶部与盖板饺接的“冂”形或“山”字形刚架计算，分离式钢筋混凝土结构侧墙也可作为支承于盖板或底板上的简支梁计算，对侧墙与底板分离的圬工结构涵洞则宜将侧墙作为挡土墙计算；

4 拱形涵洞的拱圈，对双铰拱宜采用结构力学力法计算，对无铰拱宜按弹性中心法或查表法计算。填土高度较小的 4～5 级涵洞圬工拱圈内可按无拉应力原则采用压力线法图解，其侧墙与底板的内力计算与盖板涵相

同；

5 箱形涵洞应将各构件按截面形心轴线简化为封闭刚架，采用结构力学变位法中的转角位移或力矩分配法计算，应注重大型刚架中杆件转折处所加腋角的作用。也可用查表法求内力；

6 采用间隔式支墩的圆涵管应按其管节长度、支承位置，根据梁理论进行纵向内力计算。

10.4.4 强度计算

1 涵洞根据所处的工作条件、气候和环境情况，应分别满足强度、稳定和抗渗、抗冻、抗冲刷等耐久性的要求；

2 圬工挡土墙的稳定和强度验算方法参见本规范第 7 章水闸相关规定进行；

3 钢筋混凝土构件尺寸应满足构造和施工要求，并要求按横向内力计算成果配置的横向钢筋数量应控制在经济含钢率以内。除采用间隔式支墩的圆涵管外，涵洞纵向应按构造要求配筋；

4 位于 6 度以下地震烈度区的涵洞可不进行抗震计算。位于 7 度及 7 度以上地震烈度区的涵洞应按《水工建筑物抗震设计规范》（SL203—97）做好抗震计算，并应采取加强涵洞横向整体性和防渗止水等抗震措施；

5 涵洞宜按限裂构件设计，有较高防渗要求的应采取加设专用防渗面层的保护措施。

10.5 基础及地基处理

10.5.1 涵洞基础

1 涵洞基础型式应依据涵洞型式、孔径及地基土质条件确定。

2 位于良好地基上的圆涵通常采用砌石或混凝土连续管座，其包角为 90°~135°，当管径小且地基土层压缩性不大时，可直接置于弧形土基或碎石三合土垫层上。岩基上的圆涵可开槽直接浇筑管身或在槽内铺混凝土

垫层再敷设管道。

3 拱涵及盖板涵宜采用分离式或整体式基础。孔径较大且地基条件较好的，宜采用分离式基础，孔径较小或地基承载力较低的宜采用整体式基础。

4 箱涵在正常情况下不另设基础，由底板兼作基础。

5 涵洞基础埋置深度根据地基承载力及冻土深度等决定，应符合下列要求：

1） 除岩石、砾石、粗沙地基外，涵洞基础应埋置到冻土线以下不小于 0.25m 处，且在任何情况下埋深均不应小于 1.0m；

2) 涵洞的岩石地基应清除表面的强风化层，弱风化层经处理后可作为涵洞地基；

3） 涵洞基础应不受冲刷，不设底板的涵洞底部宜采取铺底保护措施。铺底采用浆砌片石或混凝土砌筑，厚度应不小于为 30cm，其范围应涵盖进出水口两端之间的涵洞全部面积且在进出水口两端处铺底应加设防渗截水墙保护；

4） 寒冷冻胀土地区的涵洞洞身段的基础埋深，当地基承载力足够时主要依据冰冻深度确定 在距离洞口 2m 范围内不应小于当地冻土深度，2～10m 范围内不应小于 0.6 倍～0.7 倍的冻土深度，距离洞口大于 10m 的洞身段则不考虑冻土深度要求。

5） 涵洞进出口段翼墙的基础埋深：对非冻胀土地基应设在河沟冲刷线以下至少 1.50m 处，对冻胀土地基按本款第 1）项规定确定。

6 涵洞基础面积应满足地基承载力及其分布的要求。刚性扩大基础的允许刚性角，对混凝土材料基础为 40°、其他圬工材料基础为 35°。柔性钢筋混凝土筏板基础应通过结构保证自身强度和刚度。

10.5.2 地基处理原则

1 当涵洞地基不能满足地基承载力、变形、抗渗或防冲要求时，应采

取地基处理加固措施；

2 在查明涵洞地基持力层深度内工程地质和水文地质条件的前提下，经过技术经济比较，采取的地基处理措施应因地制宜、针对性强、简单易行、费省效宏；

10.5.3 涵洞常用的地基处理措施为：换填、砂垫层、砂（土）桩挤密、预压加固、强夯、碎石振冲等夯实挤密类方法。

10.6 冻害防治措施

10.6.1 寒冷地区涵洞的冻害主要表现是因地基土产生不均匀冻融变形而引起洞身破坏、进出口倾覆以及渗流冲刷破坏等。

10.6.2 应将涵洞基础置于冻土层以下并采用具有抵抗冻胀变形能力的结构。

10.6.3 宜将涵洞进出口挡土墙后及距洞口 10m 范围内的洞身周围换填为足够厚度的砂、砾石类非冻胀性土或加设草捆、泡沫塑料等防冻保温材料。

10.6.4 宜采取有效排水措施降低涵洞周围的地下水位，使地基土保持干燥状态。

10.7 观测与管理

10.7.1 应根据涵洞的级别、结构型式和运行条件设置水位、流量、流态、位移和渗流等观测项目。

10.7.2 涵洞工程管理主要包括日常养护、汛前检查和汛后维修。汛前应保障上下游沟溪整治等附属工程和涵洞完整无损、畅通无阻，加强日常养护，汛后应针对出现问题及时修复。

10.7.3 交通涵洞及流速较大的涵洞的两端应设置醒目的限制通行的车辆吨位或安全警示标志牌，杜绝伤亡事故。

11 排洪建筑物

11.1 一般规定

11.1.1 在大致沿平行于地面等高线布置的渠道上，常需设置排泄来自较高侧地面、洼地、小溪或沟道洪水的排洪建筑物，保护渠道免遭洪水破坏。

11.1.2 渠道排洪建筑物的类型按洪水是否进入渠道及二者的高程关系分为入渠排洪建筑物、非入渠排洪建筑物及平交排洪建筑物等三类。应根据洪水流量、地形地质条件、渠道级别和运行方式合理选用。

11.1.3 排洪建筑物的布置应满足渠道防洪设计的要求，遵循“高水高排、低水低排、分片分段排泄”的原则，安排明确的洪水出路，有条件时宜与其它渠系建筑物结合布置。具体布置形式应根据地形条件和自身功能通过方案比较合理确定。

11.1.4 渠道排洪建筑物的设计防洪标准按本规范第 2 章的规定采用，宜取表列上限值。相应的设计排洪流量按其所控制的集水面积通过设计洪水或积水计算确定。

11.1.5 排洪建筑物应选择地基稳定和交通方便处，宜能自行启动运行。

11.2 总体布置

11.2.1 排洪建筑物的位置

1 与天然溪沟等洪水通道交叉、存在坡面雨洪及通过洼地的填方渠段上；

2 险工渠段和重要渠系建筑物的上游附近渠段；

3 水位高于城镇、工厂等重要保护目标的渠段上游；

4 选作泄洪出路的河流、沟道附近或渠道工程设计选定的渠段上。

11.2.2 入渠排洪建筑物

1 包括接纳洪水安全进入渠道的引洪入渠口和排泄入渠洪水的堰闸

等两类入渠排洪建筑物。各渠段引洪入渠口设计流量之和应小于该渠段允许入渠洪水总流量。

2 允许入渠的洪水包括：

1） 相邻两个排洪建筑物之间渠道设计水位以上超高断面允许通过的洪水；

2）可以迅速停止正常输水渠道的安全横断面（大于加大水深断面）所允许通过的洪水；

3） 不致严重污染或淤塞渠道的洪水。

3 引洪入渠口

1） 按照本渠段允许入渠的洪水总流量和分片分段排泄原则，应选择便于集中洪水的位置分散设置；

2） 引洪入渠口由设于渠堤外的沉沙池、进口段、渠堤顶段（过水路面或涵管）和影响范围内的渠床加强砌护段组成。渠深较大时引洪入渠口宜按陡坡设计。

3） 引洪入渠口不应改变渠道过水断面形状、不过分降低渠顶安全超高、不影响渠道通过加大流量时的正常运用。

4 溢洪侧堰

1） 溢洪侧堰的堰顶应平行于渠道水流方向，堰顶长度应满足排泄流量要求；

2） 溢洪侧堰应采用流量系数大且自身稳定的实用堰型，堰顶高程宜与渠道设计水位齐平，也可采用在较低的堰顶上加设自动翻板闸门、自毁式子埝等形式；

3） 溢洪侧堰下游侧应结合地形条件布置侧槽式或正向渐变收缩式集水道，连接下游泄洪退水渠。

5 虹吸溢流堰

1） 虹吸溢流堰的泄洪能力大且对水头敏感，可单独设置或作为安

全保险措施加设在泄洪建筑物旁；

2） 虹吸管两端管口应分别埋于渠道加大水位和下游水位以下，下游堰面上宜设水平连续挑流低坎促进闭气加快形成满管压力流，加大水位以下的进口管顶部应设通气孔，当渠道水位下降至通气孔高程时能引入外部空气迅速终止虹吸作用；

3） 各部分尺寸应按压力流估算并经水工模型试验确定。

6 排洪闸

1） 排洪闸中心线与渠道中心线的夹角宜为 60°～90°；

2） 排洪闸底部闸槛高程宜等于或低于渠底高程，闸顶高程与渠道加大水位持平，闸孔总宽度应能排泄渠道加大流量与该渠段入渠洪水流量之和；

3） 有条件时排洪闸处宜结合布置渠道节制闸；

4） 有事故泄空退水功能的排洪闸，宜采用无渠道节制闸的潜没式排洪闸。即在排洪闸前渠道底部设置宽度小于或等于渠道底宽的弯道形导流槽，当闸门全开时，渠水全部进入导流槽后经排洪闸泄出；

5） 重要排洪闸的侧旁宜设排泄流量相等的溢洪侧堰或虹吸溢流堰自动泄洪。

11.2.3 非入渠排洪建筑物

1 洪水流量大、泥沙含量高、水质不宜灌溉或其水面与渠道存在高差时，应设置排洪渡槽(桥)或涵洞等非入渠排洪建筑物，跨越或穿越渠道排洪。非入渠排洪建筑物与渠道的中心线宜正交。

2 排洪渡槽（桥）

1） 水位等于或高于渠顶的洪水应设渠顶排洪渡槽跨渠泄洪，北方地区洪水频次少的宽浅型排洪渡槽，宜兼顾日常交通；

2） 渡槽（桥）的进口前应配置堤沟收集洪水，不应过分降低渠顶高度或影响渠堤检修交通，必要时应增设出口消能防冲措施；

3） 槽（桥）身段宜采用较大纵坡，其下部净空应满足渠道正常运行要求，不宜小于 0.5m；

4） 排洪渡槽（桥）的布置和设计应遵守本规范第 4 章（第 9 章）的规定。

3 渠下排洪涵洞或排洪倒虹吸管

1） 水位低于渠底或渠道设计水位的洪水应设渠下排洪涵洞或排洪倒虹吸管泄洪，其中心线宜与渠道中心线正交；

2）渠下排洪建筑物应不淤积堵塞，其长度应等于或大于渠床宽度，顶高不影响渠道防渗设施的防渗效果；

3） 排洪涵洞宜兼顾日常交通；

4） 排洪涵洞设计流量的确定参见本规范第 10 章有关积水计算的规定；

5） 具体布置和设计应遵守本规范第 5 章和第 10 章的规定。

11.2.4 平交排洪建筑物

1 水面高程接近且水质适于灌溉的天然河溪与渠道交叉时，宜设置平交排洪建筑物泄洪或引洪补给灌溉；

2 平交排洪建筑物由在河、渠交叉口四个方向中的一个方向或至四个方向水道上设置的节制闸和护岸组成，必要时宜增设专用排沙及通航设施；

3 河溪水位略低于渠道水位时，宜采用一方平交布置形式，即在交叉口下游侧的河溪上设闸,必要时阻壅洪水补给渠道；

4 在交叉口下游侧的河溪和渠道上分别设闸壅水并控制入渠洪水流量，即为二方平交布置形式；

5 在交叉口河、渠上、下游侧尚可采用三方或四方平交布置形式，更灵活地调控泄、引洪水流量。

11.2.5 排洪退水渠道建筑物

1 连接排洪建筑物与河沟或容泄区的排洪退水渠道，应采用与主渠道相同的设计级别和洪水标准；

2 退水渠上的渠系建筑物适用本规范设计，末端采用抽排方式的参见GB/T50265—97《泵站设计规范》。

11.3 水力和结构设计

11.3.1 水力计算内容

1 设计洪水；

2 排洪建筑物前积水计算；

3 过流能力计算；

4 出口消能防冲计算。

11.3.2 排洪建筑物的设计洪水，应根据其控制的集水面积和洪水按SL44—93《水利水电工程设计洪水计算规范》、溃坝洪水计算方法以及各省、地总结的小流域设计洪水计算方法推求。

11.3.3 排洪建筑物前积水计算：当采用的排洪建筑物设计流量略小于设计洪水流量时，应推算其上游积水水位，确定积水水深和泄空时间，具体见本规范第10章。

11.3.4 排洪建筑物过流能力、出口消能防冲、结构计算的计算方法和地基处理方法，应分别参见本规范第4、5、6、7、9、10章的规定。

11.4 运行管理

11.4.1 排洪建筑物的运行管理应满足渠道工程安全运行的需要，其养护、维修应与渠道工程同步进行。

11.4.2 每年汛期之前必须对渠系排洪建筑物进行全面检查、养护和整修，确保建筑物的操作、遥控和通讯等各系统安全正常、运转灵活。

11.4.3 应确保洪水排泄河沟畅通无阻，保持容泄区功能和容积不减。

12 量水建筑物

12.1 一般规定

12.1.1 在输水或排水渠道经过专业率定的过水断面上，通过测量水深、流速或直接由水深，求得某一时段内，通过该断面水流的流量变化或水量的测验设施，统称为量水建筑物。

12.1.2 渠道常用的量水方法中，利用合适已成的渠系建筑物率定后量水是最合理的方法。流速仪人工测流方法适用范围最广，设置专门的各种堰槽设施操作方便。现代利用电磁波、超声波或多普勒技术，测量水深、流速的成品设备，具有自动记录和遥控功能，对能源依赖程度和成本高。

12.1.3 应依据行业有关技术规范和产品技术手册的具体要求，综合设计量水建筑物。

12.2 总体布置

12.2.1 灌溉或排水区渠道系统的量水建筑物，应按照基本、参证、专用和试验性质测点进行分类，统一规划，相辅相成，合理布置。

12.2.2 在各级渠道的引水、分水、泄水、退水处附近，排水沟道的末端位置，应设立基本量水站点。

被引水、分水的上级渠道以及获得引水、分水的以下各级渠道上的量水测点，可起到参证量水站点的作用。

重点渠段、重点水电站或泵站、重点渠系建筑物处或为某个特殊目的，应设置短期或长期使用的专门量水站点。

灌溉、排水试验渠段、科研试验区、典型区内，应设立试验量水点。

12.2.3 各类性质的量水站点，应根据测流范围、精度和管理要求，分别选择适宜的量水方法和设备。

12.2.4 量水建筑物应布置在渠线顺直，断面规则、水流平稳、泥沙含量小、

远离不良干扰因素的缓坡渠段上。

12.3 各种量水方法的适用范围

12.3.1 利用已成渠系建筑物或堰槽类建筑物进行量水的适用范围，列于表12.3.1中。

表12.3.1 渠道常用量水建筑物的适用范围

量水方法	量水范围 (m^3/s)	量水精度 (%)	泥沙影响	对渠道要求或影响	参数率定与施测情况
利用已成渠系建筑物测流	无限制	需经不确定度估算	不增加影响	要求渠段顺直、规则，无壅水、降水发生。出流淹没度不大于98%。	参数率定复杂，工作量大。施测简单。
量水堰测流	0.001～13.0	需经不确定度估算，约97%	易导致堰前较大泥沙淤积。	要求堰上下游顺直、规则，淹没度满足要求。易产生渠道较大壅水。	施工满足要求时，参数不需要率定。施测简单。
量水槽测流	0.0015～93	需经不确定度估算，约95%	导致槽前少量泥沙淤积。	要求槽上下游顺直、规则，淹没度满足要求。槽前产生少量壅水。	施工满足要求时，参数不需要率定。施测简单。

12.3.2 各种专用量水仪器仪表的适用范围，列于表12.3.2中。

表 12.3.2　渠道常用量水仪器适用范围

项　目	转子式流速仪	超声波流速仪	多普勒流速仪	浮标法测流	电磁自动测流仪	超声波自动测流仪
测流(速)范围	0.01～15.0 m/s	0.05～4.0 m/s	0.01～9.5m/s	无限制	0～10 m/s	0.05～4.0 m/s
测流(速)精度	约 95%	约 95%	误差±0.5%	约 85%	约 97%	约 95%
分辨能力	±0.9cm/s	±1cm/s	±0.5cm/s		流速 1%，水位±1cm/s	±1cm/s
环境温度	-10～+40℃	-10～+45℃			0～+40℃	-10～+45℃
水温	0～+40℃	0～+45℃			0～+45℃	0～+45℃
含沙量	1～100kg/m^3	10kg/m^3			10kg/m^3	10kg/m^3
盲区			渠边界，约 15%的剖面			
无故障工作时间	4～8h	8000h				
工作电源		6、12、24v 直流或 220v 交流	110V±10%		交流 220v	6、12、24v 直流或 220v 交流
价格						
对渠道要求或影响	无要求和影响	无要求和影响	无要求和影响	无要求和影响	安装测速和水位仪器	安装测速和水位仪器
标定与施测	定期标定，施测复杂，工作量很大。	定期标定，施测复杂，工作量很大。	定期标定，施测工作量大。	不标定，施测工作量大。	一次标定，施测简单。	一次标定，施测简单。

12.3.3 必要时可将明渠均匀流在局部范围内改变为压力管流后，方便和高

精度的量水。管道常用流量计有电磁流量计、超声波流量计、旋翼式流量计、涡街流量计，其使用方法和适宜范围见产品使用说明书和相关标准。

12.4 量水建筑物的设计要求

12.4.1 量水建筑物的设计级别和防洪标准，应与所在渠道的级别和标准一致。

12.4.2 量水建筑物的过水断面应满足量水技术规范要求，其整体和各组成墙、板部件尚应满足强度、刚度、稳定和耐久性要求。

12.4.3 专用或兼有量水任务的渠系建筑物，应按照相关量水技术规范的要求进行设计布置，严格率定水位～流量关系，设置必要可靠的安全防护、能源通讯和量水仪表特需的各种附属设施。

12.4.4 应注意各类量水仪表安装和使用的特殊要求。自记水位计宜安装在用连通管联接的渠旁专用井内，为流速仪法提供测流桥或缆车，电磁、超声类量水仪器常需在渠道侧壁或渠道中心水面等位置安装仪器或传感器元件。

附录 4A 水力设计计算公式

4A.1 槽身过流能力计算公式

1 槽身长度大于或等于渡槽进口渐变段前上游渠道正常水深的 15 倍时，按明渠均匀流公式（4A.1.1）计算：

$$Q=\frac{1}{n}AR^{2/3}i^{1/2} \tag{4A.1.1}$$

式中： Q**——渡槽的过水流量（**m^3/s**）；**

A、R**——槽身过水断面面积（**m^2**）和水力半径（m）；**

i**——槽底比降；**

n**——槽身过水断面的壁面糙率，钢筋混凝土槽身可取** n=0.013～0.015**；砌石槽身可取** $n\geq0.017$**。**

2 槽身长度小于渡槽进口渐变段前渠道正常水深的 15 倍时，按淹没宽顶堰流公式（4A.1.2-1）～（4A.1.2-5）计算：

1）．槽身为矩形断面时：

$$Q=e\sigma_s mB\sqrt{2g}H_0^{3/2} \tag{4A.1.2-1}$$

其中：

$$e=1-\frac{a_1}{(0.2+\frac{y_1}{h_1'})^{1/3}}(\frac{B}{B_1'})^{1/4}(1-\frac{B}{B_1'}) \tag{4A.1.2-2}$$

$$H_0=h_1'+\frac{v_1^2}{2g} \tag{4A.1.2-3}$$

式中 H_0**——渡槽进口水头（m）；**

h_1'**——渡槽进口前渠道水面高出进口槽身底板（始端）的水深（m）；**

v_1**——渡槽进口渐变段前渠道断面平均流速（m/s）；**

B**——矩形槽身底宽（m）；**

m——　流量系数，渡槽进口较平顺时取 m=0.35～0.38，进口不平顺时可取 m=0.32～0.34；

e ——　侧向收缩系数；

a_1——　反映渡槽进口处底板及两侧平顺程度影响的系数，平顺时取 a_1=0.10，不平顺时取 a_1=0.19；

y_1——　渡槽进口底板超出上游渠底的高度（m）；

B_1'——　渡槽进口前渠道水面宽度与渠底宽度的平均值（m）；

s_s——　淹没系数，按表 4A.1.2 采用。

表 4A.1.2　　s_s 值

h_2'/H_0	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89
s_s	0.500	0.590	0.660	0.735	0.775	0.825	0.850	0.875	0.900	0.925
h_2'/H_0	0.88	0.87	0.86	0.85	0.84	0.83	0.82	0.81	≤ 0.80	
s_s	0.945	0.960	0.970	0.980	0.985	0.990	0.995	0.997	1.000	

注：表中 h_2' 为渡槽出口处下游渠道水面至出口槽身底板的水深。

2）　槽身为 U 形或梯形断面时：

$$Q_m = e\,j\,A\sqrt{2gZ_0} \qquad (4A.1.2\text{-}4)$$

其中：

$$Z_0 = Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} \qquad (4A.1.2\text{-}5)$$

式中　e ——　侧向收缩系数，可取 e =0.80～0.92；

j ——　流速系数，可取 j =0.89～0.95；

Z_0——　计入行近流速水头在内的渡槽进口段水面降落（m）；

Z_1——渡槽进口段水面降落（m），初步估算时可取 Z_1=0.10～0.15m。

A 及 v_1 的意义同前。

4A.2 渡槽总水头损失计算

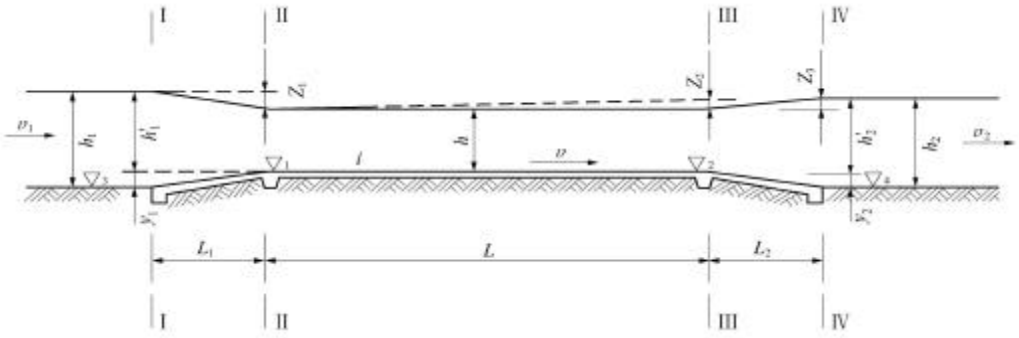


图 4A.2 渡槽水力计算图

1 对于重要的大、中型渡槽，总水头损失采用能量法计算。

1） 进口段水面降落值：

$$Z_1' = (1+\sum z_1)(v^2 - v_1^2)/2g + J_{1-2}L_1 \qquad (4A.2.1\text{-}1)$$

式中 $J_{1\text{-}2}$——进口段的平均水力坡降；

L_1——进口段长度（m）；

$\sum z_1$——进口段（含节制闸）局部水头损失系数之和，即进口渐变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和；

v_1——上游渠道断面平均流速（m/s）；

v——槽身断面平均流速（m/s）。

当槽身采用双槽或多槽方案时，中间设有隔墙，进口渐变段共用。由于隔墙侧收缩引起的水面降落 Δh（m）可按美国陆军工程兵团水力设计准则中介绍的亚内尔（Yarnell）公式进行计算：

$$\Delta h = 2k(k+10w-0.6)(a+15a^4)\frac{v^2}{2g} \qquad (4A.2.1\text{-}2)$$

式中 k——隔墙头部形状系数，对半圆形可取 0.9；

w ——　槽内流速水头与水深之比；

a ——　隔墙总厚度与槽宽之比；

v——　槽内流速（m/s）。

进口渐变段水面总降落值为：

$$Z_1 = Z_1' + \Delta h$$

2）　槽身段水面降落值。在长槽情况下，槽身段水流为均匀流，根据槽身长度 L 和槽底比降 i 可求得该段水面降落值为：

$$Z_2 = iL \qquad (4A.2.1\text{-}3)$$

3）　出口渐变段水面回升值。渡槽出口水流经过渐变段时，槽身末端的水流动能一部分消耗于摩阻、断面扩大及其他原因引起的沿程水头损失和局部水头损失，一部分恢复为位能而产生水面回升。出口段水面回升值可按下式计算：

$$Z_3 = (1 - \sum z_2)(v^2 - v_2^2)/2g - J_{3-4}L_2 \qquad (4A.2.1\text{-}4)$$

式中　$J_{3\text{-}4}$ —出口渐变段的平均水力坡降；

—

L_2——　出口渐变段长度（m）；

$\sum z_2$——　出口渐变段（含检修闸）局部水头损失系数之和，即出口渐变段水头损失系数与门槽水头损失系数之和；

v_2——　出口渐变段末端下游渠道断面平均流速（m/s）。

4）　渡槽总水头损失（即通过渡槽的总水面降落）按下式计算

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 - Z_3 \qquad (4A.2.1\text{-}5)$$

式中：ΔZ——渡槽总水头损失（m），应等于或略小于渠系规划中允许的水头损失值。

当槽身为短槽时（$L \leq 15h_1$），槽中水流为非均匀流，对求得的槽宽与水深须按非均匀流进行水面线复核，若复核所得的进、出口水位差超过了规划给定的允许值，则须调整槽身断面尺寸重新计算。

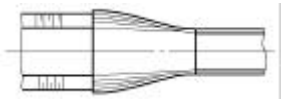
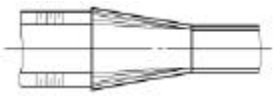
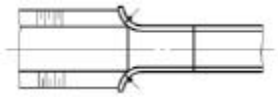
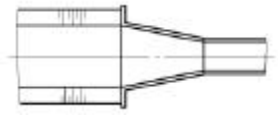
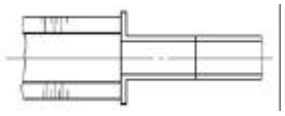
2 对于一般中、小型渡槽，总水头损失 ΔZ 的计算公式中，槽身段水面降落值 Z_2 仍用式（4A.2.1-3）计算，进、出口段按下列公式计算：

1） 进口段水面降落值

$$\left.\begin{aligned} Z_1 &= (1+z_1)(v^2 - v_1^2)/2g \\ Z_2 &= (1-z_2)(v^2 - v_2^2)/2g \end{aligned}\right\} \qquad (4A.2.2\text{-}1)$$

式中：z_1、z_2— 分别为渡槽进口渐变段、出口渐变段局部水头损失系数，可根据渐变段形式由表 4A.2.2 查得。v_1、v_2 及 v 意义同前。

表 4A.2.2　　进、出口水头损失系数

渐变段形式	示意图（以梯形断面和矩形断面连接为例）	进口渐变段局部水头损失系数 z_1	出口渐变段局部水头损失系数 z_2
曲线形反弯扭曲面		0.1	0.2
直线形扭曲面		$\theta_{进}$=15°～37° z_1=0.05～0.3	$\theta_{出}$=10°～17° z_2=0.3～0.5
圆弧直墙		0.2	0.5
八字形		0.3	0.5
直角形		0.4	0.75

注：表中 $\theta_{进}$ 表示进口渐变段水面收缩角；$\theta_{出}$ 表示出口渐变段水面扩散角。

3 渡槽总水面降落

$$\Delta Z = Z_1 + Z_2 - Z_3 \qquad (4A.2.2\text{-}2)$$

4A.3 水面衔接计算公式

渡槽进、出口槽身底部高程及出口处下游渠道底部高程按公式（4A.3-1）～4A3-3 计算：

1 渡槽进口槽身底部高程 ∇_1

$$\nabla_1 = \nabla_3 + h_1 - Z_1 - h \tag{4A.3-1}$$

式中：∇_3 —— 渡槽进口渐变段前上游渠底高程（m）；

h_1、h—— 渡槽通过设计流量时相应的上游渠道水深及槽内水深（m）。

2 渡槽出口槽身底部高程 ∇_2

$$\nabla_2 = \nabla_1 - iL \tag{4A.3-2}$$

3 渡槽出口渐变段末端下游渠底高程 ∇_4

$$\nabla_4 = \nabla_2 + h + Z_3 - h_2 \tag{4A.3-3}$$

式中：h_2— 渡槽通过设计流量时相应的下游渠道水深（m）。

4A.4 弯道处凹岸与凸岸间的槽身内横向最大水面差 Δh **可按下式计算：**

$$\Delta h = \frac{a_1 v^2}{gr} \cdot \frac{A}{h} \tag{4A.4}$$

式中：a_1 —— 弯道上游槽身直段水流的动能修正系数，可取 a_1=1.0；

v—— 弯道上游槽身直段过水断面的平均流速（m/s）；

r—— 弯道的弯曲半径（m）；

A—— 弯道上游槽身直段过水断面面积（m^2）；

h—— 弯道上游槽身直段槽内水深（m）；

g—— 重力加速度（m/s^2）。

4A.5 渡槽墩台冲刷计算公式

渡槽墩台冲刷包括河床自然演变冲刷、槽下断面的一般冲刷及墩台的局部冲刷，如图 4A.5 所示（图中未绘出自然演变冲刷线）。计算时，通常将三类冲刷分类计算，然后叠加。

1 非粘性土河床冲刷计算

1）．一般冲刷

非粘性土河床的槽下一般冲刷，可按下列公式计算：

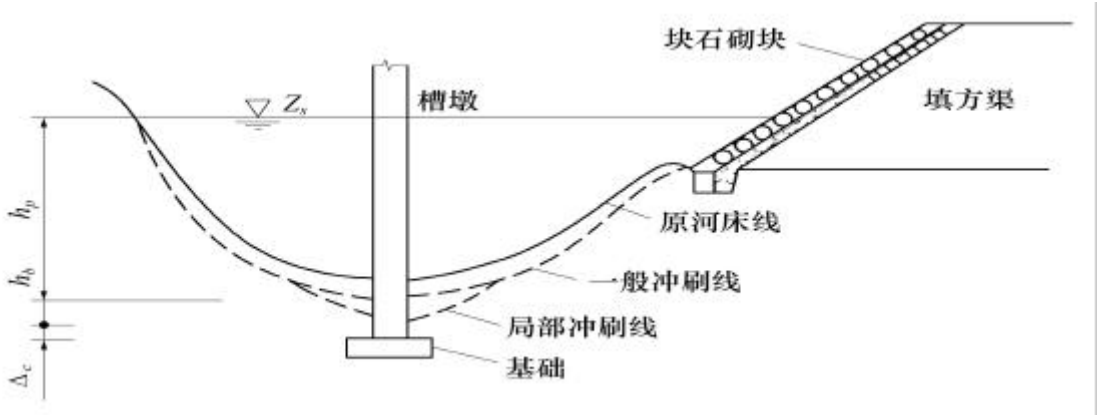


图 4A.5　冲刷深度计算图

——对河槽部分

按 64-2 简化式计算

$$h_p = 1.04\left(A\frac{Q_2}{Q_c}\right)^{0.90}\left(\frac{B_c}{(1-l)mB_c}\right)^{0.88}\cdot h_{\max} \qquad (4A.5\text{-}1)$$

式中　Q_2——　渡槽修建后河槽部分通过的设计流量（m^3/s），当渡槽下河槽能扩宽至全槽时，$Q_2=Q_p$；当渡槽下河槽不能扩宽时，

$$Q_2 = \frac{Q_c}{Q_c + Q_t''}$$；

Q_c——　天然状态下河槽流量（m^3/s）；

Q_t''——　天然状态下渡槽下河滩部分通过的流量（m^3/s）；

Q_p——　设计流量（m^3/s）；

B_2——　渡槽修建后槽下断面河槽宽度（m），一般情况下 $B_2=L$，L 为槽孔总长度，只有当渡槽孔压缩部分河滩，而渡槽下河槽又不扩宽时，$B_2=B_c$；

B_c——　天然河槽宽度（m）；

l ——　设计水位下，槽墩阻水总面积与槽下过水面积的比值；

m ——　槽墩水流侧向压缩系数，见表 4A.5-1。

h_{max}——槽下河槽最大水深（m）；

A——单宽流量集中系数，$A=\left(\frac{\sqrt{B}}{H}\right)^{0.15}$；

B、H——平滩水位时河槽宽度和河槽平均水深，变迁、游荡、宽滩河段当 $A>1.8$ 时，A 值可采用 1.8；

其余符号意义同前。

表 4A.5-1　　槽墩水流侧向压缩系数 m 值表

设计流速 V_p (m/s)	≤10	13	16	20	25	30	35	40	45
<1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
1.5	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99
2.0	0.93	0.94	0.95	0.97	0.97	0.98	0.98	0.98	0.98
2.5	0.90	0.93	0.94	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98
3.0	0.89	0.91	0.93	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98
3.4	0.87	0.90	0.92	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97
≥4.0	0.85	0.88	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97

注：① 槽墩水流侧向压缩系数 m 是指槽墩台侧面因漩涡形成滞流区而减小过水面积的折减系数。

② $m=1-0.375\frac{V_p}{L_0}$，其中 L_0 为单孔净跨径，V_p 为河槽的设计流速（m/s）。对不等跨的槽孔可采用各孔 m 值的平均值，对于净跨径大于 50m 的渡槽，$m\approx1.0$。

——对河滩部分

$$h_p=\left(\frac{\frac{Q_t'}{mB_t'}\left(\frac{h_{mt}}{\overline{h}_t'}\right)^{5/3}}{V_{H1}}\right)^{5/6} \tag{4A.5-2}$$

式中：Q_t'——槽下河滩部分通过的设计流量（m^3/s），$Q_t'=\frac{Q_t''}{Q_c+Q_t''}Q_p$；

h_{mt}——槽下河滩最大水深（m）；

$\bar{h}_t'$——槽下河滩平均水深（m）；

V_{H1}——河滩水深 1m 时非粘性土不冲刷流速（m/s），见表 4A.5-2；

B_t'——河滩部分槽孔净长（m）；

其余符号意义同前。

表 4A.5-2　　水深 1m 时非粘性土不冲刷流速 V_{H1} 表

河床泥沙		d (mm)	V_{H1} (m/s)	河床泥沙		d (mm)	V_{H1} (m/s)
砂	细	0.05～0.25	0.35～0.32	卵石	小	20～40	1.50～2.00
	中	0.25～0.50	0.32～0.40		中	40～60	2.00～2.30
	粗	0.50～2.00	0.40～0.60		大	60～200	2.30～3.60
圆砾	小	2.00～5.00	0.60～0.90	漂石	小	200～400	3.60～4.70
	中	5.00～10.00	0.90～1.20		中	400～800	4.70～6.00
	大	10～20	1.20～1.50		大	>800	>6.00

2）槽墩局部冲刷计算

采用 65-2 修正式

$$h_b=0.46K_xB_1^{0.80}h_p^{0.15}\bar{d}^{-0.068}\left(\frac{V-V_0'}{V_0-V_0'}\right)^n \qquad (4A.5\text{-}3)$$

式中：h_b——槽墩局部冲刷深度（m）；

K_x——墩形系数，参见 JTJ062－91《公路桥位勘测设计规范》附录十六；

B_1——槽墩计算宽度（m）；

h_p——一般冲刷后水深（m）；

$\bar{d}$——河床泥沙平均粒径；

V——一般冲刷后墩前行近流速（m/s），$V = E\bar{d}^{1/6}h_p^{2/3}$；

E——与汛期含沙量有关的系数，按表 4A.5-3 查用；

V_0——河床泥沙起动流速（m/s），$V_0 = \left(\frac{h_p}{\bar{d}}\right)^{0.14}\left(29\bar{d} + 6.05\times10^{-7}\frac{10+h_p}{\bar{d}^{0.72}}\right)^{0.5}$；

V_0'——墩前泥沙始冲流速（m/s），$V_0' = 0.645\left(\frac{\bar{d}}{B_1}\right)^{0.053}V_0$；

n——指数，清水冲刷（$V \leq V_0$）时，n=1.0；动床冲刷（$V > V_0$）时，$n = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{(9.35+2.23\lg\bar{d})}$。

表 4A.5-3　　E 值 表

含沙量 r（kg/m^3）	<1.0	1～10	>10
E	0.46	0.66	0.86

注：含沙量 r 采用历年汛期月最大含沙量平均值。

2 粘性土河床冲刷计算

1）．一般冲刷

粘性土河床的槽下一般冲刷，可参照下列公式计算：

——对河槽部分

$$h_p = \left(\frac{A\frac{Q_2}{mB_c'}\left(\frac{h_{\max}}{\bar{h}_c}\right)^{5/3}}{0.33\left(\frac{1}{I_L}\right)}\right)^{5/8} \qquad (4A.5\text{-}4)$$

式中：A——单宽流量集中系数，A=1.0～1.2；

I_L——冲刷坑范围内粘性土液性指数，在本公式中 I_L 的范围为0.16～1.19；

其余符号意义同前。

——对河滩部分

$$h_p=\left(\frac{\frac{Q_t'}{mB_t'}\left(\frac{h_{\max}}{\overline{h}_c}\right)^{5/3}}{0.33\left(-\frac{1}{I_L}\right)}\right)^{6/7} \tag{4A.5-5}$$

式中符号意义同前。

2） 槽墩局部冲刷计算

粘性土河床局部冲刷可参照下式计算：

当 $\frac{h_p}{B_1}\geq 2.5$ 时，$h_b=0.83K_x B_1^{0.6} I_L^{1.25} V$ (4A.5-6)

当 $\frac{h_p}{B_1}<2.5$ 时，$h_b=0.55K_x B_1^{0.6} h_p^{0.1} I_L^{1.0} V$ (4A.5-7)

式中：I_L——冲刷坑范围内粘性土液性指数，在本公式中 I_L 的范围为 0.16～1.48；

其余符号意义同前。

3 槽台冲刷计算

当槽前无导流堤，而河滩水流较大时，河滩水流在槽台附近集中，形成偏斜冲刷，其冲刷深度按下式计算：

$$h_p'=P[(h_{\max}-h)\frac{h}{h_{\max}}+h] \tag{4A.5-8}$$

式中：h_p'——槽台冲刷后水深（m）；

h——冲刷前槽台处水深（m）。

其余符号意义同前。

附录 4B 渡槽荷载计算

4B.1 风压力计算

1 对于较高的排架、梁式渡槽，基本自振周期 T**(s)近似按公式(**4B.1.1**)计算：**

$$T = 3.63\sqrt{\frac{H^3}{EJ}(M + 0.236rAH)} \tag{4B.1.1}$$

式中 H**——槽身重心至地面的高度（**m**）；**

M**——搁置于排架顶部的槽身质量（空槽情况）或槽身及槽中水体的总质量（**kg**）；**

E**——排架材料的弹性模量（**N/m^2**）；**

J**——排架横截面的惯性矩（**m^4**）；**

A**——为排架的横截面面积（**m^2**）；**

r **——排架材料的密度（**kg/m^3**）。**

2 横槽方向垂直作用于渡槽表面的风压力按公式（4B.1.2-1**）、（**4B.1.2-2**）计算：**

$$W_k = b_z m_z m_s m_t W_0 \tag{4B.1.2-1}$$

其中： $W_0 = V_0^2 / 1600$ (4B1.2-2)

式中： W_k**——风压力（**kPa**）；**

W_0**——基本风压（**kPa**），当有可靠风速资料时，按公式（**4B.1.1-2**）计算，其中** V_0**（**m/s**）为当地比较空旷平坦地面上离地** 10m **高处统计所得的** 30 **年一遇** 10min **平均最大风速；如无风速资料，应按** GB50009－2001**《建筑结构荷载设计规范》中全国基本风压分布图采用，但不得小于** 0.25kPa**；**

m_t —— **地形、地理条件系数，对于与大风方向一致的谷口、山口，可取** m_t=1.2～1.5**；对于山间盆地、谷地等闭塞地形，则取** m_t=0.75～0.85**；**

b_z —— Z **高度处的风振系数，对于高度较大的排架、梁式渡槽，当结构的基本自振周期** T **大于** 0.25s **时，应计入风振影响，**b_z **值可按表** 4B.1.2-1 **采用。不属于上述情况者可不考虑风振影响，取** b_z=1.0**；**

m_z —— **风压高度变化系数，按表** 4B.1.2-2 **选用。表中离地面高度一栏，对于槽身，指风力在槽身上的着力点（即迎风面的形心）距地面的高度；对于排架或槽墩，指排架顶或墩顶距地面的高度。若槽墩（架）很高，可沿高度方向分成若干段，各段选用相应的风压高度变化系数值；**

m_s —— **风载体型系数，可参考表** 4B.1.2-3 **所列数值选用。对于重要的具有特殊结构型式的渡槽，风载体型系数应由风洞试验确定。**

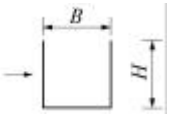
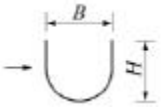
表 4B.1.2-1 **风振系数** b_z

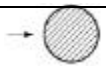
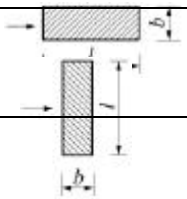
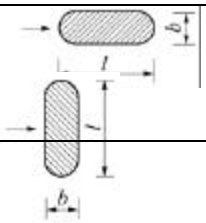
T(s)	0.25	0.50	1.00	1.50	2.00	3.50	5.00
b_z	1.25	1.40	1.45	1.48	1.50	1.55	1.60

表 4B.1.2-2 **风压高度变化系数** m_z

离地面高度(m)	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90
m_z	0.80	1.00	1.14	1.25	1.42	1.56	1.67	1.77	1.86	1.95	2.02

表 4B.1.2-3　　风载体型系数 m_s

槽身		高宽比 H/B		0.6	0.9	1.2
		空槽	均匀流场	1.61	1.88	2.07
			湍流场	1.56	1.62	1.76
		满槽	均匀流场	1.64	1.87	2.16
			湍流场	1.47	1.50	1.78
		高宽比 H/B		0.5	0.8	1.1
		空槽	平稳流场	0.61	1.01	1.42
			湍流场	0.68	0.92	1.06
		满槽	平稳流场	0.64	1.05	1.39
			湍流场	0.56	0.90	0.99

排架、拱圈	正方形截面 	m_s=1.4
	圆形截面 	m_s=0.8
	矩形截面 	$l/b \leq 1.5$　m_s=1.4 $l/b>1.5$　m_s=0.9
	矩形截面	$l/b \leq 1.5$　m_s=1.4 $l/b>1.5$　m_s=1.3
槽墩	圆端形截面 	$l/b \geq 1.5$　m_s=0.3
	圆端形截面	$l/b \leq 1.5$　m_s=0.8 $l/b>1.5$　m_s=1.1

桁架

(a) 两榀平行桁架的整体体型系数　$m_s = 1.3j(1+h)$

(b) n 榀平行桁架的整体体型系数　$m_s = 1.3j\dfrac{1-h^n}{1-h}$

式中：$j = A_n/A$ 为桁架的挡风系数。A_n 为桁架杆件和节点挡风的净投影面积，A 为桁架的轮廓面积。

h 与两榀桁架间距 b、桁架高度 h 及挡风系数 j 有关，当 $b/h \leq 1$ 时，h 可按下表采用：

j	≤0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥0.6
h	1.0	0.85	0.66	0.50	0.33	0.15

注：一般认为在田园地带（地表面起伏不超过 20cm），地面上流场的湍流度为 15%～20%，如流场湍流度小于 4%则为均匀流场。

4B.2 结构材料的线膨胀系数

表 4B.2　　线膨胀系数 a

构件种类	a (以摄氏度计)
钢结构	0.000012
混凝土,钢筋混凝土及预应力混凝土构件	0.000010
混凝土预制块砌体	0.000009
石砌体	0.000008
砖砌体	0.000007

4B.3 槽墩（架）形状系数

表 4B.3　　槽墩（架）形状系数 K_p

槽墩（架）迎水面形状	K_p
方　　形	1.5
矩形（长边与水流方向平行）	1.3
圆　　形	0.8
尖 圆 形	0.7
圆 端 形	0.6

4B.4 支座摩擦系数

表 4B.4　　支座摩擦系数 f_b

支 座 种 类	f_b	支 座 种 类	f_b
滚动支座或摆动支座	0.05	盆式橡胶支座： （1）纯聚四氟乙烯滑板	
弧形钢板滑动支座	0.20	常温型活动支座	0.04
平面钢板滑动支座	0.30	耐寒型活动支座	0.06
油毛毡垫层（老化后）	0.60	（2）充填聚四氟乙烯滑板	
		常温型活动支座	0.08
		耐寒型活动支座	0.12

附录 4C 拱圈横向稳定性验算

4C.0.1 宽跨比小于 1/20 的板拱或采用单肋合拢时的拱肋，可按以下公式验算拱圈（肋）的横向稳定：

$$N_m \le \frac{1}{K_H} N'_L \tag{4C.0.1-1}$$

$$N'_L = \frac{H'_L}{\cos j_m} \tag{4C.0.1-2}$$

$$H'_L = k'_L \frac{EI_y}{8fL} \tag{4C.0.1-3}$$

式中：K_H**—— 横向稳定安全系数，可采用** 4～5**；**

N'_L**—— 拱圈（肋）丧失横向稳定时的临界轴向压力（**kN**）；**

H'_L**—— 临界推力（**kN**）；**

I_y**—— 拱圈（肋）截面对其自身竖直轴的惯性矩（**m^4**）；**

f**、**L**—— 拱圈（肋）的计算矢高和计算跨度（**m**）；**

E**—— 拱圈（肋）材料的弹性模量（**kN/m^2**）；**

k'_L**—— 临界荷载系数，可参考表** 4C.0.1 **确定；**

N_m**、**j_m**—— 意义与式（**4.5.6-1**）、（**4.5.6-2**）相同。**

表 4C.0.1 **等截面抛物线双铰拱横向稳定临界荷载系数** k'_L

l / f/L	0.7	1.0	2.0
0.1	28.5	28.5	28.5
0.2	41.5	41.0	40.0
0.3	40.0	38.5	36.5

注：表中 l **为截面抗弯刚度与抗扭刚度之比。** $l = EI_y/GI_k$**，其中** I_k **为扭转惯性矩（**m^4**），**G **为剪切弹性模量，**$G=0.43E$**（**kN/m^2**）。**

4C.0.2 具有横向联系构件的肋拱以下及无支架施工时采用双肋合拢的拱肋，可将拱展开成一个与拱轴等长的平面桁架，按组合压杆进行计算，拱圈（肋）的横向稳定验算公式与式（4C.0.1-1）相同，但式中临界轴向压力 N'_L 为：

$$N'_L = \frac{p^2 E_a I'_y}{L'} \tag{4C.0.2-1}$$

$$L' = \sqrt{1 + \frac{p^2 E_a I'_y}{(a's_a)^2}\left(\frac{a'b'}{12E_b I_b} + \frac{a'^2}{24E_a I_a}\right)} \tag{4C.0.2-2}$$

式中 I'_y **——两拱肋截面对其公共竖直轴的惯性矩（m^4）；**

E_a **——拱肋材料的弹性模量（kN/m^2）；**

L' **——组合压杆计算长度（m）；**

S_a **——拱轴线长度（m）；**

a' **——系数，无铰拱为 0.5，双铰拱为 1.0；**

a'、b' **——分别为横系梁（或夹木）中距和两拱肋中距（m）；**

I_a、I_b **——分别为一个拱肋和一根横系梁（或夹木）对自身竖直轴的惯性矩（m^4）；**

E_b **——横系梁（或夹木）材料的弹性模量（kN/m^2）。**

附录 5A 各种材料管道的适用范围

根据已有工程设计、施工经验和各种材料管道的生产技术水平，将各种材料管道的适用范围推介如下表，供选择参考。

各种材料管道的适用范围

管材类型	适用水头	适用 HD 值（m^2）
混凝土管	低水头	＜25
钢筋混凝土管	中水头	20～120（或 150，视施工水平）
预应力钢筋混凝土管（PCP）	中～高水头	100～300
玻璃钢管	中～高水头	≤1000
预应力钢筒混凝土管（PCCP）	高水头	≤1000
钢管和钢衬混凝土管	高水头	≤1000

注：H—工作水头（m），D—管道内径（m）。

附录 5B　倒虹吸管水力计算公式

5B.0.1 有压管流挟沙流速计算

有压管流挟沙流速按式(5B-1-1)进行计算：

$$v_{np}=(w_0\sqrt[6]{r}\sqrt[4]{\frac{4Q_{np}}{pd_{75}^{\ 2}}})^{\frac{1}{1.25}} \qquad (5B.0.1\text{-}1)$$

式中：v_{np}－有压管流挟沙流速（不淤极限流速，m/s）；

ρ－挟沙水流中含沙量（以重量百分比计算）；

Q_{np}－出现 v_{np} 时管内通过的流量，m^3/s；

d_{75}－小于该粒径的泥沙占 75%的泥沙粒径（mm），以重量计；

ω_0－泥沙沉降速度 cm/s，与沉降泥沙粒径、动力粘滞系数及水温有关，按公式（5B-1-2）～（5B-1-4）分别计算：

当粒径 $d_{75}\leq 0.1mm$ 时，

$$w_0=\frac{g_s-g_w}{1800md_{75}^{\ 2}} \qquad (5B.0.1\text{-}2)$$

当粒径 $0.15mm<d_{75}<1.5mm$ 时，

$$w_0=6.77\frac{g_s-g_w}{g_w}d_{75}+\frac{g_s-g_w}{1.92g_w}(\frac{t^\circ}{26}-1) \qquad (5B.0.1\text{-}3)$$

当粒径 $d_{75}>1.5mm$ 时，

$$w_0=33.1\sqrt{\frac{g_s-g_w}{10g_w}d_{75}} \qquad (5B.0.1\text{-}4)$$

式中：μ－动力粘滞系数，$(g.s/cm^2)$;

γ_s－泥沙颗粒比重，一般 $\gamma_s=2.65g/cm^3$；

γ_w－水的比重，g/cm^3；

t°－水温，℃。

管道通过设计流量时流速 v 能满足 $v>v_{np}$ 的要求，而通过小流量时 v

＜v_{np}，仍会产生淤积。这时应采用双管或者多管布置，以提高单管过水流速 v 来满足不淤要求。

5B.0.2 倒虹吸管水头损失计算

1 进口渐变段局部水头损失及水面降落计算。

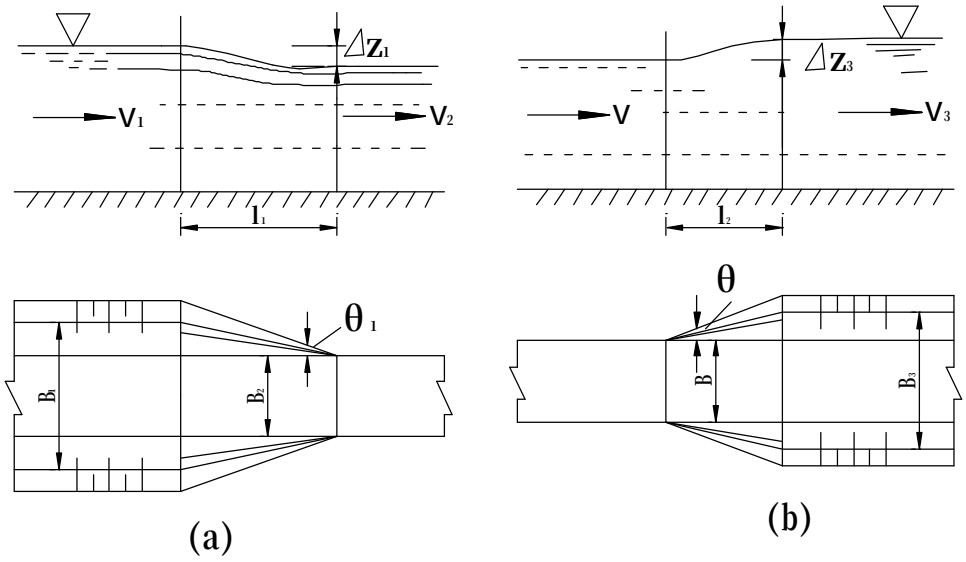


图 5B.0.2—1

如图 5B.0.2—1（a）**所示，进口渐变段的局部水头损失按公式**（5B.0.2-1）**计算：**

$$h_{j1} = x_1 \frac{v_2^{\,2} - v_1^{\,2}}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}1)$$

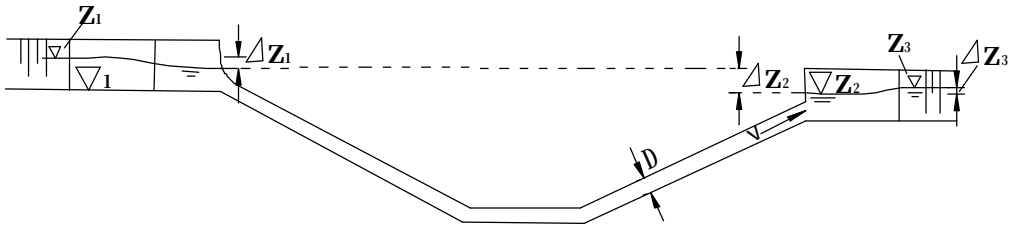


图 5B.0.2-2 **倒虹吸管水面落差示意图**

忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失，两断面间的水面落差 ΔZ_1（**见图** 5B.0.2-2）**按式**（5B.0.2-2）**计算：**

$$\Delta Z_1 = (1+x_1)\frac{v_2^{\,2} - v_1^{\,2}}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}2)$$

式中：h_{j1}—进口渐变段的局部水头损失（m）；

ΔZ_1—进口渐变段的水面落差（m）；

v_1、v_2—分别为渠道进口渐变段始、末断面的平均流速（m/s）；

g—重力加速度（m/s^2）；

x_1—进口渐变段的局部损失系数，与渐变段的形式有关，可参考有关水力学计算手册选取。

2 出口渐变段的局部水头损失和水面恢复值计算。

如图 5B.0.2-1（b）所示，出口渐变段的局部水头损失按式（5B.0.2-3）进行计算：

$$h_{j2} = x_2\frac{v^2 - v_3^{\,2}}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}3)$$

忽略渐变段起始断面与末端断面间的沿程损失，两断面间的水面恢复值 ΔZ_3 按式（5B.0.2-4）计算：

$$\Delta Z_3 = (1-x_2)\frac{v^2 - v_3^{\,2}}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}4)$$

式中：h_{j2}—出口渐变段的局部水头损失（m）；

ΔZ_3—出口渐变段的水面恢复值（m）；

v、v_3—分别为管道出口和出口渐变段末断面的平均流速（m/s）；

g—重力加速度（m/s^2）；

x_2—出口渐变段的局部损失系数，与渐变段的形式有关，查有关水力学手册选取。

3 倒虹吸管的水头损失计算

1） 倒虹吸管的水头损失包括局部水头损失和沿程水头损失两大类。

2） 倒虹吸管的局部水头损失用式（5B.0.2-5）计算：

$$h_j = \left[\sum x_i \left(\frac{w}{w_i}\right)^2\right]\frac{v^2}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}5)$$

式中：h_j—倒虹吸管的局部水头总损失（m）；

x_i—为某一局部水头损失系数，如拦污栅、闸门槽、进水口、弯管、出水口等的局部水头损失系数（不包括x_1和x_2）。各类水头损失系数的计算方法参见（SL-285-2003）规范。

w、w_i—分别表示管道出口断面面积和局部阻力损失处的相应断面面积（m^2）；

v—为管道出口断面的平均流速（m/s）；

g—重力加速度（m/s^2）。

3） 倒虹吸管的沿程阻力水头损失按式（5B.0.2-6）计算：

$$h_f = \left[\sum \frac{2gL_i}{C_i^{\,2}R_i}\left(\frac{w}{w_i}\right)^2\right]\frac{v^2}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}6)$$

式中：h_f—倒虹吸管沿程阻力总水头损失（m）；

w、w_i—分别表示管道出口断面面积和计算段的断面面积（m^2）；

v—为管道出口断面的平均流速（m/s）；

g—重力加速度（m/s^2）；

C_i、R_i、L_i—分别为管身计算段水流的舍齐系数、水力半径和管长。

舍齐系数C与糙率有关，可按曼宁（Manning）公式（5B.0.2-7）计算：

$$C = \frac{1}{n}R^{1/6} \qquad (5B.0.2\text{-}7)$$

式中：n—边壁糙率，与边壁材料有关，可参照有关水力学计算手册选取。

4） 倒虹吸管的总水头损失h_w按式（5B.0.2-8）计算：

$$h_w = h_j + h_f = \left[\sum x_i \left(\frac{w}{w_i}\right)^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^{\,2}R_i}\left(\frac{w}{w_i}\right)^2\right]\frac{v^2}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}8)$$

5） 进口渐变段末端至管道出口的总水面降落ΔZ_2的计算。

进口渐变段末端至管道出口水面降落由两部分组成：一是进口渐变段至倒虹吸进口间的联结段的水面降落（$\frac{v^2-v_2^{\ 2}}{2g}$）；二是管道进口至出口的总水头损失（h_w）。

由此，进口渐变段末端至管道出口的总水面降落ΔZ_2按式（5B.0.2-9）计算：

$$\Delta Z_2=\left[\sum x_i(\frac{w}{w_i})^2+\sum\frac{2gL_i}{C_i^{\ 2}R_i}(\frac{w}{w_i})^2\right]\frac{v^2}{2g}+\frac{v^2-v_2^{\ 2}}{2g} \qquad (5B.0.2\text{-}9)$$

5B.0.3 倒虹吸管过流能力计算

倒虹吸管过流能力按式（5B.0.3-1）计算：

$$Q=wv=mw\sqrt{2g\Delta Z_2} \qquad (5B.0.3\text{-}1)$$

式中：Q—管道的泄流量（m^3/s）；

w—管道的断面积(m^2)；

n—管道的断面平均流速(m/s)；

ΔZ_2—进口渐变段末端断面至管道出口断面的水面落差(m)；

g—重力加速度(m/s^2)；

m—流量系数，按式（5B.0.3-2）计算：

$$m=\frac{1}{\sqrt{\sum x_i\frac{w^2}{w_i^{\ 2}}+\sum\frac{2gL_i}{C_i^{\ 2}R_i^{\ 2}}\frac{w^2}{w_i^{\ 2}}+1-\frac{w^2}{w_2^{\ 2}}}} \qquad (5B.0.3\text{-}2)$$

式中：w_2—进口渐变段末端的过水面积，其他符号同式（5B.0.2-9）。

5B.0.4 倒虹吸管进、出口水面总落差计算

由倒虹吸管进口渐变段起始断面至出口渐变段末端断面之间的水面总落差ΔZ按式（5B.0.4-1）计算：

$$\Delta Z = \Delta Z_1 + \Delta Z_2 - \Delta Z_3$$

$$= (1+x_1)\frac{v_2^{\ 2} - v_1^{\ 2}}{2g} + \left[\sum x_i (\frac{w}{w_i})^2 + \sum \frac{2gL_i}{C_i^{\ 2} R_i}(\frac{w}{w_i})^2\right]\frac{v^2}{2g} + \frac{v^2 - v_2^{\ 2}}{2g} - (1-x_2)\frac{v^2 - v_3^{\ 2}}{2g}$$

（5B.0.4-1）

式中：各个符号分别详见式（5B.0.2-2**）、式（**5B.0.2-4**）和式（**5B.0.2-9**）。**

附录 5C　钢筋混凝土管抗裂措施

5C.0.1 钢筋混凝土倒虹吸管应进行抗裂验算，保证抗裂稳定性。

5C.0.2 钢筋混凝土倒虹吸管宜采用地埋式布置或在管壁外侧加隔热保温层，尽量减少温度荷载对管壁应力影响。

5C.0.3 钢筋混凝土倒虹吸管能防止环向裂缝产生的纵向分节（缝）长度为：

1 连续式管座：管身纵向分节长度不宜大于 10m；

2 间断式管座：纵向受力为简支梁式的管身纵向分节长度不宜大于 12m，纵向受力为双悬臂梁式的管身纵向分节长度不宜大于 24m。

5C.0.4 钢筋混凝土管的受力钢筋，宜采用抗裂性能较好的变形钢筋，且宜尽量采用较小的钢筋直径及间距。

5C.0.5 钢筋混凝土倒虹吸管防止纵向裂缝的措施如下：

顶部覆盖或回填适当厚度土层；

采用可以改善顶部应力状态的支座型式；

气温较高或者较低季节施工中，应采取相应的降温或者保温措施；

提高施工质量，特别是管身顶部及底部质量。

5C.0.6 现浇钢筋混凝土管，应严格控制水灰比并加强养护。

5C.0.7 高水头的倒虹吸管宜采用预应力钢筒混凝土管。

5C.0.8 应防止管座地基不均匀沉陷。

附录 5D 进口沉沙池的尺寸

5D.0.1 倒虹吸管的进水口前是否设置沉沙池，应根据渠道来水的含沙量、渠道功能和整体设计确定。在黄土高原、花岗岩地区的多泥沙渠道上以及沿渠道坡面来水处理不当、泥沙容易入渠的倒虹吸管进水口前宜设置沉沙池和冲沙闸。

5D.0.2 含沙量较少渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸按下式估算：

池长 $L \geq (4 \sim 5)h$ （5D.0.2—1）

池宽 $B \geq 1.5b$ （5D.0.2—2）

渠底以下池深 $T \geq 0.5D + d + 0.2$ （5D.0.2—3）

式中：L、B、T 均以 m 计；

h－渠道的设计水深，m；

b－渠底宽度，m；

D－管径或管高，m；

δ－管壁厚度，m。

5D.0.3 含沙量较多渠道上倒虹吸管进口沉沙池的尺寸，在初步拟定水深 $H = (h + T)$ 和池宽 B 后，应按下式核算其断面的平均流速 v，是否满足沉沙要求：

$$v = \frac{Q}{HB} \quad （5D.0.3—1）$$

式中：Q－渠道流量 m^3/s；

H、B－单位为 m。

当泥沙的中值粒径在 0.25～0.4mm 时，满足沉沙要求的池内平均流速为 $v = 0.25 \sim 0.5 m/s$；当泥沙的中值粒径大于 0.7mm 时，满足沉沙要求的池内平均流速为 $v = 0.6 \sim 0.7 m/s$。

5D.0.4 根据实验，泥沙沉降的水平长度 L＇与泥沙中值粒径 d，沉沙池内

水深 H，平均流速 v 以及泥沙沉降速度 ω_0 有关，表达式如下：

$$L' = \frac{vH}{w_0} \qquad (5D.0.4—1)$$

沉沙池估算长度

$$L = kL' \qquad (5D.0.4—2)$$

式中：k 为安全系数，一般取 1.2～1.5；ω_0 为泥沙沉降速度 cm/s，与泥沙粒径、水温及水的动粘滞系

附录 6A 单级跌水与陡坡过流能力和掺气水深公式

6A.0.1 单级跌水过流能力可按下列公式计算：

跌口为矩形或台堰形时，

$$Q = emb_c\sqrt{2g}H_0^{3/2} \qquad (6A.0.1\text{---}1)$$

跌口为梯形时：

$$Q = em_1\left[b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0\right]\sqrt{2g}H_0^{3/2} \qquad (6A.0.1\text{---}2)$$

进口为扭曲面连接时，

$$m = 0.474\text{-}0.018b_c/H_0 \qquad (6A.0.1\text{---}3)$$

进口为八字墙连接时：

$$m = 0.470\text{-}0.017b_c/H_0 \qquad (6A.0.1\text{---}4)$$

进口为横隔墙连接时：

$$m = 0.402\text{-}0.008b_c/H_0 \qquad (6A.0.1\text{---}5)$$

$$H_0 = h_1 + \frac{aV_1^2}{2g} \qquad (6A.0.1\text{---}6)$$

$$m_1 = 0.508\text{—}0.034(b_{CB}+0.8m_{CB}H_0)/h_1 \qquad (6A.0.1\text{---}7)$$

式中： Q**——单级跌水设计流量（**m^3/s**）；**

m**——矩形或台堰形跌口流量系数；**

b_c**——矩形或台堰形跌口宽度（**m**）；**

g**——重力加速度（**m/s^2**）；**

H_0**——包含堰前流速水头的堰上水头（**m**）；**

e **——边界收缩系数,可取** 1.0**；**

m_1**——梯形跌口流量系数，当上游渠道边坡系数** m_0=0.25～1.0**，连接段长度** $L_1 \geq 3h_{max}$**（上游渠道最大水深）时，按公式（**6.A.0.1---7**）计算；**

b_{CB} **——梯形跌口底宽（**m**）；**

m_{CB} ——梯形跌口边坡系数；

h_1 ——堰前渠道水深（m）；

a ——流速分布系数，可取 1.05～1.10；

V_1 ——堰前渠道断面平均流速（m/s）。

6A.0.2 单级等底宽陡坡过流能力可按公式（6A.0.1—1）计算，但式中 b_c 应以陡坡底宽 b_d 代替。

6A.0.3 陡槽段水流掺气水深可按下式计算：

$$h_b = （1 + \zeta v/100）h \qquad （6A.0.3\text{---}1）$$

式中：h、h_b———分别为陡槽计算断面的水深及掺气后的水深，m；

v —— 不掺气情况下陡槽计算断面的流速，m／s；

ζ—— 修正系数，可取 1.0～1.4 s／m，流速大者取大值。

附录 6B 跌水与陡坡消力池计算公式

6B.0.1 单级跌水的消力池宽度可按下列公式计算：

单一跌口为矩形或台堰形时，

$$b_s = 0.1L_1 + b_c \tag{6B.0.1-1}$$

单一跌口为梯形时，

$$b_s = 0.1L_1 + b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0 \tag{6B.0.1-2}$$

$$L_1 = 1.64\sqrt{H_0(P + 0.24H_0}} \tag{6B.0.1-3}$$

式中： b_s **—消力池宽度**(m);

L_1 **—水舌抛射长度**(m);

P**—水流跌差**(m)。

6B.0.2 有多个跌口时，应计入跌口之间的隔墩厚度。单级跌水消力池宽度可按下列公式计算：

多个跌口为矩形或台堰形时，

$$b_s = 0.1L_1 + nb_c + (n-1)b_g \tag{6B.0.2-1}$$

多个跌口为梯形时：

$$b_s = 0.1L_1 + n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) + (n-1)b_g \tag{6B.0.2-2}$$

式中： n **—跌口个数；**

b_g **—隔墩厚度（**m**）。**

6B.0.3 单级跌水的消力池长度可按下列公式计算：

$$L_s = L_1 + (3.2 \sim 4.3)h_c'' \tag{6B.0.3-1}$$

$$h_c'' = 0.5h_c'[\sqrt{1+8q^2/gh_c'^3} - 1] \tag{6B.0.3-2}$$

$$h_c' = q/j\sqrt{2gz_0} \tag{6B.0.3-3}$$

其中：单一跌口为矩形或台堰形时，

$$q = Q/b_c \tag{6B.0.3-4}$$

单一跌口为梯形时，

$$q = Q/(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \tag{6B.0.3-5}$$

多个跌口为矩形或台堰形时，

$$q = Q/nb_c \tag{6B.0.3-6}$$

多个跌口为梯形时，

$$q = Q/n(b_{CB} + 0.8m_{CB}H_0) \tag{6B.0.3-7}$$

式中： L_s **—消力池长度（**m**）；**

L_1 **—陡坡消力池斜坡段投影长度或跌水消力池中抛射水舌的投影长（**m**）；**

h_c'' **—水跃跃后共轭水深（**m**）；**

h_c' **—水舌跌落处的收缩断面水深（**m**），消力池断面为矩形时，按公式（**6B.0.3-3**）计算；**

q **—水舌跌落处的单宽流量(**m^3/s.m**)；**

j **—流速系数，可取** 0.90～0.95**；**

Z_0 **—计及流速水头的上、下游水位差。**

6B.0.4 单级跌水消力池深度可按公式（6B.0.4**）计算：**

$$d_s \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s \tag{6B.0.4}$$

式中： d_s **—消力池深度（**m**）；**

h_s **—池后渠道水深（**m**）。**

6B.0.5 单级等底宽陡坡采用矩形断面消力池时，消力池宽度即陡坡底宽 b_d**，消力池长度**$L_d = 4.5h_c''$**，消力池深度** $d_d \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s$ **；单级等底宽陡坡采用梯形断面消力池，且进口水流跌差** $P \leq 20$m **时，水跃共轭水深应分别按公式(**6B.0.5-1**)和(**6B.0.5-2**)计算：**

$$h_c' = 0.385Pq'^{4/3}/j\ \ E_0^2 \tag{6B.0.5-1}$$

$$h_c'' = [1.741g(j'E_0/q'^{2/3}) + 0.28]h_c' \tag{6B.0.5-2}$$

$$j' = 0.832(m'q'^{2/3}/p)^{0.1} \tag{6B.0.5-3}$$

$$E_0 = P + h_{CB} + V_{CB}{}^2 / 2g \qquad \text{(6B.0.5-4)}$$

式中： h_c' **—陡槽末端的收缩断面水深（**m**）；**

h_c'' **—水跃跃后共轭水深（**m**）；**

P **—进口水流跌差（**m**）；**

q' **—陡槽末端的单宽流量（**$m^3/s.m$**）；**

j' **—流速系数；**

E_0 **—消力池进口控制断面处对于下游渠道底的总能头（**m**）；**

m' **—消力池进口控制断面处边坡系数（**m**）；**

h_{CB} **—消力池进口控制断面处水深（**m**）；**

V_{CB} **—消力池进口控制断面流速（**m/s**）。**

$m'q'^{2/3} / p \geq 6$**时，** $j' \approx 1.0,$ **消力池长度**$L_d = (6 \sim 7)h_c''$**，消力池深度**$d_d \geq (1.10 \sim 1.15)h_c'' - h_s$**。**

6B.0.6 单级跌水或单级等底宽陡坡增设分流墩、消能墩、尾槛等辅助消能工的消力池，其长度可缩短 20%～30%**，其深度仍按无辅助消能工的消力池深度采用。**

附录 7A 闸孔总净宽计算

7A.0.1 对于平底闸，当为堰流时，闸孔总净宽按公式(7A.0.1-1)～(7A.0.1-6)**计算（计算示意图见图** 7A.0.1）：

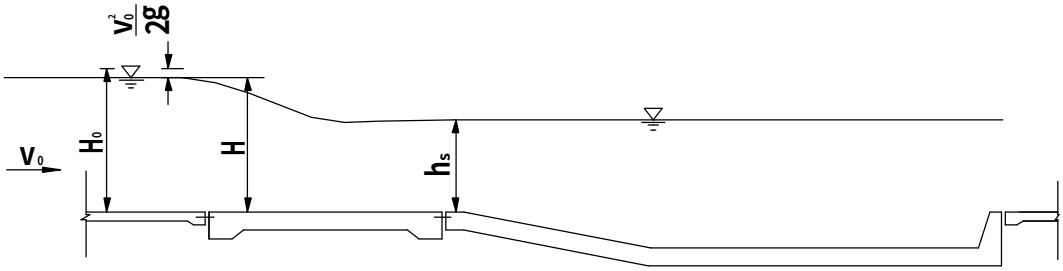


图 7A.0.1

$$B_0=\frac{Q}{s\varepsilon m\sqrt{2g}H_0^{\frac{3}{2}}} \qquad (7A.0.1\text{-}1)$$

单孔闸

$$\varepsilon=1-0.171\left(1-\frac{b_0}{b_s}\right)\sqrt[4]{\frac{b_0}{b_s}} \qquad (7A.0.1\text{-}2)$$

多孔闸，闸墩墩头为圆弧形时

$$\varepsilon=\frac{\varepsilon_z(N-1)+\varepsilon_b}{N} \qquad (7A.0.1\text{-}3)$$

$$\varepsilon_z=1-0.171\left(1-\frac{b_0}{b_0+d_z}\right)\sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0+d_z}} \qquad (7A.0.1\text{-}4)$$

$$\varepsilon_b=1-0.171\left[1-\frac{b_0}{b_0+\frac{d_z}{2}+b_b}\right]\sqrt[4]{\frac{b_0}{b_0+\frac{d_z}{2}+b_b}} \qquad (7A.0.1\text{-}5)$$

$$s=2.31\frac{h_s}{H_0}\left(1-\frac{h_s}{H_0}\right)^{0.4} \qquad (7A.0.1\text{-}6)$$

式中：B_0**——闸孔总净宽**(m)**；**

Q——过闸流量（m^s/s）；

H_0——计入行近流速水头的堰上水深（m）；

g——重力加速度，可采用 $9.81(m/s^2)$；

m——堰流流量系数，可采用 0.385；

e——堰流侧收缩系数，对于单孔闸可按公式（7A.0.1-2）计算求得或由表 7A.0.1-1 查得；对于多孔闸可按公式（7A.0.1-3）计算求得；

b_0——闸孔净宽（m）；

b_s——上游河道一半水深处的宽度（m）；

N——闸孔数；

ε_z——中闸孔侧收缩系数，可按公式（7A.0.1-4）计算求得或由表 7A.0.1-1 查得，但表中 bs 为 b_0+d_z；

d_z——中闸墩厚度（m）；

ε_b——边闸孔侧收缩系数，可按公式（7A.0.1-5）计算求得或由表 7A.0.1-1 查得，但表中 bs 为 $b_0+\frac{d_z}{2}+b_b$；

b_b——边闸墩顺水流向边缘线至上游渠道水边线之间的距离（m）；

s——堰流淹没系数，可按公式（7A.0.1-6）计算求得或按表 7A.0.1-2 查得；

h_s——由堰顶算起的下游水深（m）。

表 7A.0.1-1　　ε 值

b_0/b_s	≤0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
ε	0.909	0.911	0.918	0.928	0.940	0.953	0.968	0.983	1.000

表 7A.0.1-2　　宽顶堰 σ 值

h_s/H_0	≤ 0.72	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91
σ	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
h_s/H_0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
σ	0.77	0.74	0.70	0.66	0.61	0.55	0.47	0.36	0.28	0.19

7A.0.2 对于平底闸，当堰流处于高淹没度（$h_s/H_0 \geq 0.9$）时，闸孔总净宽也可按公式（7A.0.2-1）和公式（7A.0.2-2）计算（计算示意图见图 7A.0.2）：

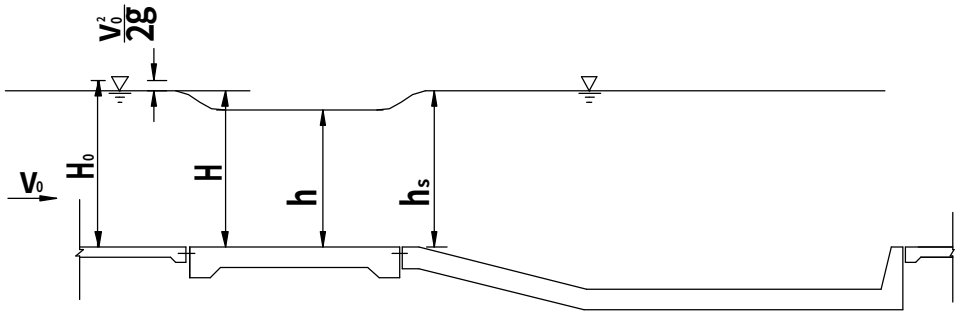


图7A.0.2

$$B_0=\frac{Q}{m_0 h_s\sqrt{2g(H_0-h_s)}} \qquad (7A.0.2\text{-}1)$$

$$m_0=0.877+\left(\frac{h_s}{H_0}-0.65\right)^2 \qquad (7A.0.2\text{-}2)$$

式中：μ_0——淹没堰流的综合流量系数，可按公式（7A.0.2-2）计算求得或由表 7A.0.2 查得。

表 7A.0.2　　μ_0 值

h_s/H_0	0.90	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
μ_0	0.940	0.945	0.950	0.955	0.961	0.967	0.973	0.979	0.986	0.993	0.996	0.998

7A.0.3 对于平底闸，当为孔流时，闸孔总净宽可按公式（7A.0.3-1）~（7A.0.3-4）计算（计算示意图见图 7A.0.3）：

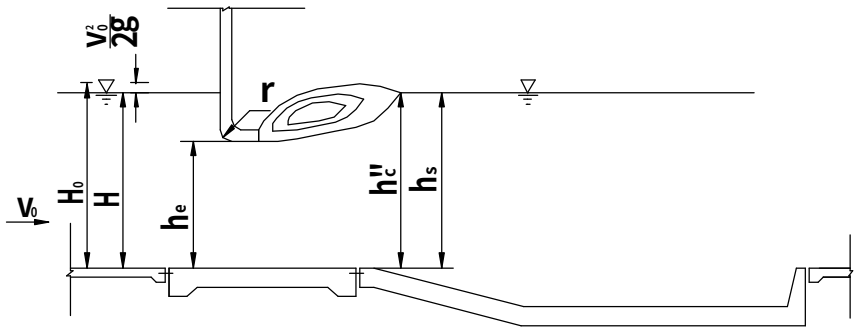


图7A.0.3

$$B_0=\frac{Q}{s'mh_e\sqrt{2gH_0}} \qquad (7A.0.3\text{-}1)$$

$$\mu=je'\sqrt{1-\frac{e'h_e}{H}} \qquad (7A.0.3\text{-}2)$$

$$e'=\frac{1}{1+\sqrt{l\left[1-\left(\frac{h_e}{H}\right)^2\right]}} \qquad (7A.0.3\text{-}3)$$

$$\lambda=\frac{0.4}{2.718^{16\frac{r}{h_e}}} \qquad (7A.0.3\text{-}4)$$

式中：h_e**——孔口高度**(m)**；**

μ——孔流流量系数，可按公式（7A.0.3-2**）计算求得或由表** 7A.0.3-1 **查得；**

j **——孔流流速系数，可采用** 0.95～1.0**；**

e'**——孔流垂直收缩系数，可由公式（**7A.0.3-3**）计算求得；**

l **——计算系数，可由公式（**7A.0.3-4**）计算求得，该公式适用于**

$0<\frac{g}{h_e}<0.25$ **范围；**

γ——胸墙底圆弧半径（m**）；**

s'**——孔流淹没系数，可由表** 7A.0.3-2 **查得，表中**h_C''**为跃后水深** (m)**。**

表 7A.0.3-1　　**μ值**

he/H γ /he	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65
0	0.582	0.573	0.565	0.557	0.549	0.542	0.534	0.527	0.520	0.512	0.505	0.497	0.489	0.481
0.05	0.667	0.656	0.644	0.633	0.622	0.611	0.600	0.589	0.577	0.566	0.553	0.541	0.527	0.512
0.10	0.740	0.725	0.711	0.697	0.682	0.668	0.653	0.638	0.623	0.607	0.590	0.572	0.553	0.533
0.15	0.798	0.781	0.764	0.747	0.730	0.712	0.694	0.676	0.657	0.637	0.616	0.594	0.571	0.546
0.20	0.842	0.824	0.805	0.785	0.766	0.745	0.725	0.703	0.681	0.658	0.634	0.609	0.582	0.553
0.25	0.875	0.855	0.834	0.813	0.791	0.769	0.747	0.723	0.699	0.673	0.647	0.619	0.589	0.557

表 7A.0.3-2　　***s′*值**

$\frac{h_s - h_c''}{H - h_c''}$	≤0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.92	0.94	0.96	0.98	0.99	0.995
s′	1.00	0.86	0.78	0.71	0.66	0.59	0.52	0.45	0.36	0.23	0.19	0.16	0.12	0.07	0.04	0.02

附录 7B 消力池计算

7B.0.1 消力池深度可按公式(7B.1.1-1)～(7B.1.1-4)**计算（计算示意图见图**7B.1.1)：

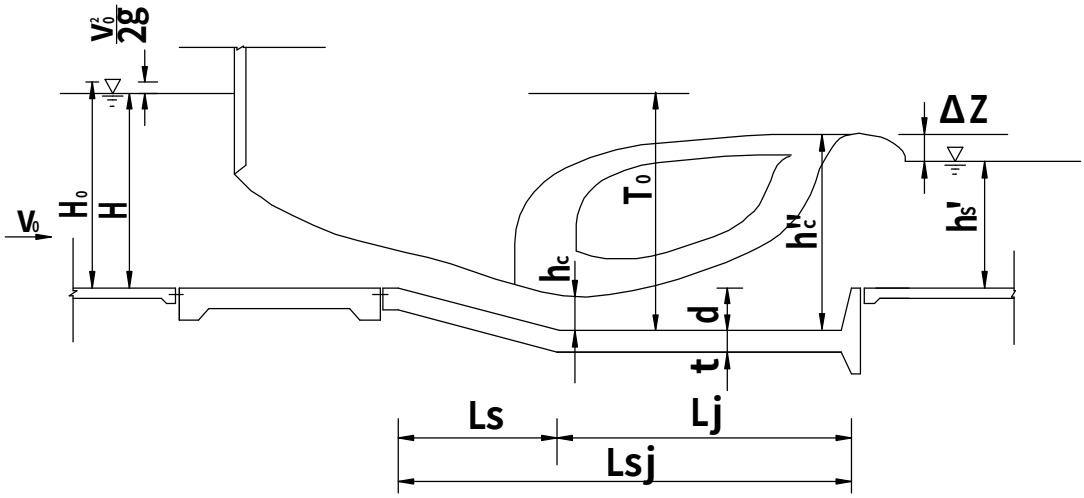


图7B.1.1

$$d = s_0 h_c'' - h_s' - \Delta Z \qquad (7B.1.1\text{-}1)$$

$$h_c'' = \frac{h_c}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8aq^2}{gh_c^3}}-1\right)\left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{0.25} \qquad (7B.1.1\text{-}2)$$

$$h_c^3 - T_0 h_c^2 + \frac{aq^2}{2gj^2} = 0 \qquad (7B.1.1\text{-}3)$$

$$\Delta Z = \frac{aq^2}{2gj^2 h_s'^2} - \frac{aq^2}{2gh_c''^2} \qquad (7B.1.1\text{-}4)$$

式中：d**——消力池深度（**m**）；**

σ$_0$**——水跃淹没系数，可采用** 1.05~1.10**；**

h_c''**——跃后水深（**m**）；**

h_c**——收缩水深（**m**）；**

α——水流动能校正系数，可采用 1.0~1.05**；**

q**——过闸单宽流量（**m^2/s**）；**

b_1——消力池首端宽度(m)；

b_2——消力池末端宽度（m）；

T_0——由消力池底板顶面算起的总势能（m）；

ΔZ——出池落差（m）；

h_s'——出池河床水深（m）。

7B.0.2 消力池长度可按公式（7B.1.2-1）和公式（7B.1.2-2）计算（计算示意图见图 7B.1.1）：

$$L_{sj}=L_s+\beta L_j \qquad (7B.1.2\text{-}1)$$

$$L_j=6.9(h_c''-h_c) \qquad (7B.1.2\text{-}2)$$

式中：L_{sj}——消力池长度(m)；

L_s——消力池斜坡段水平投影长度(m)；

β——水跃长度校正系数，可采用 0.7~0.8；

L_j——水跃长度（m）。

7B.0.3 消力池底板厚度可根据抗冲和抗浮要求，分别按公式（7B.1.3-1）和公式（7B.1.3-2）计算，并取其大值。

抗冲

$$t=k_1\sqrt{q\sqrt{\Delta H'}} \qquad (7B.1.3\text{-}1)$$

抗浮

$$t=k_2\frac{U-W\pm p_m}{g_b} \qquad (7B.1.3\text{-}2)$$

式中：t——消力池底板始端厚度（m）；

ΔH′——闸孔泄水时的上、下游水位差（m）；

k_1——消力池底板计算系数，可采用 0.15~0.20；

k_2——消力池底板安全系数，可采用 1.1~1.3；

U——作用在消力池底板底面的扬压力（kPa）；

W——作用在消力池底板顶面的水重(kPa)；

P_m——作用在消力池底板上的脉动压力（kPa），其值可取跃前收缩断面流速水头值的 5%；通常计算消力池底板前半部的脉动压力时取“+”号，计算消力池底板后半部的脉动压力时取“-”号；

γ_b——消力池底板的饱和重度（kN/m^3）。

消力池末端厚度，可采用 $\frac{t}{2}$，但不宜小于 0.5m。

附录 8A　隧洞围岩工程地质分类表

类别	稳定性	围岩主要工程地质特征					地下水活动状态	开挖后毛洞围岩稳定状态
		岩体状态	结构面特征	岩石单轴饱和抗压强度 R_b (Mpa)	质量指标			
					岩体纵波速 V_{pm} (km/s)	岩体完整性指标（KV）或岩、体质量指标（RQD）($\frac{kv}{RQD}$)		
I		岩石新鲜完整顿，受地质构造影响轻微，节理裂隙不发育，间距大于 1m，延伸短，多闭合，无软弱结构面。 岩体呈块状整体结构或层间结合良好的厚层，巨厚层结构。	结构面无不稳定组合。 层状岩与洞线近交。	>100	>5.0	($\frac{kV>0.75}{RQD>0.9}$)	洞壁干燥，或只有轻微潮湿现象，沿个别节理裂隙有微弱渗水。	成形好，无坍塌掉块现象。
II		岩石新鲜或微风化，受地质构造影响一般，节理裂隙发育间距大于 1～0.5m，一般不连续，多闭合，有少量软弱结构面，宽度小于 0.1～0.5m。 岩体呈块状砌体结构或层间结合良好的中厚层、厚层结构。	结构面组合基本稳定，仅局部有不稳定组合。 软弱结构面走向与洞线斜交或正交。	60～100	4.0～5.0	($\frac{kV>0.7}{RQD>0.9}$	洞壁潮湿，沿节理裂隙或软弱结构面有渗水、滴水。	开挖中，局部有掉块落石现象，局部成形差。
III		岩石微风化或弱风化，受地质构造影响较严重，节理裂隙发育，部分张开或有淤泥，有软弱结构面分布。 岩体呈碎裂和镶嵌结构或层间结合较差的中厚层，厚层结构（偶夹薄层）。	结构面组合不利于围岩稳定者较多。 主要软弱结构面走向与洞线斜交。	40～60	3.0～4.0	$\frac{0.55\geq kV>}{0.6\sim0.2}$	地下水活动显著，节理裂隙或断层带，有渗水、滴水或呈线状涌水。	成形稍差，无支撑时，产生小规模坍塌，高边墙侧壁有时局部失稳。
IV		岩石弱～强风化，受地质构造影响严重，软弱结构面分布较多，节理裂隙发育较密集，张开有泥。 岩体呈碎裂状况或层状碎裂结构。	结构面组合不利于围岩稳定。 主要软弱结构面走向与洞线近平行。	20～40	2.0～3.0	$\frac{0.35\geq kV>}{0.25\sim0.}$	地下水活动显著，沿节理裂隙或断层带有渗水，滴水或呈线状涌水。	成形差，顶拱一般因坍落而超挖，无支撑时可产生较大坍塌，边墙有失稳现象。
V		1.石质围岩：岩石强风化或全风化，受地质构造影响很严重，节理裂隙密集，裂隙中多充泥。 岩体呈角砾，岩屑状散体结构。 2.挤压强烈的大断裂带，裂隙杂乱，呈土夹石或石夹土状。	结构面呈零乱状不稳定组合。 断层等主要软弱结构面走向与洞线近平行。	<20	<2.0	$\frac{kV<0.15}{RQD<0.1}$	地下水活动强烈，有较大涌水量，常引起不断坍塌。	成形很差，围岩极易坍塌，甚至出现地表下沉或冒顶。

注：①.岩石完整性指标 $K_V=(\frac{V_{pm}}{V_{pr}})^2$

②岩体质量指标：RQD= $\frac{\text{大于10}cm\text{以上岩柱累计长度}}{\text{钻孔长度}}$

V_{pm}—岩体弹性纵波波速（m/s）

V_{pr}—岩石弹性纵波波速（m/s）

附录 8B 各类围岩系统锚杆及喷混凝土支护参数初选表

跨度（m）		≤5		6～10		10～15	
部位		顶拱	边墙	顶拱	边墙	顶拱	边墙
围岩类别	I	可不支护		可不支护		*f* 16～*f* 20 *L*=2.0～2.5 *d* =8～10 加网	可不支护
	II	可不支护		*f* 16～ *f* 20 *L*=1.5～ 2.0 *d* =8～10 或加网	可不支护	*f* 16～*f* 20 *L*=2.0～2.5 *d* =10～15 加网	必要时配系统锚杆及 *d* =5～10 加网
	III	*d* =8～ 10，必要时配 *f* 16 *L*=1.5~20	*d* =5~8	*f* 16～ *f* 20 *L*=2.0～ 2.5 *d* =8～10 或加网	必要时配系统锚杆及 *d* =5～ 8	*f* 18～*f* 22 *L*=2.5～3.0 *d* =12～15 加网	必要时配系统锚杆及 *d* =5～10 加网
	IV	喷锚或衬砌		衬砌		衬砌	
	V	衬砌		衬砌		衬砌	

注：*f* ——锚杆直径，mm；*L*——锚杆长度，m；*d* ——喷混凝土厚度，cm。附录 8C 非圆形无压隧洞弹性抗力分布

对无压弹性固端拱座高脚拱（圆拱直墙式、马蹄形、蛋形等），衬砌在铅直围岩压力和洞内水压力作用下，顶拱将向下变形，有和围岩脱开趋势，不产生围岩抗力，两侧直墙（或曲拱）则向外变形，引起围岩弹性抗力 P，该值与该点位移 d 成正比，即 $P=kd$，k 为弹性抗力系数，可参考表 8C.0.1 的数值确定。拱座处认为没有水平位移，该处弹性抗力亦为零。

表 8C.0.1　　无压隧洞岩石抗力系数表

岩石坚硬程度	代表岩石的名称	节理裂隙多少或风化程度	岩石抗力系数 k (N/cm^3)
坚硬岩石	石英岩、花岗岩、流纹斑岩、安山岩、玄武岩、厚层矽质灰岩等	节理裂隙少，新鲜 节理裂隙不太发育，微风化 节理裂隙发育，弱风化	2000～5000 1200～2000 500～1200
中等坚硬岩石	砂岩、石灰岩、白云岩、砾岩等	节理裂隙少，新鲜 节理裂隙不太发育，微风化 节理裂隙发育，弱风化	1200～2000 800～1200 200～800
较软岩石	砂页岩互层、粘土质岩石、致密的泥灰岩等	节理裂隙少，新鲜 节理裂隙不太发育，微风化 节理裂隙发育，弱风化	500～1200 200～500 小于 200
松软岩石	严重风化及十分破碎的岩石、断层、破碎带等		小于 100

根据上述变形特点，可确定出圆拱直墙式及蛋形弹性抗力和摩擦力分布示意图（图 8C.0.1，图 8C.0.2）。

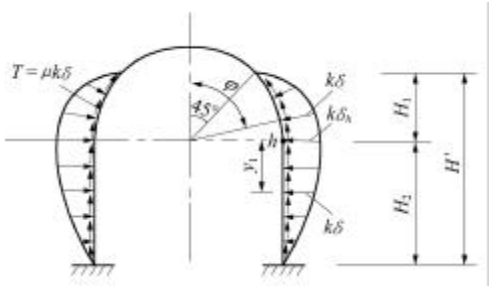


图 8C.0.1 圆拱直墙式衬砌弹性抗力及摩擦力分布示意图

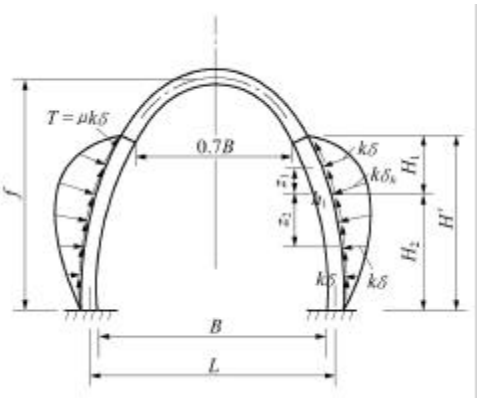


图 8C.0.2 蛋形衬砌弹性抗力及摩擦力分布示意图

对于圆拱直墙式，当上部为半圆或接近半圆拱时，一般认为弹性抗力的上部零点位置在倾角 $j=45°$（图 8C.0.1），最大弹性抗力近似取在拱与直墙相交处（图 8C.0.1）。弹性抗力的下部零点在拱座，其间的弹性抗力按抛物线分布，各点的弹性抗力分别按下列公式计算：

最大抗力点以上：

$$P=kd=kd_h(1-2\cos^2 j) \tag{8C.0.1}$$

最大抗力点以下：

$$P=kd=kd_h(1-\frac{y_1^2}{H_2^2}) \tag{8C.0.2}$$

式中：P——所求点的弹性抗力值；

d_h —最大抗力点 h 的变位值；

—

d —— 所求抗力点的变位值；

j —— 上段所求抗力点衬砌截面与垂直线的倾角；

H_2 —直墙段高度，即抗力图下段的垂直投影长度；

—

y_1——下段所求抗力点至直墙顶点（即最大抗力点 h）的距离。

对于蛋形上部为非半圆形的拱，则上部零点可认为在净跨 0.7 倍最大净拱跨的截面处（图 8C.0.2），最大弹性抗力可取在距上部零点 $\frac{1}{3}H'$～$\frac{2}{5}H'$ 处，矢跨比 $\frac{f}{l}>1$时采用 $\frac{1}{3}H'$，矢跨比 $\frac{f}{l}\leq 1$时采用 $\frac{2}{5}H'$，H'为承受抗力的衬砌段垂直投影长度（图 8C.0.2）。

对于蛋形断面，各点的弹性抗力值分别按下列公式计算。

最大抗力点以上：

$$P=kd=kd_h(1-\frac{Z_1^2}{H_1^2})$$

(8C.0.3)

最大抗力点以下：

$$P=kd=kd_h(1-\frac{Z_2^2}{H_2^2})$$

(8C.0.4)

式中：H_1——抗力图上段垂直投影长度，$H_1=\frac{1}{3}H'$～$\frac{2}{5}H'$；

H_2——抗力图下段垂直投影长度，$H_2=H'-H_1$；

Z_1——上段所求抗力点从最大抗力点算起的纵坐标；

Z_2——下段所求抗力点从最大抗力点算起的纵坐标。

其余符号意义同前。

摩擦力 T 作用在衬砌表面并与表面相切，方向向上（图 8C.0.1、

8C.0.2)，其值与弹性抗力成正比，即

$$T = mp = mkd$$

(8C.0.5)附录 8D 无压隧洞衬砌结构计算（结构力学方法）

马蹄形、蛋形及圆拱直墙式衬砌由顶拱、曲墙（或直墙）和底板组成。为便于计算，常将整体封闭式衬砌分为高拱（曲墙拱或直墙拱）和底板两个部分，计算时考虑他们之间的联结作用，其计算简图如图 8D.0.1 所示，其计算步骤如下：

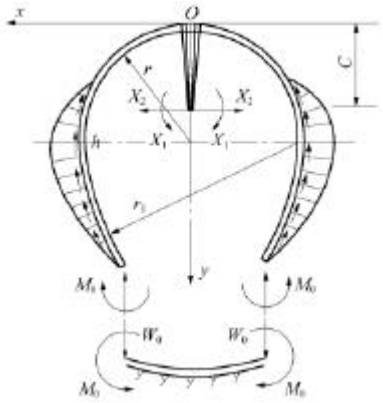


图 8D.0.1　马蹄形封闭式衬砌计算简图

1 计算高拱部分的弹性中心位置。

2 对于图 8D.0.1 所示情况，假定拱座没有水平位移，计算时只考虑拱座角变位 b，可建立法方程式为：

$$\left.\begin{aligned} X_1 d_{11} + \Delta_{1p} + b &= 0 \\ X_2 d_{22} + \Delta_{2p} + b y_c &= 0 \end{aligned}\right\} \qquad (8D.0.1)$$

设 M_p 为外荷载（包括弹性抗力和摩阻力）作用于基本结构时拱座的力矩，则拱座处的力矩 M_0（图 8D.0.1）为

$$M_0 = X_1 + X_2 y_c + M_p \qquad (8D.0.2)$$

拱座处的总转角则为

$$b = b_1 M_p = X_1 b_1 + X_2 b_2 + b_p = X_1 b_1 + X_2 y_c b_1 + b_p \qquad (8D.0.3)$$

式中：y_c——　弹性中心至拱座截面的铅直距离；

b ——　拱座总转角；

b_1——拱座在单位力矩作用下所产生的转角；

b_2——弹性中心单位水平力所引起的拱座转角，$b_2 = b_1 y_c$；

b_p——外荷载作用于基本结构所引起的拱座转角。

3 将式（8D.0.3）代入式（8D.0.1），可以解得

$$X_1 = \frac{(\Delta_{2p} + b_p y_c) b_1 y_c - (d_{22} + b_1 y_c^2)(\Delta_{1p} + b_p)}{(d_{11} + b_1)(d_{22} + b_1 y_c^2) - b_1^2 y_c^2} \tag{8D.0.4}$$

$$X_2 = \frac{(\Delta_{1p} + b_p) b_1 y_c - (d_{11} + b_1)(\Delta_{2p} + b_p y_c)}{(d_{11} + b_1)(d_{22} + b_1 y_c^2) - b_1^2 y_c^2} \tag{8D.0.5}$$

式（8D.0.4）、式（8D.0.5）中的Δ_{1p}、Δ_{2p}和b_p均包含有暂时未知的弹性抗力kd_h，d_h可根据变位条件得出：在全部荷载（包括多余未知力X_1、X_2及弹性抗力与摩阻力）作用下，衬砌在h点的径向变位为

$$d_h = X_1 d_{h1} + X_2 d_{h2} + d_{hp} + \Delta_{hb} \tag{8D.0.6}$$

式中：d_{h1}、d_{h2}、d_{hp}——分别为X_1=1、X_2=1及外荷载作用于基本结构上引起h点的径向变位；

Δ_{hb}——拱座总转角引起的h点的径向变位，可近似取$\Delta_{hb} = b y_h$；

y_h——h点至拱座的铅直距离。

4 计算法方程式中的形常数d_{11}、d_{22}和载常数Δ_{1p}、Δ_{2p}以及式（8D.0.6）中衬砌在h点的径向变位d_{h1}、d_{h2}及d_{hp}，其中Δ_{1p}、Δ_{2p}和d_{hp}均包含有弹性抗力kd_h。

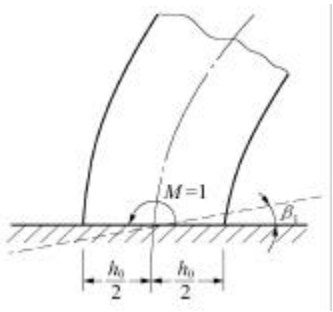


图 8D.0.2　拱座的转角变位

5 确定b_1及b_p分两种情况：

1）对于不设底板或底板与曲墙（或直墙）分离的衬砌，由图 8D.0.2 得：

$$b_1 = \frac{h_0/(2Ik)}{h_0/2} = \frac{1}{kI} \tag{8D.0.7}$$

$$b_p = b_1 M_p = \frac{1}{kI} M_p \tag{8D.0.8}$$

2） **对于封闭式衬砌，高拱与底板是弹性连接的，该连接点应具有相同的变位（图** 8D.0.1**）。在连接点剪力** W_0 **和力矩** M_0 **作用下，单宽底板梁端将产生角变位，连接点在单位力矩作用下的转角变位** b_1 **及外荷载作用下的转角变位** b_p **为**

$$\left.\begin{aligned} b_1 &= \frac{2a^3}{kb} G_3 \\ b_p &= \frac{2a^2}{kb} W_0 G_4 + b_1 M_p \end{aligned}\right\} \tag{8D.0.9}$$

$$a = \sqrt[4]{\frac{kb}{4EI}}$$

底板中点的力矩为

$$M_{l/2} = \frac{W_0}{a} G_2 + M_0 G_1 \tag{8D.0.10}$$

式中：W_0**——　底板端点作用的剪力；**

M_0**——　底板端点作用的力矩；**

M_p**——　基本结构中外荷载在拱座处产生的力矩；**

b**——　底板的计算宽度，可取** b=1m**；**

k**——　底板岩石的弹性抗力系数；**

a **——　底板的变形系数；**

E**、**I**——　分别为底板的弹性模量和断面惯性矩；**

G_1**～**G_4**——　双曲三角函数，可根据** $\frac{al}{2}$ **值，由表** 8D.0.1 **查得；**

l**——　底板跨度。**

表 8D.0.1　　**双曲三角函数**

$\frac{al}{2}$	G_1	G_2	G_3	G_4	$\frac{al}{2}$	G_1	G_2	G_3	G_4
0.8	0.93517	0.37752	1.54462	0.40768	2.5	-0.03214	0.09887	2.01862	1.02618
0.9	0.89921	0.41067	1.70309	0.50263	2.6	-0.05008	0.07691	2.00937	1.01969
1.0	0.85245	0.43601	1.84424	0.59909	2.7	-0.06371	0.05759	2.00259	1.01406
1.1	0.79491	0.45212	1.95853	0.69291	2.8	-0.07362	0.04078	1.99791	1.00938
1.2	0.72767	0.45814	2.04971	0.78004	2.9	-0.08035	0.02632	1.99492	1.00564
1.3	0.65280	0.45394	2.11530	0.85701	3.0	-0.08436	0.01404	1.99327	1.00277
1.4	0.57309	0.44016	2.15669	0.92143	3.1	-0.08611	0.00374	1.99260	1.00067
1.5	0.49161	0.41814	2.17692	0.97222	3.2	-0.08598	-0.00475	1.99264	0.99923
1.6	0.41140	0.38967	2.18009	1.00958	3.3	-0.08432	-0.01161	1.99315	0.99831
1.7	0.33500	0.35671	2.17073	1.03474	3.4	-0.08144	-0.01702	1.99394	0.99780
1.8	0.26428	0.32116	2.15318	1.04960	3.5	-0.07762	-0.02114	1.99486	0.99761
1.9	0.20045	0.28468	2.13119	1.05632	3.6	-0.07308	-0.02414	1.99582	0.99763
2.0	0.14410	0.24859	2.10770	1.05705	3.7	-0.06805	-0.02615	1.99674	0.99781
2.1	0.09530	0.21388	2.08482	1.05369	3.8	-0.06270	-0.02734	1.99756	0.99806
2.2	0.05382	0.18123	2.06393	1.04786	3.9	-0.05718	-0.02781	1.99828	0.99836
2.3	0.01916	0.15106	2.04579	1.04077	4.0	-0.05163	-0.02769	1.99887	0.99867
2.4	-0.00928	0.12358	2.03069	1.03334					

6 对于封闭式衬砌，先计算底板的 a **值，并由表** 8D.0.1 **查出双曲三角函数** G_1**～**G_4**，再由式（**8D.0.9**）算出** b_1**、** b_p**，其中** b_p **也是** kd_h **的函数。对于不设底板或底板与曲墙（或直墙）分离的衬砌，则由式（**8D.0.7**）及**

式（8D.0.8）算出 b_1、 b_p。

7 将 d_{11}、 d_{22}、 Δ_{1p}、、 Δ_{2p}、 b_1、 b_p 代入式（8D.0.4）及式（8D.0.5）求出 X_1 及 X_2，此时 X_1 及 X_2 也是 kd_h 的函数。

8 将 X_1、X_2 代入式（8D.0.3）求出 b ，并由式（8D.0.6）及 $\Delta_{hp} = by_h$ 求得 d_h。

9 由 d_h 最后求得 X_1 及 X_2。任意截面的弯矩及轴力可由下式求得。

$$\left.\begin{aligned} M &= X_1 + X_2(y-c) + M_p \\ N &= X_2 \cos j + N_p \end{aligned}\right\} \qquad (8D.0.11)$$

式中：M_p、N_p——分别为外荷载作用于基本结构在计算截面引起的弯矩和轴向力；

j ——　计算截面与铅直线夹角。

10 由式（8D.0.10）计算底板中点弯矩，底板轴力可根据 y 轴一侧衬砌所受的水平力的平衡条件得出。

无压隧洞衬砌的计算比较复杂，目前已普遍使用计算机程序，有的无压隧洞专著还配有程序软盘，可减除繁琐计算，使设计工作大为简化。

附录 9A 现行公路规范的桥涵汽车荷载

9A.1 我国交通部 JTG D60-2004**《公路桥涵设计通用规范》第** 4.3.1 **条关于公路桥涵汽车荷载规定的原文如下：**

4.3.1 **公路桥涵设计时，汽车荷载的计算图式、荷载等级及其标准值、加载方法和纵横向折减等应符合下列规定：**

1 **汽车荷载分为公路—Ⅰ级和公路—Ⅱ级两个等级。**

2 **汽车荷载由车道荷载和车辆荷载组成。车道荷载由均布荷载和集中荷载组成。桥梁结构的整体计算采用车道荷载；桥梁结构的局部加载、涵洞、桥台和挡土墙土压力等的计算采用车辆荷载。车辆荷载与车道荷载的作用不得叠加。**

3 **各级公路桥涵设计的汽车荷载等级应符合表** 4.3.1—1 **的规定。**

表 4.3.1—1　　**各级公路桥涵的汽车荷载等级**

公路等级	高速公路	一级公路	二级公路	三级公路	四级公路
汽车荷载等级	公路—Ⅰ级	公路—Ⅰ级	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级	公路—Ⅱ级

二级公路为干线公路且重型车辆多时，其桥涵的设计可采用公路—Ⅰ级汽车荷载。

四级公路上重型车辆少时，其桥涵设计所采用的公路—Ⅱ级车道荷载的效应可乘以 0.8 的折减系数，车辆荷载的效应可乘以 0.7 的折减系数。

4 车道荷载的计算图式见图 4.3.1—1

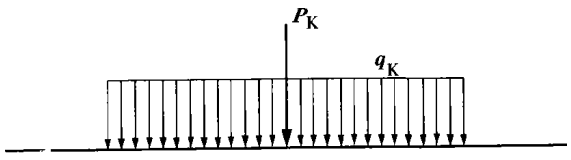


图 4.3.1—1　车道荷载

1） 公路—Ⅰ级车道荷载的均布荷载标准值为 q_k=10.5KN/m；集中荷载标准值按以下规定选取：桥梁计算跨径小于或等于 5m 时，P_k=180KN；桥梁计算跨径等于或大于 50m 时，P_k=360KN；桥梁跨径载 5m～50m 之间时，P_k 值采用直线内插求得。计算剪力效应时，上述集中荷载标准值 P_k 应乘以 1.2 的系数。

2） 公路—Ⅱ级车道荷载的均布荷载标准值 q_K 和集中荷载标准值 P_k 按公路—Ⅰ级车道荷载的 0.75 倍采用。

3） 车道荷载的均布荷载标准值应满布于使结构产生最不利效应的同号影响线上；集中荷载标准值只作用于相应影响线中一个最大影响线峰值处。

5 车辆荷载的立面、平面尺寸见图 4.3.2—2，主要技术指标规定于表 4.3.1—2。

公路—Ⅰ级和公路—Ⅱ级汽车荷载采用相同的车辆荷载标准值。

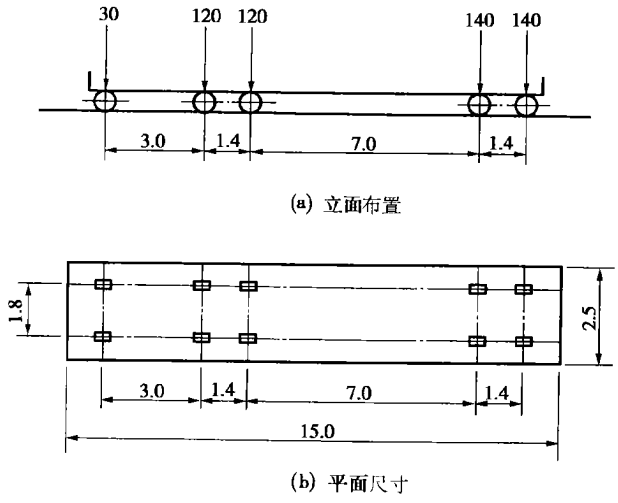


图 4.3.2—2 车辆荷载的立面、平面尺寸（图中尺寸单位为 m，荷载单位为 kN）

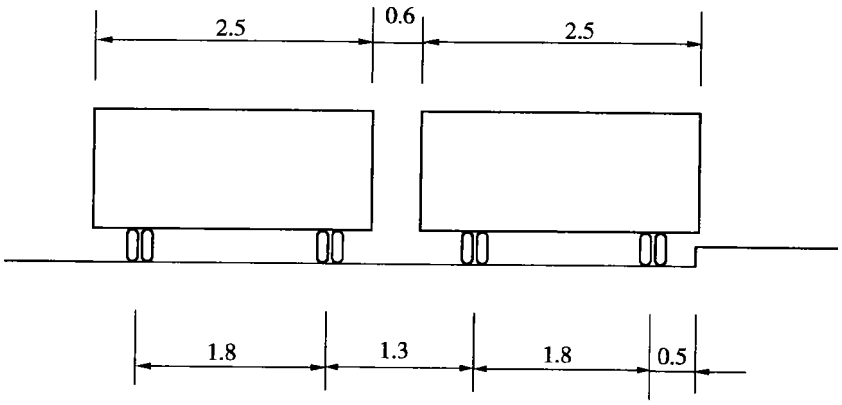


图 4.3.1—3 车辆荷载横向布置（图中尺寸单位为 m）

表 4.3.1—2　　**车辆荷载的主要技术指标**

项目	单位	技术指标
车辆重力标准值	KN	550
前轴重力标准值	KN	30
中轴重力标准值	KN	2×120
后轴重力标准值	KN	2×140
轴距	m	3+1.4+7+1.4
轮距	m	1.8
前轮着地宽度及长度	m	0.3×0.2
中、后轮着地宽度及长度	m	0.6×0.2
车辆外形尺寸（长×宽）	m	15×2.5

6 车道荷载横向分布系数应按设计车道数如图 4.3.1—3 布置车辆荷载进行计算。

7 桥涵设计车道数应符合表 4.3.1—3 的规定。多车道桥梁上的汽车荷载应考虑多车道折减。当桥涵设计车道数等于或大于 2 时，由汽车荷载产生的效应应按表 4.3.1—4 规定的多车道折减系数进行折减，但折减后的效应不得小于两设计车道的荷载效应。

表 4.3.1—3　　**桥涵设计车道数**

桥面宽度 W（m）		桥涵设计车道数
车辆单向行驶时	车辆双向行驶时	
W＜7.0		1
7.0≤W＜10.5	6.0≤W＜14.0	2
10.5≤W＜14.0		3
14.0≤W＜17.5	14.0≤W＜21.0	4
17.5≤W＜21.0		5
21.0≤W＜24.5	21.0≤W＜28.0	6
24.5≤W＜28.0		7
28.0≤W＜31.5	28.0≤W＜35.0	8

表 4.3.1—4　　**横向折减系数**

横向布置设计车道数(条)	2	3	4	5	6	7	8
横向折减系数	1.00	0.78	0.67	0.60	0.55	0.52	0.50

8 **大跨径桥梁上的汽车荷载应考虑纵向折减。**

附录 10A 无压涵洞过流能力计算

10A.0.1 涵洞水流流态分类

1 涵洞流态分类：涵洞内水流有无压流、压力流和半有压流三种流态。涵洞内水流保持有自由水面的为无压流（明流），涵洞全部长度被水流充满的为压力流（有压流），洞内进口段或局部洞段为满流、其余洞段为明流的为半有压流。

2 涵洞出流流态分类：分为自由出流和淹没出流两种。自由出流即涵洞下游水位不淹没涵洞出口，或已淹没洞出口但产生的壅水影响未达到涵洞进口收缩断面的出流流态。反之则为淹没出流流态。

10A.0.2 自由出流状态时涵洞水流流态的判别条件

1 无压流：当横断面为圆形、拱形的涵洞洞前水深 $H \leq 1.1\,a$（洞高）时，当矩形涵洞洞前水深 $H \leq 1.2a$ 时，均为无压流。

2 半有压流：当洞前水深大于上述无压流水深（即 $H \leq 1.1\,a$，$H \leq 1.2a$），且涵洞长度 l＜（$l_1 + l_0 + l_2$）时即为半有压流（l_1 为进口至收缩水深 h_c 断面间的距离，可近似采用 $l_1 = 1.4a$；l_2 为出口水深 h_d 断面至出口断面距离，可近似采用 $l_2 = 1.3a$；l_0 为 h_c 至 h_d 之间回水曲线长度，可由水面曲线推算得出。（详见图 10A.0.2—1）。

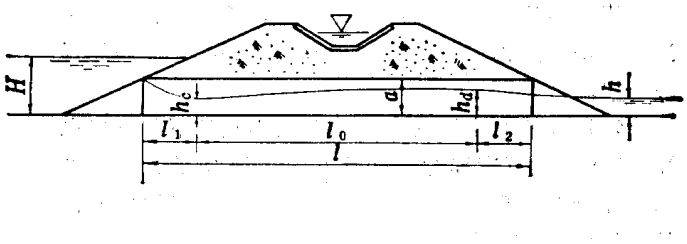


图 10A.0.2—1 涵洞半有压流流态

3 有压流

1） 当洞底比降 0＜i＜i_k、洞长 l＞（l1＋l0＋l2）、洞前水深 H＞1.5a 时为压力流；

2） 当洞底比降 i＞i_k、洞长 l＞（l1＋l0＋l2）、且洞内正常水深 h_0＞a 时，仍为压力流。

10A.0.3 淹没出流状态时涵洞水流流态的判别条件

如果涵洞出口的下游水位或在洞出口产生的淹没水跃已经淹没了涵洞出口，则涵洞内的水流流态可能发生变化。对半有压流，当 $i<i_k$ 的涵洞出口已经淹没或 $i>i_k$ 的涵洞出口发生淹没水跃时，原半有压流态将变为有压流态。

10A.0.4 无压流涵洞出流流态的判断

1 当下游水位较低、不影响涵洞泄流时为自由出流，反之为淹没出流。

2 当 $0\le i<i_k$，或当 $i>i_k$ 且 $l\le(8\sim15)H$ 两种不同情况时，如分别符合下式（10A.0.4—1）的两个条件即为自由出流。

$$h_t\le(1.2\sim1.25)h_k \qquad (10A.0.4—1)$$

$$h_t\le(0.75\sim0.77)H_0$$

式中：h_t---涵洞出口洞底以上水深(m)；

h_k—洞内临界水深(m)；

H_0—以涵洞进口断面底板高程起算的上游总水头(m)。

10A.0.5 无压长短洞的判别：

1 无压长短洞的定义：缓坡（$i<i_k$）涵洞按洞身长度是否影响其过流能力分为短洞和长洞两类。涵洞较短且洞内水深达到临界水深时的洞长称为短洞的极限长度 l_k，洞长小于 l_k 值的无压缓坡涵洞称为短洞，反之即为长洞。l_k 值按经验公式或通过水面曲线计算确定。

2 按经验公式判断

1） 当 $i\approx0$ 且洞长在下列范围之内即为短洞：

$4H<l_k\le$（64－163m）H

$4H < l_k \leq (106 - 270m)\ h_k$

式中：m 为流量系数。若取 $m=0.36\sim0.32$，则：

$$l_k = (5\sim12)H \qquad (10A..0.5—2)$$

2) **当 $0<i<i_k$ 且 $i\approx i_k$ 时，按式（10A.1-2）、（10A.1-3）计算的 l_k 上限值应增加 30%左右。**

3） **当 $i>i_k$ 且 $4H<l_k$ 时，则无长、短洞区别，均按短洞进行计算。**

3 按洞内水面曲线计算短洞的极限长度 l_k

$$l_k = l_1 + l_{ck} + l_{2k} \qquad （10A.0.5-3）$$

式中：l_1——涵洞进口段长度，与洞口型式有关，不受洞长影响，按经验公式(10A.0.5.-4)、(10A.0.5-5)**计算；**

l_{ck}——**收缩水深 h_c 断面至临界水深 h_k 断面间壅水曲线长度，可通过水面曲线计算确定；**

l_{2k}——**临界水深断面至涵洞出口长度，按**(10A.0.5-6)、(10A.0.5-7)**计算。**

当 $0\approx i<i_k$ 时：

$$l_1 = 32.0\times(0.385-m)H \approx (0.8\sim2.1)H \qquad （10A.0.5-4）$$

$$l_1 = 53.3\times(0.385-m)h_k$$

当 $i>0$ 时：

$$\begin{aligned} l_{2k} &\approx 1.2H \\ l_{2k} &\approx 2.0h_k \end{aligned} \qquad （10A.0.5-5）$$

$$\begin{aligned} l_k &= (420i+32)\times(0.385+0.63i-m)H \\ l_k &= (680i+53.3)\times(0.385+0.63i-m)h_k \end{aligned} \qquad (10A.0.5-6)$$

$$\begin{aligned} l_{2k} &\approx 2.0H \\ l_{2k} &\approx 3.3h_k \end{aligned} \qquad (10A.0.5-7)$$

10A.0.6 无压涵洞过流能力计算

1 短洞过流能力计算

无压短洞（包括缓坡、陡坡及临界坡涵洞）的过流能力均按下式计算：

$$Q = smeb_k\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (10A.0.6\text{-}1)$$

其中：

$$s = 2.31\frac{h_s}{H_0}\left(1-\frac{h_s}{H_o}\right)^{0.4} \quad (10A.0.6\text{-}2)$$

单孔涵洞：

$$e = 1-0.171\left(1-\frac{b_0}{b_s}\right)\sqrt[4]{\frac{b_0}{b_s}} \quad (10A.0.6\text{-}3)$$

多孔涵洞，隔墩墩头为圆形时：

$$e = \frac{e_z(n-1)+e_b}{n} \quad (10A.0.6\text{-}4)$$

式中：bk——涵洞过流断面计算宽度，对矩形涵洞即为涵洞总净宽 b(m)，

对非矩形涵洞 $b_k = w_k/h_k$ (m)；

H0——以涵洞进口底板高程起算的计入行进流速水头的涵前总水头(m)；

M——流量系数，可取 m=0.385；

s ——淹没系数，与相对淹没度 h_s/H_0 有关，按公式(10A.0.6-2)计算求得或按表 10A.0.6-1 查得，hs 为从涵洞进口底板高程算起的下游水深(m)，即 $h_s = h_t - iL$，式中的 ht 为从涵洞出口底板高程算起的下游水深(m)；

e ——侧收缩系数，对单孔涵洞，按公式（10A.0.6-3）计算求得或按表 10A.0.6-2 查得；

e_z ——涵洞中孔侧收缩系数，仍由表 10A.0.6-2 查得，但表中的 b_s 为 $b_0 + d_z$ ；

b_0 ——单孔涵洞净宽（m）；

b_s ——上游河（沟）道一半水深处的宽度（m）；

d_z——中隔墩的厚度(m)；

n——涵洞孔数；

e_b——涵洞边孔侧收缩系数，仍可由表 10A.0.6-2 查得，但表中的 b_s 为 $b_0+\frac{d_z}{2}+b_b$；

b_b——涵洞边墙迎水面至上游河（沟）道水边线之间的宽度（m）。

表 10A.0.6-1　　淹没系数 s

h_s/H_0	≤0.72	0.75	0.78	0.80	0.82	0.84	0.86	0.88	0.90	0.91
s	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	0.93	0.90	0.87	0.83	0.80
h_s/H_0	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.995	0.998
s	0.77	0.74	0.70	0.66	0.61	0.55	0.47	0.36	0.28	0.19

表 10A.0.6-2　　e 值

b_0/b_s	≤ 0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
e	0.909	0.911	0.918	0.928	0.940	0.953	0.968	0.983	1.000

10A.0.7 渠下无压排水涵洞孔径计算

1 根据涵洞作用、工作特点及当地具体情况选择流态及洞型，渠下排水涵洞多采用无压涵洞。应按下述过程试算进行。

2 设计基本资料：涵址地形、地质及水文资料、涵址水道自然底坡及沿涵轴线纵横剖面图、地方建筑材料、设计洪水流量（推算方法从略）、上游允许壅水位、下游水位流量关系资料等。

3 涵洞进出口高程、纵坡及进出口型式选择：应按自然河沟进出口处高程和纵坡布置，并根据进出口河沟情况选择进出口布置型式。

4 初拟涵洞孔径尺寸和底坡 i，并假定的底坡 I 为陡（或缓）坡。

5 按假定的陡坡（或缓坡），选择相应的流量计算公式。若假定为陡坡则按短洞进行过水能力计算。若假定为缓坡则应先假定是长洞还是短洞，然后选用相应洞长的流量公式计算。

6 无压自由出流及涵前水位的验证：若选定的涵洞孔径能满足设计流量要求，且 H/a 及下游水深 ht 均满足无压自由出流流态的要求，涵前水位也小于允许壅水位，则可继续进行下面的验证计算。若不满足要求或尺寸过大，则应重新拟定孔径尺寸进行计算。

7 底坡的陡（缓）及长、短洞的验证：上述计算是在假定底坡为陡坡（或缓坡）和长（短）洞基础上进行的，故需对底坡的陡、缓进行验证。对缓坡涵洞，尚需进一步验证长、短洞的假定。如验证结果与原假定不符，应重新进行计算。

8 检查洞内净空高度、面积和流速：洞内净空高度、净空面积应满足 10.2.3 **条的规定。洞内最大流速不应超过洞内材料允许抗冲能力要求，否则应重新拟定洞径尺寸或纵坡进行计算。**

9 对上游允许积水具有调蓄作用的大型排水涵洞：应选择不同孔径尺寸及布置方案，通过调洪演算，推算上游最高壅水位及相应的涵洞设计流量，并统计分析上游淹没情况，通过经济技术比较选定合理的积水深度和涵洞孔径尺寸。

附录 12A 灌区各类量水堰的基本性能和适用用条件

12A.1 灌区各类标准堰的基本性能

1 可利用的水头差

薄壁堰需要足够的水头差，以保证有完全通气的自由水舌；宽顶堰可用于较小的水头；允许淹没条件下运用的堰可用于更小的水头差。

2 测流范围和应用限制

薄壁堰用于施测小流量，其中三角形薄壁堰用于施测更小的流量。宽顶堰、三角形剖面堰用于施测大流量。平坦 V 形堰的测流幅度最大。

几种标准堰的测流范围及应用限制见附表 12A.1。

附表 12A.1 几种标准形式的量水堰测流范围及应用限制表

量水堰形式		尺寸				流量幅度 (m^3/s)		计算流量的不确定度范围(%)	几何限制	非淹没限 (%)
		堰高 P (m)	堰宽 b (m)	边坡	堰长 L (m)	最大	最小			
薄壁堰	三角形	θ=90°				1.80	0.001	1～3	$H/P \leq 2$	水舌下通气
	矩形(全宽)	0.2	1.0			0.67	0.005	1～4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
		1.0	1.0			7.70	0.005	1～4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
	矩形(收缩)	0.2	1.0			0.45	0.009	1～4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
		1.0	1.0			4.90	0.009	1～4	$H/P \leq 2$	水舌下通气
宽顶堰	锐缘矩形	0.2	1.0		0.8	0.26	0.030	3～5	$H/P \leq 1.5$	80
		1.0	1.0		2.0	3.07	0.130	3～5	$H/P \leq 1.5$	80
	圆缘矩形	0.15	1.0		0.6	0.18	0.030	3～5	$H/P \leq 1.5$	66
		1.0	1.0		5.0	3.13	0.100	3～5	$H/P \leq 1.5$	66
	V 形	0.3	θ=90°		1.5	0.45	0.007	3～5	$1.5 < \frac{H}{P} < 3.0$	80
		0.15	θ=150°		1.5	1.68	0.010	3～5	$1.5 < \frac{H}{P} < 3.0$	80
三角形剖面堰		0.2	1.0			1.17	0.010	2～5	$H/P \leq 3.5$	70
		1.0	1.0			13.0	0.010	2～5	$H/P \leq 3.5$	70
平坦 V 形堰		0.2	4	1：10		5.00	0.014	2～5	$H/P \leq 2.5$	74
		1.0	80	1：40		630	0.055	2～5	$H/P \leq 2.5$	74

注：H—上游总水头；P—堰高。

3 渠槽形状和尺寸

矩形薄壁堰的尺寸相对对行近渠槽的尺寸相差大时，行近渠槽的形状对水流无显著影响。若相关不大，则行近渠槽应是矩形断面，且其长度不应少于最大水头时溢流水舌宽的 10 倍。宽顶堰最好在矩形渠槽中使用，但如有一段两倍最大水头长度的平坦光滑的行近渠槽，使用在非矩形渠槽上，也能取得很好的精度。

下游渠槽的形状和尺寸，在自由出流条件下是无关重要的。只是在淹没出流时，必须在整个测流范围内与给定的非淹没限进行校核。

4 泥沙漂浮物

有悬移质输移的河流上，应尽量避免使用薄壁堰，除非上游设置拦污栅。应特别避免在有漂浮物的河流上使用三角形薄壁堰。宽顶堰、三角形剖面堰可通过一定的漂浮物。

5 渠槽坡度和水流条件

坡降小于 $\frac{1}{1000}$ 或弗汝德数小于 0.25 的渠槽，适用于任何类型的量水堰。坡降在 $\frac{1}{1000}$ ～ $\frac{1}{500}$ 或弗汝德数在 0.25～0.50 之间的渠槽，测流槽的输沙能力比测流堰好。坡降大于 1/250 或弗汝德数在 0.50～0.60 之间的渠槽，若没有泥沙输移，还可考虑使用堰槽测流；若有泥沙输移且 Fr>0.6 时，如无特殊需要，不宜用堰槽测流。

6 运行和维护

若薄壁堰的堰缘受损或上游竖直壁面生长藻苔，可能导致较大的系数误差。堰槽如在冰点以下运用，对测流堰特别是薄壁堰比对测流槽的影响要小些。

12A.2 测流堰的适用条件

1 薄壁堰的堰口加工要特别注意，它适合在有良好保养条件、能保护堰顶不致受损的环境下使用，大都用于需要高精度的实验室、径流实验小区、人工渠道以及抽水试验和工矿城市排污等。三角形薄壁堰特别适合于施测非常小的流量。三角形和矩形薄壁堰都可预制构件安装。

2 宽顶堰相对来说工程量大，但坚固耐用，宜用于能够定期清淤除草的矩形渠槽上。圆缘宽顶堰的测流范围和淹没比都比较恰当，适合中小型渠道。V 形宽顶堰的测流幅度大，既适用于中小渠道，也适用于落差小的人工渠道。

3 三角形剖面堰适用于水头损失小和测流精度要求高的大、中、小型渠道。它有一个良好的非淹没限，测流范围大，坚固耐用，且可在挟沙河流上运行。这种堰型在相当大的水头和流量范围内，流量系数是一常数。从其测流精度看，也表明它是一个良好的测流建筑物。

4 平坦 V 形堰的测流幅度非常大，既能测低水，也能测高水。当水流在 V 形缺口内时，可精确地测小流量，而当水漫过 V 形缺口时，可测较大流量。因为它不需要做补充的低水测流设施，所以当用水平堰顶施测低水流量达不到要求时，宜采用这种堰型。但因是三维堰，施工质量较难掌握。

附录 12B 渠系建筑物流量系数实测率定方法与要求

1 在建筑物上（下）游距建筑物 50～100 m 范围内水流平稳渠段，设置测水断面，利用流速仪测出各种水位的实际流量，同时观测各种流态及相应的有关水尺读数。过流小的渠系建筑物，可临时安装薄壁堰进行率定。

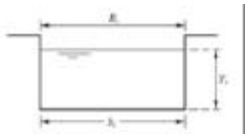
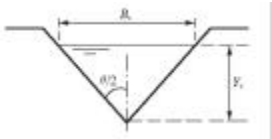
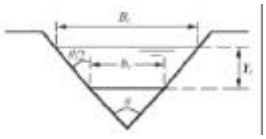
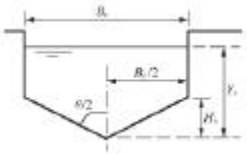
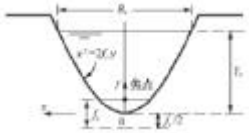
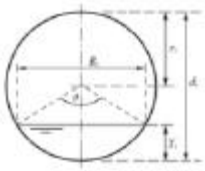
2 将各个实测流量和相应水深代入已选定的流量公式，求算该建筑物在某种流态情况下的实际流量系数。

3 流量系数的实测次数不应少于 5 次，水位变幅较小（0.1～0.3m）时，可取其平均值作为该建筑物的流量系数，每次实测的流量系数与平均流量系数差，不得超过±3%，否则需要重测。

4 渠系建筑物类型及水流形态相同时，则不需对每一个建筑物都进行流量系数的实测率定工作，而只需选择其中 2～3 处典型进行实测，所得结果比较满意即可被此通用。

附录 12C 长喉道槽各种不同断面形状流量计算

表 12C.1-1　　**长喉量水槽水位～流量关系**

喉部断面形状	水位～流量关系	相应的 Y_c
	$Q = c_d c_v \frac{2}{3}(\frac{2}{3}g)^{\frac{1}{2}} b_c h_1^{\frac{3}{2}}$	$Y_c = \frac{2}{3}H_1$
	$Q = C_d C_v \frac{16}{25}\left(\frac{2}{5}g\right)^{1/2}\left(\tan\frac{Q}{2}\right)h_1^{5/2}$	$Y_c = \frac{4}{5}H_1$
	$Q = C_d(b_c Y_c + Z_c Y_c^2)[2g(H_1 - Y_c)]^{1/2}$	**查表** 12C.1-2
	**若**$H_1 \le 1.25H_b$ $Q = C_d C_v \frac{16}{25}(\frac{2}{5}g)^{1/2}(\tan\frac{Q}{2})h_1^{5/2}$ **若**$H_1 \ge 1.25H_b$ $Q = C_d C_v \frac{2}{3}(\frac{2}{3}g)^{1/2} B_c (h_1 - \frac{1}{2}H_b)^{3/2}$	$Y_c = \frac{4}{5}H_1$ $Y_c = \frac{2}{3}H_1 + \frac{1}{6}H_b$
	$Q = C_d C_v (\frac{3}{4} f_c g)^{1/2} h_1^2$	$Y_c = \frac{3}{4}H_1$
	$Q = C_d d_c^{\frac{5}{2}}\sqrt{g}[f(q)]$ $f(q)$ **查表** 12C.1-3	**查表** 12C.1-3

续表 12C.1-1　　**长喉量水槽水位～流量关系**

	$Q = C_d C_v 2d_c (2g)^{\frac{1}{2}} (\frac{1}{3} h_1 - 0.0358 d_c)^{\frac{3}{2}}$	
	$Q = C_d d_c^{\frac{5}{2}} \sqrt{g} [\, f(f,q)]$ $f(f,q)$ **查表** 12C.1-4	Y_c **可变**

表 12C.1-2 **梯形控制断面** y_c/H_1 **与** z_c **和** H_1/b_c **的函数关系**

$\frac{H_1}{b_c}$	**渠道边坡　横向：竖向**(z_c)									
	竖向	0.25：1	0.50：1	0.75：1	1：1	1.5：1	2：1	2.5：1	3：1	4：1
0.00	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667	0.667
0.01	0.667	0.667	0.667	0.668	0.668	0.669	0.670	0.670	0.671	0.672
0.02	0.667	0.667	0.668	0.669	0.670	0.671	0.672	0.674	0.675	0.678
0.03	0.667	0.668	0.669	0.670	0.671	0.673	0.675	0.677	0.679	0.683
0.04	0.667	0.668	0.670	0.671	0.672	0.675	0.677	0.680	0.683	0.687
0.05	0.667	0.668	0.670	0.672	0.674	0.677	0.680	0.683	0.686	0.692
0.06	0.667	0.669	0.671	0.673	0.675	0.679	0.683	0.686	0.690	0.696
0.07	0.667	0.669	0.672	0.674	0.676	0.681	0.685	0.689	0.693	0.699
0.08	0.667	0.670	0.672	0.675	0.678	0.683	0.687	0.692	0.696	0.703
0.09	0.667	0.670	0.673	0.676	0.679	0.684	0.690	0.695	0.698	0.706
0.10	0.667	0.670	0.674	0.677	0.680	0.686	0.692	0.697	0.701	0.709
0.12	0.667	0.671	0.675	0.679	0.684	0.690	0.696	0.701	0.706	0.715
0.14	0.667	0.672	0.676	0.681	0.686	0.693	0.699	0.705	0.711	0.720
0.16	0.667	0.672	0.678	0.683	0.687	0.696	0.703	0.709	0.715	0.725
0.18	0.667	0.673	0.679	0.684	0.690	0.698	0.706	0.713	0.719	0.729
0.20	0.667	0.674	0.680	0.686	0.692	0.701	0.709	0.717	0.723	0.733
0.22	0.667	0.674	0.681	0.688	0.694	0.704	0.712	0.720	0.726	0.736
0.24	0.667	0.675	0.683	0.689	0.696	0.706	0.715	0.723	0.729	0.739
0.26	0.667	0.676	0.684	0.691	0.698	0.709	0.718	0.725	0.732	0.742
0.28	0.667	0.676	0.685	0.693	0.699	0.711	0.720	0.728	0.734	0.744
0.30	0.667	0.677	0.686	0.694	0.701	0.713	0.823	0.730	0.737	0.747

续表 12C.1-2 梯形控制断面 y_c/H_1 与 z_c 和 H_1/b_c 的函数关系

$\frac{H_1}{b_c}$	渠道边坡　横向：竖向(z_c)									
	竖向	0.25：1	0.50：1	0.75：1	1：1	1.5：1	2：1	2.5：1	3：1	4：1
0.32	0.667	0.678	0.687	0.696	0.703	0.715	0.725	0.733	0.739	0.749
0.34	0.667	0.678	0.689	0.697	0.705	0.717	0.727	0.735	0.741	0.751
0.36	0.667	0.679	0.690	0.699	0.706	0.719	0.729	0.737	0.743	0.752
0.38	0.667	0.680	0.691	0.700	0.708	0.721	0.731	0.738	0.745	0.754
0.40	0.667	0.680	0.692	0.701	0.709	0.723	0.733	0.740	0.747	0.756
0.42	0.667	0.681	0.693	0.703	0.711	0.725	0.734	0.742	0.748	0.757
0.44	0.667	0.681	0.694	0.704	0.712	0.727	0.736	0.744	0.750	0.759
0.46	0.667	0.682	0.695	0.705	0.714	0.728	0.737	0.745	0.751	0.760
0.48	0.667	0.683	0.696	0.706	0.715	0.729	0.739	0.747	0.752	0.761
0.50	0.667	0.683	0.697	0.708	0.717	0.730	0.740	0.748	0.754	0.762
0.60	0.667	0.686	0.701	0.713	0.723	0.737	0.747	0.754	0.759	0.767
0.70	0.667	0.688	0.706	0.718	0.728	0.742	0.752	0.758	0.764	0.771
0.80	0.667	0.692	0.709	0.723	0.732	0.746	0.756	0.762	0.767	0.774
0.90	0.667	0.694	0.713	0.727	0.737	0.750	0.759	0.766	0.770	0.776
1.00	0.667	0.697	0.717	0.730	0.740	0.754	0.762	0.768	0.773	0.778
1.20	0.667	0.701	0.723	0.737	0.747	0.759	0.767	0.772	0.776	0.782
1.40	0.667	0.706	0.729	0.742	0.752	0.764	0.771	0.776	0.779	0.784
1.60	0.667	0.709	0.733	0.747	0.756	0.767	0.774	0.778	0.781	0.786
1.80	0.667	0.713	0.737	0.750	0.759	0.770	0.776	0.781	0.783	0.787
2.00	0.667	0.717	0.740	0.754	0.762	0.773	0.778	0.782	0.785	0.788
3.00	0.667	0.730	0.753	0.766	0.773	0.781	0.785	0.787	0.790	0.792
4.00	0.667	0.740	0.762	0.773	0.778	0.785	0.788	0.790	0.792	0.794
5.00	0.667	0.748	0.768	0.777	0.782	0.788	0.791	0.792	0.794	0.795
10.00	0.667	0.768	0.782	0.788	0.791	0.794	0.795	0.796	0.797	0.798
∞		0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800	0.800

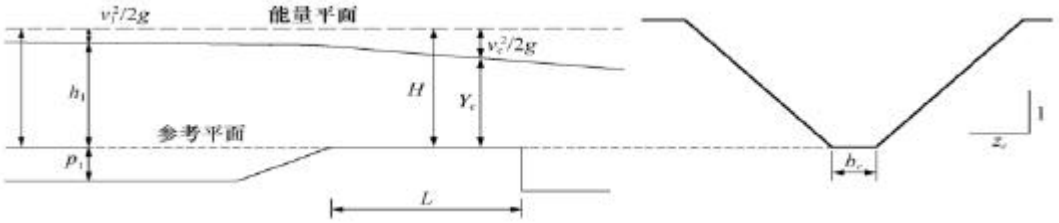


表 12C.1-2 **附图**

表 12C.1-3　　**圆形断面宽顶堰长喉槽流量确定表**

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(q)$	$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(q)$
0.01	0.0033	0.0133	0.0013	0.752	0.0001	0.51	0.2014	0.7114	0.4027	0.717	0.2556
0.02	0.0067	0.0267	0.0037	0.749	0.0004	0.52	0.2065	0.7265	0.4127	0.716	0.2652
0.03	0.0101	0.0401	0.0069	0.749	0.0010	0.53	0.2117	0.7417	0.4227	0.715	0.2750
0.04	0.0134	0.0534	0.0105	0.749	0.0017	0.54	0.2224	0.7570	0.4327	0.713	0.2851
0.05	0.0168	0.0668	0.0147	0.748	0.0027	0.55	0.2276	0.7724	0.4426	0.712	0.2952
0.06	0.0203	0.0803	0.0192	0.748	0.0039	0.56	0.2279	0.7879	0.4526	0.711	0.3056
0.07	0.0237	0.0937	0.0242	0.747	0.0053	0.57	0.2335	0.8035	0.4626	0.709	0.3161
0.08	0.0271	0.1071	0.0294	0.747	0.0068	0.58	0.2393	0.8193	0.4726	0.708	0.3268
0.09	0.0306	0.1206	0.0350	0.746	0.0087	0.50	0.2451	0.8351	0.4822	0.707	0.3376
0.10	0.0341	0.1341	0.0409	0.746	0.0107	0.60	0.2511	0.8511	0.4920	0.705	0.3487
0.11	0.0376	0.1476	0.0470	0.745	0.0129	0.61	0.2572	0.8672	0.5018	0.703	0.3599
0.12	0.0411	0.1611	0.0534	0.745	0.0153	0.62	0.2635	0.8835	0.5115	0.702	0.3713
0.13	0.0446	0.1746	0.0600	0.745	0.0179	0.63	0.2699	0.8999	0.5212	0.700	0.3829
0.14	0.0482	0.1882	0.0688	0.744	0.0214	0.64	0.2765	0.9165	0.5308	0.698	0.3947
0.15	0.0517	0.2017	0.0739	0.744	0.0238	0.65	0.2833	0.9333	0.5404	0.696	0.4068
0.16	0.0553	0.2153	0.0811	0.743	0.0270	0.66	0.2902	0.9502	0.5499	0.695	0.4189
0.17	0.0589	0.2289	0.0885	0.743	0.0304	0.67	0.2974	0.9674	0.5594	0.693	0.4314
0.18	0.0626	0.2462	0.0961	0.742	0.0340	0.68	0.3048	0.9848	0.5687	0.691	0.4440
0.19	0.0662	0.2562	0.1039	0.742	0.0378	0.69	0.3125	1.0025	0.5780	0.688	0.4569
0.20	0.0699	0.2699	0.1118	0.741	0.0418	0.70	0.3204	1.0204	0.5872	0.686	0.4701
0.21	0.0736	0.2836	0.1199	0.740	0.0460	0.71	0.3286	1.0386	0.5964	0.684	0.4835
0.22	0.0773	0.2973	0.1281	0.740	0.0504	0.72	0.3371	1.0571	0.6054	0.681	0.4971
0.23	0.0811	0.3111	0.1365	0.739	0.0550	0.73	0.3459	1.0759	0.6143	0.679	0.5109
0.24	0.0848	0.3248	0.1449	0.739	0.0597	0.74	0.3552	1.0952	0.6231	0.676	0.5252
0.25	0.0887	0.3387	0.1535	0.738	0.0647	0.75	0.3648	1.1148	0.6319	0.673	0.5397
0.26	0.0925	0.3525	0.1623	0.738	0.0698	0.76	0.3749	1.1349	0.6405	0.670	0.5546
0.27	0.0963	0.3663	0.1711	0.737	0.0751	0.77	0.3855	1.1555	0.6489	0.666	0.5689
0.28	0.1002	0.3802	0.1800	0.736	0.0806	0.78	0.3967	1.1767	0.6573	0.663	0.5855
0.29	0.1042	0.3942	0.1890	0.736	0.0863	0.79	0.4085	1.1985	0.6655	0.659	0.6015
0.30	0.1081	0.4081	0.1982	0.735	0.0922	0.80	0.4210	1.2210	0.6735	0.655	0.6180

续表 12C.1-3　圆形断面宽顶堰长喉槽流量确定表

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(q)$	$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(q)$
0.31	0.1121	0.4224	0.2074	0.734	0.0922	0.81	0.4343	1.2443	0.6815	0.651	0.6351
0.32	0.1161	0.4361	0.2167	0.734	0.0982	0.82	0.4485	1.2685	0.6893	0.646	0.6528
0.33	0.1202	0.4502	0.2260	0.733	0.1044	0.83	0.4683	1.2938	0.6969	0.641	0.6712
0.34	0.1243	0.4643	0.2355	0.732	0.1108	0.84	0.4803	1.3203	0.7043	0.636	0.6903
0.35	0.1284	0.4784	0.2450	0.732	0.1289	0.85	0.4982	1.3482	0.7115	0.630	0.7102
0.36	0.1326	0.4926	0.2546	0.731	0.1311	0.86	0.5177	1.3777	0.7186	0.624	0.7312
0.37	0.1368	0.5068	0.2642	0.730	0.1382	0.87	0.5392	1.4092	0.7254	0.617	0.7533
0.38	0.1411	0.5211	0.2739	0.729	0.1455	0.88	0.5632	1.4432	0.7320	0.610	0.7769
0.39	0.1454	0.5354	0.2836	0.728	0.1529	0.89	0.5900	1.4800	0.7384	0.601	0.8021
0.40	0.1497	0.5497	0.2934	0.728	0.1605	0.90	0.6204	1.5204	0.7445	0.592	0.8293
0.41	0.1541	0.5641	0.3032	0.727	0.1683	0.91	0.6555	1.5655	0.7504	0.581	0.8592
0.42	0.1586	0.5786	0.3130	0.726	0.1763	0.92	0.6966	1.6166	0.7560	0.569	0.8923
0.43	0.1631	0.5931	0.3229	0.725	0.1844	0.93	0.7459	1.6759	0.7612	0.555	0.9297
0.44	0.1676	0.6076	0.3328	0.724	0.1927	0.94	0.8065	1.7465	0.7662	0.538	0.9731
0.45	0.1723	0.6223	0.3428	0.723	0.2012	0.95	0.8841	1.8341	0.7707	0.518	1.0248
0.46	0.1769	0.6369	0.3527	0.722	0.2098						
0.47	0.1817	0.6517	0.3627	0.721	0.2186						
0.48	0.1865	0.6665	0.3727	0.720	0.2276						
0.49	0.1914	0.6814	0.3827	0.719	0.2368						
0.50	0.1964	0.6964	0.3927	0.718	0.2461						

注： $f(q)=(A_c/d_c^2)\{2(H_1/d_c-y_c/d_c)\}^{0.5}=(q-\sin q)^{1.5}/[8(8\sin\frac{1}{2}q)^{0.5}]$

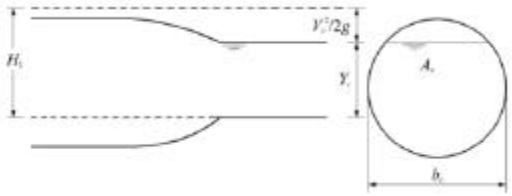


表 12C.1-3 **附图**

表 12C.1-4　　**管内宽顶堰流量确定表**

$$f(f,q)=\frac{(q-f+\sin f-\sin q)^{1.5}}{8(8\sin\frac{1}{2}q)^{0.5}}$$

$\frac{p_c+H_1}{d_c}$	$\frac{p_c}{d_c}$=0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.16	0.0004							
0.17	0.0011							
0.18	0.0021							
0.19	0.0032							
0.20	0.0045							
0.21	0.0060	0.0004						
0.22	0.0076	0.0012						
0.23	0.0094	0.0023						
0.24	0.0113	0.0036						
0.25	0.0133	0.0050						
0.26	0.0155	0.0066	0.0005					
0.27	0.0177	0.0084	0.0013					
0.28	0.0201	0.0103	0.0025					
0.29	0.0226	0.0124	0.0038					
0.30	0.0252	0.0145	0.0054					
0.31	0.0280	0.0169	0.0071	0.0005				
0.32	0.0308	0.0193	0.0090	0.0014				
0.33	0.0337	0.0219	0.0110	0.0026				
0.34	0.0368	0.0245	0.0132	0.0040				
0.35	0.0399	0.0273	0.0155	0.0057				
0.36	0.0432	0.0302	0.0179	0.0075	0.0005			
0.37	0.0465	0.0332	0.0205	0.0094	0.0015			
0.38	0.0500	0.0363	0.0232	0.0115	0.0027			
0.39	0.0535	0.0396	0.0260	0.0138	0.0042			
0.40	0.0571	0.0429	0.0289	0.0162	0.0059			
0.41	0.0609	0.0463	0.0320	0.0187	0.0077	0.0005		
0.42	0.0647	0.0498	0.0351	0.0214	0.0097	0.0015		
0.43	0.0686	0.0534	0.0383	0.0242	0.0119	0.0028		
0.44	0.0726	0.0571	0.0417	0.0271	0.0143	0.0043		
0.45	0.0767	0.0609	0.0451	0.0301	0.0167	0.0060		
0.46	0.0809	0.0648	0.0487	0.0332	0.0193	0.0079	0.0005	
0.47	0.0851	0.0688	0.0523	0.0365	0.0220	0.0100	0.0015	
0.48	0.0895	0.0729	0.0561	0.0398	0.0249	0.0122	0.0028	
0.49	0.0939	0.0770	0.0599	0.0432	0.0279	0.0145	0.0043	
0.50	0.0984	0.0813	0.0638	0.0468	0.0309	0.0170	0.0051	

续表 12C.1-4　　管内宽顶堰流量确定表

$$f(f,q)=\frac{(q-f+\sin f-\sin q)^{1.5}}{8(8\sin\frac{1}{2}q)^{0.5}}$$

$\frac{p_c+H_1}{d_c}$	$\frac{p_c}{d_c}$=0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
0.51	0.1030	0.0856	0.0678	0.0504	0.0341	0.0197	0.0005	0.0005
0.52	0.1076	0.0900	0.0719	0.0541	0.0374	0.0224	0.0015	0.0015
0.53	0.1124	0.0945	0.0761	0.0579	0.0408	0.0123	0.0028	0.0028
0.54	0.1172	0.0990	0.0803	0.0618	0.0443	0.0147	0.0044	0.0044
0.55	0.1221	0.1037	0.0847	0.0658	0.0479	0.0172	0.0061	0.0061
0.56	0.1270	0.1048	0.0891	0.0699	0.0515	0.0346	0.0198	0.0080
0.57	0.1320	0.1132	0.0936	0.0741	0.0553	0.0379	0.0226	0.0101
0.58	0.1372	0.1180	0.0981	0.0783	0.0592	0.0413	0.0255	0.0123
0.59	0.1423	0.1230	0.1028	0.0826	0.0631	0.0448	0.0285	0.0147
0.60	0.1476	0.1280	0.1075	0.0870	0.0067	0.0484	0.0316	0.0172
0.62[b]		0.1382	0.1172	0.0960	0.0754	0.0559	0.0381	0.0225
0.64		0.1486	0.1271	0.1053	0.0840	0.0637	0.0449	0.0283
0.66		0.1593	0.1373	0.1149	0.0929	0.0718	0.0522	0.0346
0.68		0.1703	0.1477	0.1247	0.1020	0.0802	0.0597	0.0412
0.70		0.1815	0.1584	0.1348	0.1114	0.0888	0.0676	0.0481
0.72		0.1929	0.1692	0.1451	0.1211	0.0978	0.0757	0.0554
0.74		0.2045	0.1804	0.1556	0.1310	0.1070	0.0841	0.0629
0.76		0.2163	0.1917	0.1663	0.1411	0.1164	0.0928	0.0707
0.78		0.2283	0.2031	0.1773	0.1514	0.1260	0.1016	0.0788
0.80		0.2405	0.2148	0.1884	0.1618	0.1358	0.1107	0.0870
0.82		0.2528	0.2267	0.1997	0.1725	0.1458	0.1200	0.0955
0.84		0.2653	0.2386	0.2111	0.1833	0.1559	0.1294	0.1042
0.86		0.2780	0.2508	0.2227	0.1943	0.1662	0.1390	0.1130
0.88		0.2907	0.2630	0.2344	0.2054	0.1767	0.1487	0.1220
0.90		0.3036	0.2754	0.2462	0.2166	0.1872	0.1586	0.1311
0.92		0.3166	0.2879	0.2581	0.2279	0.1979	0.1686	0.1404
0.94		0.3297	0.3005	0.2701	0.2394	0.2087		
0.96		0.3428	0.3131	0.2823	0.2509			
0.98		0.3561	0.3259	0.2944				
1.00		0.3694	0.3387					
1.02		0.3827						
1.04		0.3961						

注：上表中计算流量时， $C_d=1.0$ **；** $a_c=1.0$ **；** $H_1=H_c$ **。**

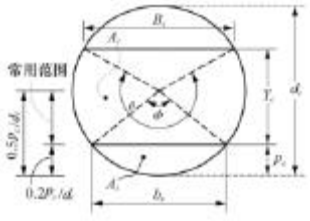


表 12.C-4 附图

附录 12D 非淹没限式试算法

12D.1 淹没限值 H_1/H_2 试算过程（图 12D.1-1）

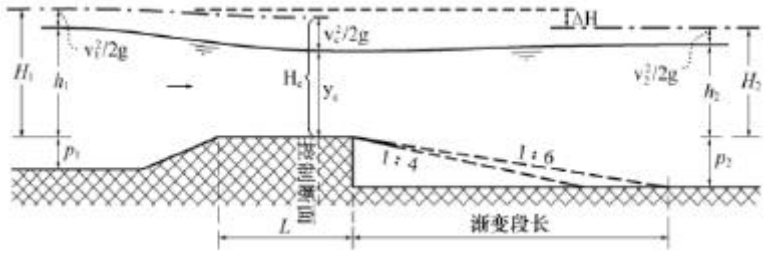


图 12D.1-1 （假定 $a_1 = a_c = a_2 = 1.0$）

1） 计算量测上游水头 h_1 处的过流面积及平均流速 v_1；

2） 为使喉道内流线接近直线并平行，水流方向喉道长 L 与堰上水头 H_1 之间必须满足关系式 $0.1<H_1/L\leq 1.0$，此时流量修正系数 C_d 与 H_1/L 间有足够精确的数量关系。故需计算 H_1/L，以确定 C_d（查图 12D.1-2）。

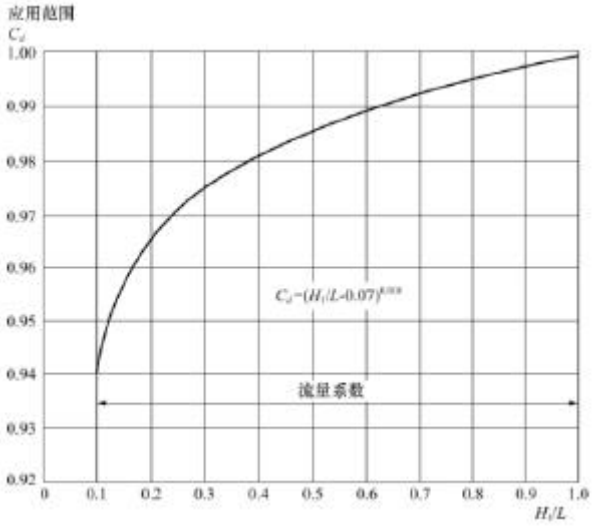


图 12D.1-2 C_d 与 H_1/L 之间的函数关系图

3） 从水位～流量方程中读取 u 值；

4） 计算 $C_d^{1/u}$；

5） 计算控制断面 y_c 值（查表 12C.1-1）；

6） 确定控制段水深处的过流面积并计算该断面的平均流速；

7） 查 $x-m$ 函数关系数，找出 x 值（图 12D.1-3）；

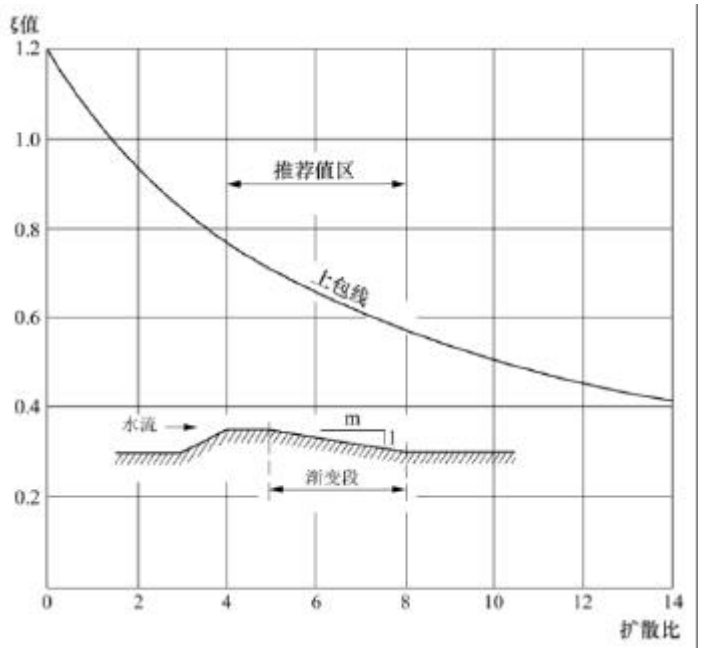


图 12D.1-3　$x-m$ **函数关系图**

8）　**估计** h_2 **的初值并求出相应的** v_2 **；**

9）　**计算出** $x(v_2-v_c)^2/2gH_1$ **；**

10）　**求从上游** h_2 **断面到** h_2 **量测断面由摩擦而引起的水头损失，采用边界层理论方法计算：**

采用边界层理论计算水头损失的公式为：

$$\Delta H=\frac{Lv^2}{R}\frac{C_F}{2g} \tag{12D.1-1}$$

式中： ΔH**——　水头损失；**

L——　**沿水流方向的边界层长度；**

v——　**平均流速；**

C_F——　**边界层阻力系数；**

R——　**水力半径；**

g——　**重力加速度。**

下面依次讨论用边界层理论计算喉槽段、上游测量断面与收缩段坡脚之间的渠段（简称为引渠段）、上游收缩段、下游渐扩段到下游测量断面之间的尾渠段的水头损失的方法。

1） 水流流经喉槽段的水头损失 ΔH_L

喉槽段边界层阻力系数可以用下式求出：

$$C_F = C_{F,L} - \frac{L_x}{L} C_{F,x} + \frac{L_x}{L} C_{f,x} \qquad (12D.1\text{-}2)$$

式中：$C_{F,L}$ 为喉槽段边界层全部为紊动流动边界层时的阻力系数；$C_{F,x}$ 为 L_x 段为紊流边界层时的阻力系数；$C_{f,x}$ 为 L_x 段为层流边界时的阻力系数。其中 L_x 可以联立下面两式求得：

$$\mathrm{Re}_x = 35000 + \frac{L}{k} \qquad (12D.1\text{-}3)$$

$$\mathrm{Re}_x = \frac{v_c L_x}{v_i} \qquad (12D.1\text{-}4)$$

上面两式中，（12D.1-3）为经验公式，（12D.1-4）为雷诺数的定义式。

式中：Re_x——层流边界层的雷诺数；

L——喉道长度；

L_x——层流边界层长度；

v_i——运动粘性系数；

k——绝对粗糙高度，m。

Harrisonp 依据边界层理论推导出计算紊流边界层阻力系数的试算公式：

$$C_{F,L} = \frac{0.544 C_{F,L}^{0.5}}{5.61 C_{F,L}^{0.5} - 0.638 - \ln[(\mathrm{Re}_L\, C_{F,L})^{-1} + (4.8 C_{F,L}^{0.5} L/k)^{-1}]} \qquad (12D.1\text{-}5)$$

其中：$\mathrm{Re}_L = \frac{v_c L}{v_i}$

分别用 $C_{F,x}$、Re_x、L_x 替换（12D.1-5）式中的 $C_{F,L}$、Re_L、L 后，便可求出 $C_{F,x}$。层流边界层阻力系数用 Schlichting（1960）建议的公式计算：

$$C_{f,x}=\frac{1.328}{\mathrm{Re}_x^{0.5}} \qquad (12E.1\text{-}6)$$

如果 $\mathrm{Re}_L<\mathrm{Re}_x$ **，则整个边界层处于层流边界层状态，此时，用** Re_L **代替式（**12D.1-6**）中的** Re_x **得：**

$$C_F=C_{f,L}=1.328/\mathrm{Re}_L^{0.5} \qquad (12D.1\text{-}7)$$

这时将所有相关值代入（12D.1-1**）式后便可求出喉槽段水头损失** ΔH_L **。**

2） **引渠段的水头损失** ΔH_a **。**

因为该渠段水流边界层已充分发展为紊流边界层，所以 C_F **值取为常数：**0.00235**。用边界层理论计算该段水头损失的公式如下：**

$$\Delta H_a=\frac{L_a v_1^2}{R_1}\frac{C_F}{2g} \qquad (12E.1\text{-}8)$$

式中：L_a**—— 引渠段的长度，一般不小于上游观测点处最大水头的**1**～倍；**

R_1**—— 上游测量断面的水力半径；**

v_1**—— 上游测量断面的平均流速。**

3） **上游收缩段的水头损失** ΔH_b

因为上游收缩段水流边界层也处于紊流状态,故 C_F **值亦取为** 0.00235**。上游收缩段水头损失** ΔH_b **的计算采用平均水平损失公式计算：**

$$\Delta H_b=\frac{0.00235L_b}{4g}\left(\frac{v_1^2}{R_1}+\frac{v_b^2}{R_b}\right) \qquad (12D.1\text{-}9)$$

式中：L_b**—— 收缩渠底沿水流方向的水平投影长度；**

v_b**—— 喉槽入口断面的水流平均流速；**

R_b**—— 喉槽入口断面的水力半径。**

为求 v_b **和** R_b**，必须知道喉槽入口断面的水深** y_b**，我们采用如下的近似计算公式，计算长喉槽入口断面水深：**

$$y_b = y_c + \frac{5}{8}(h_1 - y_c) \qquad (12D.1\text{-}10)$$

这样，图 12D.1-1 **中** h_1 **断面到** y_c **断面的水头损失就可用下式求解：**

$$\Delta H_1 = \Delta H_a + \Delta H_b + \Delta H_L \qquad (12D.1\text{-}11)$$

4） **下游段水头损失** ΔH_2

从喉槽控制段末端到下游水位测量断面之间的能量损失可分为两个组成部分：磨擦损失和紊流损失（水流迅速扩散使得能量转换不充分而引起）。从控制段到下游测量断面间的磨擦损失比紊流损失要小，采用边界层理论来分析已能够满足计算精度要求，其水流边界层也处于紊流状态，故 C_F **值亦取为** 0.00235**。**

下游扩散段长度为： $L_d = P_2 \times EM$ **（对于有底坎形式，** P^2 **为坎高，**EM **为扩散段底坎坡降）；** $L_d = b_s \times EM'$ **（对于只有侧收缩形式，，** b_s **为扩散值，** EM' **为扩散比）。**

下游扩散段末端到下游水位测量位置的长度为： $L_e = 10(P_2 + L/2) - L_d$ **（对于有底坎形式，** P_2 **为坎高）；** $L_e = 10(b_s + L/2) - L_d$ **（对于只有侧收缩形式，** b_s **为扩散值）。这样确定的下游水位测量位置既远离扩散段、受扩散段尾水波动影响小，又不会因距离控制段过远而引起过大的沿程水头损失。有了扩散段各部分计算长度和边界层系数，即可计算相应的水头损失。扩散段磨擦引起的水头引起的水头损失为：**

$$\Delta H_d = \frac{0.00235\, L_d}{4g}\left(\frac{v_2^2}{R_2} + \frac{v_c^2}{R_c}\right) \qquad (12D.1\text{-}12)$$

式中： L_d**——　渐扩段渠底沿水流方向的水平投影长度；**

v_2**——　下游水位测量断面的水流平均流速；**

R_2**——　下游水位测量断面的水力半径；**

v_c**——　控制断面的水流平均流速；**

R_c**——　控制断面的水力半径。**

扩散段末端到下游水位测量断面间尾渠段的水头损失 ΔH_e ；

因为该渠段水流边界层已充分发展为紊流边界层，所以 C_F 值取为 0.00235。用军界层理论计算该段水头损失的公式如下：

$$\Delta H_e = \frac{0.00235}{2g}\frac{L_e v_2^2}{R_2} \qquad (12D.1\text{-}13)$$

式中：L_e——尾渠段的长度；

R_2——下游测量断面的水力半径；

v_2——下游测量断面的平均流速。

所以下游段的总摩擦损失为：

$$\Delta H_f = \Delta H_d + \Delta H_e \qquad (12D.1\text{-}14)$$

下游段的扩散损失，即：下游扩散段由于动能未完全转化为势能而造成的水头损失，可用下面的方程计算：

$$\Delta H_k = x(v_c - v_2)^2/(2g) \qquad (12D.1\text{-}15)$$

其中：x 为能量损失系数，是下游扩散段坡降的函数。可由下式计算出 x 的值：

$$x = \frac{\lg[114.59 arctg(1/m)] - 0.165}{1.742} \qquad (12D.1\text{-}16)$$

其中 m 为下游扩散段坡降。对于只有底收缩的长喉槽，扩散坡降 m 即为底部扩散坡降 E_m；对于只有侧面收缩的长喉槽，其下游扩散段坡降即为侧面扩散比 EM'；对于既有侧收缩又有底收缩的长喉槽，底部扩散率对能量损失与恢复的影响要大，因此，应将底部扩散坡降 EM 应用到水头损失计算中去。对于最后一种情况，由于采用式（12D.1-15）计算出的 x 值是偏于保守的，因而适用于大多数实际渠道。

下游段的总水头损失为：

$$\Delta H_2 = \Delta H_f + \Delta H_k \qquad (12D.1\text{-}17)$$

11） 计算 $H_2 = H_1 - \Delta H_1 - \Delta H_2$ ；

12） **求** H_1/H_2 **；**

淹没度限值是依上游水位 h_1 **不同而变化，因此，必须求出测站水位最大和最小情况下对应的淹没度限值，以便检验水头损失（**H_1-H_2**）是否满足设计要求。**

附录 12E 流速仪测速方法及断面流量计算

12E.1 测速方法

1 单个测点的测速历时，不宜少于 100s，**当流速变率较大或垂线上测点较多时，可采用** 60～100s。

2 流速仪应保持平行于水流流向状态，仪器转轴中心或轭架中心偏离测点的偏距不应超过水深的 1/20。

3 垂线平均流速的测算方法：

1） **一点法：测点设在** 0.6 **相对水深处。垂线平均流速可按下式计算：**

$$V_m = V_{0.6} \tag{12E.1-1}$$

2） **二点法：测速点设在** 0.2 **及** 0.8 **相对水深处，垂线平均流速可按下式计算：**

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \tag{12E.1-2}$$

3） **三点法：测速点设在水面下** 0.2、0.6、0.8 **相对水深处，垂线平均流速可按下式计算：**

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.6} + V_{0.8}}{3} \tag{12E.1-3}$$

或：

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.6} + V_{0.8}}{4} \tag{12E.1-4}$$

4） **五点法：测点设在** 0.0（**水面**）、0.2、0.6、0.8、1.0（**渠底**）**相对水深处，垂线平均流速可按下式计算：**

$$V_m = \frac{V_{0.0} + 3V_{0.2} + 3V_{0.6} + 2V_{0.8} + V_{1.0}}{10} \tag{12E.1-4}$$

式中：V_m——垂线平均流速（m/s）；

$V_{0.0}$、$V_{0.2}$、$V_{0.6}$、$V_{0.8}$、$V_{1.0}$——分别为 0.0（水面）、0.2、0.6、0.8、1.0（渠底）相对水深处的测点流速（m/s）。

4 测速方法应根据垂线水深来确定。不同垂线水深的测速方法应符合表 12F.1-1 的规定。

12E.2 断面流量计算

1 测点流速可按下式计算：

表 12E.1-1　　不同水深的测速方法

总干、干、分干渠	垂线水深(m)	>3.0	1.0～3.0	0.8～1.0	<0.8
	测速方法	五点法	三点法	二点法	一点法
支、斗、农渠	垂线水深(m)	>1.5	0.5～1.5	0.3～0.5	<0.3
	测速方法	五点法	三点法	二点法	一点法

$$V = kN / t + c \tag{12E.2-1}$$

式中：V——测点流速（m/s）；

k——流速仪旋转螺距（m/转）；

N——转数（转）；

t——测速历时（s）；

c——摩阻系数（m/s）。

2 垂线平均流速计算：按 12F.1 的规定的垂线平均流速计算方法，求出各测线的垂线平均流速：V_{m1}、V_{m2}……$V_{m(n-1)}$；

3 部分平均流速计算：

两测速垂线中间的部分平均流速可按下式计算：

$$V_2 = \frac{1}{2}(V_{m1} + V_{m2}) \qquad (12E.2\text{-}2)$$

$$V_3 = \frac{1}{2}(V_{m2} + V_{m3}) \qquad (12E.2\text{-}3)$$

靠岸边或死水边部分平均流速（V_1 或 V_n）可按下式计算：

$$V_1 = aV_{m1} \qquad (12E.2\text{-}4)$$

$$V_n = aV_{m(n-1)} \qquad (12E.2\text{-}5)$$

式中：i**——　垂直线序号，**i=1，2，3，…，n**，如图** 12E.2-1**；**

V_i**——　第** i **部分断面平均流速（**m/s**）；**

V_{mi}**——　第** i **条垂线平均流速（**m/s**）；**

a**——　岸边流速系数，与渠道的断面形状、渠岸的糙率、水流条件等有关。**a **值可以按附录** 12E.3 **规定的方法确定。**

4 部分面积计算：部分面积可按下式计算：

$$f_i = \frac{1}{2}(D_{i-1} + D_i)b_i \qquad (12E.2\text{-}6)$$

式中：f_i**——　第** i **部分面积（**m^2**）；**

D_i**——　第** i **条垂线的实际水深（**m**）；**

b_i**——　第** i **部分断面宽（**m**）。**

5 两水边部分面积为：

$$f_1 = \frac{1}{2}D_1 b \qquad (12E.2\text{-}7)$$

$$f_n = \frac{1}{2}D_{n-1}b_n \qquad (12E.2\text{-}8)$$

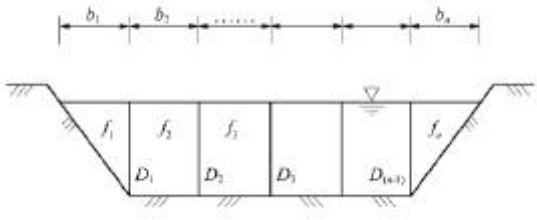


图 12E.2-1 **测流断面面积划分示意图**

6 部分流量可按下式计算：

$$q_i = V_i f_i \tag{12E.2-9}$$

式中：q_i**——第** i **部分流量（**m^3/s**）；**

f_i**——计算断面面积（**m^2**）。**

7 断面流量可按下式计算

$$Q = \sum_{i=1}^{n} q_i \tag{12E.2-10}$$

式中：Q**——断面流量（**m^3/s**）；**

流量实测的记录计算表格形式见附表 12E.2-1**。**

12E.3 岸边流速系数

1 岸边流速系数由岸边测线的垂线平均流速推算岸边部分平均流速求得，应由实测资料分析确定。

2 无实测资料时，岸边流速系数 a **可根据渠道岸边情况选用以下参考值：**

1）**规则土渠的斜坡岸边：** a =0.67～0.75

2）**梯形断面混凝土衬砌渠段：** a =0.8～0.95

3）**不平整的陡岸边：** a =0.8

4）**光滑的陡岸边：** a =0.9

5）**死水边：** a =0.6

两岸边实际情况不同，岸边流速系数可采用不同数值。

表 12E.2-1　　**流速仪测流记载及计算表**

渠道名称						地　　点						
施测时间	时　　分至　　时　　分					流速公式						
天　　气		风向		风力		流向			仪器号码			
点次	起点距 (m)	水深 (m)	测点深 (m)	时间 (s)	转数 (转)	测点流速 (m/s)	垂线平均流速 (m/s)	部分流速 (m/s)	部分宽 (m)	部分平均水深 (m)	部分面积 (m^2)	部分流量 (m^3/s)

大事记	闸孔宽度(m)		断面平均流速	
	提闸高度(m)			
	上游水位(m)		断面平均水深(m)	
	下游水位(m)			
	闸前水位(m)		流态	
	闸后水位(m)			

校核：　　**计算：**

本规范用词和用语说明

1 为便于执行本标准，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) **表示很严格，非这样做不可的（仅用于强制性条文）：**

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) **示严格，在正常情况下均应这样做的：**

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) **示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：**

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

2 本标准用语说明如下：

1) **标准条文中，“条”、“款”之间承上启下的连接用语写法，采用“符合下列规定”、“遵守下列规定”或“符合下列要求”等；**

2) **在标准条文中引用本标准中的其他表、公式时，采用“按本标准表×.×.×的规定值”或“按本标准公式（×.×.×）计算”等典型用语。**

3) **相关标准应采用“……，除应符合本标准外，尚应符合国家现行的有关标准的规定”典型用语。**

灌溉与排水渠系建筑物设计规范

Code For Design Of irrigation and drainage Canal Structures

条文说明

目　次

1 总　　则 187

4 渡　槽 188

4.2 **总体布置** 195

4.3 **结构形式与构造** 202

4.4 **水力设计** 207

4.5 **结构设计** 208

4.6 **地基与基础** 220

5 倒虹吸管 222

5.1 **一般规定** 222

5.2 **布置** 223

5.3 **水力设计** 227

5.4 **结构设计** 238

5.5 **管座及地基处理** 245

5.6 **细部结构设计** 246

5.7 **观测和运行管理** 247

6 跌水与陡坡 249

6.1 **一般规定** 249

6.2 **总体布置** 250

6.3 **水力设计** 254

6.4 **结构设计** 255

6.5 **地基处理** 256

6.6 **观测和运行管理** 256

7 水闸 257

7.1 一般规定 257
7.2 总体布置 258
7.3 水力设计 259
7.4 防渗排水设计 260
7.5 结构设计 260
7.6 地基计算及处理原则 260
8 隧　洞 262
8.1 一般规定 262
8.2 洞线布置 262
8.3 隧洞断面形式及尺寸 263
8.4 水力计算 263
8.5 隧洞围岩加固设计 263
8.6 隧洞衬砌设计 265
8.7 衬砌的分缝、灌浆、防渗和排水 268
9 农桥 269
9.1 一般规定 269
9.2 总体布置 269
9.3 农桥的设计要求 271
9.4 农桥的车辆及行人荷载 272
10 涵　洞 277
10.1 一般规定 277
10.2 总体布置及构造 277
10.3 水力设计 279
11 排洪建筑物 282

11.1 一般规定 282
11.2 总体布置 283
11.3 水力和结构设计 286
11.4 运行管理 287
12 量水建筑物 288

1 总　　则

1.0.1 渠系建筑物指在以灌溉或排水为主要目的的渠道系统上，为控制水流、合理分配水量、保证渠道安全运用以及帮助渠道通过天然或人工障碍所必须兴建的建筑物。主要包括以下几类：调节及配水建筑物（节制闸、分水闸等），交叉建筑物（渡槽、倒虹吸管、隧洞、涵洞等），落差建筑物（跌水、陡坡等），跨渠交通建筑物（农桥、交通涵洞等），泄洪退水建筑物（泄洪闸、退水闸、排洪渡槽（桥）、溢流侧堰、虹吸溢流堰等）和量水建筑物（各种专用量水设施或兼用作量水的渠道建筑物）等六类。渠系建筑物的特点是：种类繁杂、形式多样、地域特色显著、数量巨大、规模不等、占渠道工程投资的比例大、是灌溉渠道或排水沟道正常运行不可缺少的组成部分。一些规模较大、造型新颖的重点渠系建筑物往往成为大中型渠道的咽喉或标志性建筑物，一般的单个渠系建筑物规模虽不大，但数量多，故总工程量及投资却很大。例如湖南韶山灌区总干渠和北干渠工程总造价中，渠系建筑物占 44%，为取水枢纽造价的 6.3 倍。在我国已经加入世界贸易组织 WTO 和水利建设全面市场化条件下，制定本规范将起到统一标准，明确要求，提高灌溉与排水渠系建筑物设计质量，促进学科进步的作用，反映了目前国内这方面设计水平，指出了努力方向，因此是非常必要的。

1.0.2 作为与《灌溉与排水工程设计规范》（GB 50288—99）配套的专业规范，本规范渠系建筑物的设计级别主要根据渠道设计流量确定，大中型泛指 1～3 级渠系建筑物。目前，随着经济及社会的发展，渠道，特别是大中型渠道，仅服务于单一目的的已很少，大多为综合利用性质，对于这种其他输水渠道上的渠系建筑物，因行业设计标准、用途和布置要求不同，只能参考使用。特大型渠系建筑物泛指设计流量在 500m^3/S 以上、跨度、高度或跌差超常的渠系建筑物，其荷载特别巨大、条件艰巨、设计施工难

度很大、工程造价骤增，需要采用新理论、新技术、新材料，结合科学试验，多方比较深入研究专门设计。

1.0.3 在灌溉渠道设计中，水头损失量直接关系到灌溉面积和工程造价，是一个需要严格控制的指标。设计渠系建筑物必须遵循渠道系统工程规划设计中对其水头损失量、环境保护、水土保持方面所确定的原则和要求。

1.0.5 目前《水工钢筋混凝土结构设计规范（试行）》（SDJ 20—78**）和《水工混凝土设计规范》（**SL/T191—96**）仍在同时使用中，按多项安全系数的设计经验尚待积累，本规范是按单一安全系数极限状态方法制定的。对（**SDJ 20—78**）规范中缺少的预应力混凝土结构设计内容，则应在理顺两本规范的关系后参考（**SL/T191—96**）规范进行设计。**

1.0.6 本规范主要参考、引用了这些规范的内容。

4 渡　槽

4.2 总体布置

4.2.1 渡槽位置选择主要是选定渡槽中心线及槽身起止点位置。渠系规划布置时，已从全局考虑决定了渡槽的位置。对于地形、地质条件简单且长度不大的渡槽，一般无多大选择余地。对于地形、地质条件复杂、长度大的大、中型渡槽、渠系规划布置所定的跨越溪谷、河流的槽址位置常是不确定的，可在数十米、数百米乃至数千米范围内变化，例如沿河沟绕向上游以求减小渡槽跨度降低高度。特别是对跨越宽度很大的河流的大型渡槽，当河势复杂、每延米渡槽造价又很高时，往往应找出几个较好槽址的位置，通过方案比较论证后选定。

对于跨越较大河流的大中型渡槽，其长度和跨度的确定以不对当地防洪排涝规划造成大的影响为准，为此宜进行壅水计算，就初拟渡槽长度和跨度复核各有关频率洪水对应的河道最高洪水位，并通过分析论证最后确定渡槽长度。

4.2.2 进、出口建筑物尽可能落在挖方渠道上，如因条件限制需落在填方渠道上时，根据经验，填方高度（从渠顶算起）宜在 6～8m 以内，才能做到填方沉陷小、接头可靠。但此数值仅供参考，实际工程中应结合当地具体情况综合考虑。

渡槽进出口两端的急弯会造成槽身内水流不平稳或发生壅水现象，严重影响渡槽过流能力。重要渡槽宜通过水工模型试验检验弯道的布置效果。

渐变段是一挡土墙结构，其型式与长度直接影响工程量的大小和施工难易。收缩或扩散角愈小，则水流条件愈好，水头损失愈小，但渐变段长度随之增加，工程量及造价会提高。故应通过分析比较，选择经济合理的长度（收缩或扩散角）。

渐变段与槽身间常因各种需要再设置一节连接段，其作用是：对 U 形槽身，设连接段以与渐变段末端矩形断面连接；因交通要求布置交通桥或人行桥；为停止或轮流（多槽式）检修等目的而设节制闸或留检修门槽；伸入渠道填土边坡或岸坡内与渐变段连接等，故其长度应由布置要求决定，其与渐变段间的接缝需设止水。

槽身与两岸渠道或其他建筑物连接处，必须做好防渗排水处理，以防止接缝漏水而影响渠坡及渡槽安全。对于大、中型渡槽，必要时应进行防渗计算，验算渗流逸出处的渗透稳定性，以免发生管涌或流土，危及渡槽进、出口的安全。

4.3 结构形式与构造

4.3.1 渡槽结构形式的选择主要是选定槽跨段各组成部分（槽身、支承结构及基础等）的结构形式、材料和跨度。

地形、地质条件对渡槽结构形式选择起重要作用。如地形平坦、槽高不大，以采用梁式渡槽为好；对窄深的山谷地形，如两岸地质条件较好，宜建大跨度拱式渡槽；又如对跨越河流的渡槽，假如河道水深流急、槽底距河床高度大，而滩地部分的槽底距地面高度不大，则可在河槽部分采用拱式或其他形式的大跨度渡槽，在滩地则采用梁式、桁架式或中、小跨度拱式渡槽等。对地形、地质条件，既可采用不同结构形式来适应，也可采取措施使其向有利方向转化，例如，当地基承载力低时，可采用轻型结构并减小跨度来适应，也可采取工程措施提高其承载能力。建筑材料有时对决定渡槽类型起重要作用，应贯彻就地取材和因材设计的原则。在施工上，除考虑尽可能利用原有技术力量设备外，采用何种施工方法还应根据渡槽规模、可使用的经费、施工场地和交通运输条件、施工进度要求等，综合分析比较后选定。

4.3.2 梁式渡槽纵向结构形式除简支梁式、双悬臂梁式外，还有单悬臂及

连续梁式。单悬臂梁式一般只在双悬臂梁式向简支梁式过渡或与进、出口建筑物连接时采用。连续梁式槽身虽较简支梁式槽身受力条件好，但各支点较难保证连续梁式的支承要求，因而对地基要求高，故采用较少。条文中给出简支梁式和双悬臂梁式的常用跨度及每节长度范围仅是统计的一般情况，而实际工程中，由于采用了一些结构措施或先进技术（如预应力等），有的渡槽采用了比上述范围大得多的跨度。对于大型、特大型渡槽，其荷载特别巨大，纵向支承以梁式为主，在同样槽身断面尺寸条件下，如何结合支承方式，进行经济跨度的选择是需要解决研究的问题。

渡槽槽身接缝漏水是一普遍存在的现象，已成为严重威胁渡槽安全运行和水量浪费的突出问题，在设计和施工中应给予高度重视。止水型式主要是选择止水结构型式及止水材料。在结构型式上，宜采用既能适应变形又不至于在止水带中产生较大应力，并做好接缝口设计。在止水材料方面，应根据渡槽伸缩形状、变形和运行环境等因素综合考虑选择。当前，特别需要对大型、特大型渡槽提出 1～2 种适宜的复合止水的构造及其相适应的材料。

矩形槽身横断面形式较多，多厢互联式矩形槽是近些年为适应如南水北调这样一些过水流量很大的特大型渡槽的需要而发展起来的一种形式。其特点是，在槽中加设纵向隔墙，将输水结构与承重结构相结合，承载力大大增加，并可提高渡槽的纵向跨越能力，减少下部支承结构的工程量。但分槽不宜过多。

对于跨宽比大于 3～4 的梁式 U 形槽身，槽底弧形段常加厚是用以加大槽身纵向刚度并便于布置纵向钢筋。但对于跨宽比小于 3～4 的 U 形槽身，计算研究表明，横向应力是控制条件，底部若加厚，反而使横向应力状态恶化。

目前在大中型渡槽工程中，愈来愈多地采用了预应力钢筋混凝土结构，它可以显著地提高渡槽的承载力及抗裂性，减轻自重，加大跨度。根据槽

身在使用阶段的受力状态，可在槽身纵向，或纵、横两向，或纵、横、竖三向施加预应力。施加预应力方法有先张法和后张法，渡槽工程多用后张法。但采用预应力需增加机具设备和采用高标号脆性混凝土，施工方法也较复杂，相应地也增加了投资，这里有一经济比较问题，应针对每一工程的具体情况经技术经济比较论证后加以选定。

4.3.3 跨度、矢高、拱宽及拱脚高程是主拱圈（也是拱式渡槽）的基本尺寸，这些基本尺寸一经选定，主拱圈的应力及稳定便基本定局。矢跨比的选定将影响到拱圈的力学特性、拱圈的变形、稳定及施工难易等一系列问题，过大或过小均不利。根据实践经验，可参考以下数值选用：板拱、肋拱 1/3～1/6；双曲拱 1/4～1/8；箱形拱、刚架拱 1/6～1/10；上承式、中承式和下承式桁架拱 1/4～1/8。

宽跨比对主拱圈的横向稳定性影响很大，为了满足横向稳定，一般要求宽跨比大于 1/20。但该值并不能确切表明主拱圈的横向稳定性，我国一些大跨度渡槽，宽跨比虽小于 1/20，但拱在横向仍是稳定的。反之，如果拱结构的刚度和整体性差，宽跨比虽大于 1/20，拱在横向仍可能是不稳定的。为了有效地增强这类大跨度小宽跨比渡槽的侧向稳定性，近些年，我国先后建了一批拱体变宽、造型新颖、布局轻巧的板拱及肋拱，其跨径在 80～100m 以上，最小宽跨比达 1/40～1/50，取得了良好效果。实践表明，采用变宽拱是解决大跨度小宽跨比的渡槽侧向稳定的合理造型。

合理选择主拱圈拱轴线型式是减小拱圈内最大压应力，减小甚至避免出现拉应力的重要措施。一般小跨度拱式渡槽的主拱圈可采用圆弧拱；跨度较大的实腹式和横墙腹拱式拱上结构下面的主拱圈宜采用悬链线拱；跨度较大的排架式拱上结构下面的主拱圈常采用二次抛物线拱或高次抛物线拱。

4.3.4 梁型桁架是指在铅直荷载作用下，支承点只产生竖向反力的桁架。其作用与梁同，称梁型桁架，有简支和双悬臂两种型式。桁架梁式渡槽与梁型桁架不同的是，以矩形截面槽身的侧墙和 1/2 槽底板（呈 L 形）取代

梁型桁架的下弦杆或上弦杆而成，取代下弦杆的称下承式桁架梁渡槽，取代上弦杆的称上承式桁架梁渡槽。

桁架拱式渡槽由于兼备桁架和拱结构的有利因素，故能充分发挥材料的受力性能，其主要缺点是杆件较纤细，制作较复杂，对混凝土浇注和施工吊运要求较高，应注意提高其耐久性。但由于其优点较多，如果在承受拉力的弦杆（如下承式下弦杆）再结合施加预应力，则其优点更为突出，故在一些流量较大的渡槽中采用较多。目前，南水北调工程中的一些特大型渡槽在方案比较中也采用了桁架拱渡槽。

4.3.5 混合式墩架不仅用于跨越河流的渡槽，当槽高较大，用加双立柱截面尺寸以满足稳定要求不经济时，或位于两岸山坡上的排架，为了防止排架立柱因承受土压力而断裂时，均宜采用下部为重力墩，上部为排架的混合式墩架。这时，重力墩以上的排架高度由柱的稳定（纵向弯曲）计算决定。

桩柱式槽架的桩柱在横槽向可以是单根、双根或多根。在柱顶浇筑盖梁，其上搁置槽身。槽架高度大于 6m 时，两柱间应设置横梁。

对于两种跨度不等相接处的不对称槽墩，应采取措施来改善墩体及其地基受力条件，满足稳定和强度要求。一般采取的措施是，跨度大的一侧宜采用较大的矢跨比和较轻的拱上结构并降低拱脚高程；跨度小的一侧则采用较小的矢跨比和较重的拱上结构并抬高拱脚高程。

4.4 水力设计

4.4.1 对于进、出口渐变段的局部水头损失系数国内外均做了大量研究工作，指出局部水头损失系数不仅与渐变段形式有关，还受水面收缩（扩散）角的影响。现有各种资料列出的进、出口局部损失系数 z_1、z_2 均互有出入，而且每种渐变段形式所列值均有一定变化范围，使局部水头损失系数的选用带有一定的任意性。不过对于长渡槽，如果所选用的损失系数值不是相

差很悬殊，计算成果的出入并不大。因此，对于允许水头损失值较大的中、小型渡槽，可按附录 4A 中的表 4A.2.2 取用 z_1、z_2 值；但对于允许水头损失值很小的大型渡槽，则应通过水工模型试验求得合理的 z_1、z_2 值。水流通过渡槽的总水头损失 ΔZ 中，进、出口水头损失之和常在 0.1～0.3m 之间，故长度大的渡槽，ΔZ 值主要决定于槽身的沿程水头损失 $Z_2=iL$，即主要决定于槽底纵坡 i。但 i 值的选择不仅影响渡槽的总水头损失，而且还对槽身过水面积、槽中流速、工程量大小、工程总投资以及自流灌溉面积的大小等均将产生一系列影响，故 i 值的选定在渠系规划布置中即应引起充分注意，以免造成工程设计的被动局面而增加设计工作量和拖延设计时间。

实际工程中，部分渡槽进口前设有泄水闸，而且由于地形条件限制及为了减少工程量，泄水闸多紧靠槽身设置在进口一侧，使进口连接段变成不对称形式，这种不对称布置的进口连接段，其局部水头损失系数应较对称布置情况下进口渐变段的值为大，初步考虑时，进口局部水头损失可采用 0.3，准确值应通过水工模型试验确定。

4.4.2 河床的冲刷问题十分复杂，对于重要渡槽或跨越大江大河的渡槽，常常是采用多种方法进行分析比较。例如，南水北调中线工程穿黄河比较方案中的弧柏嘴穿黄渡槽槽墩的局部冲刷，主要是依靠局部模型试验，但同时也将试验值与计算值、黄河实测的桥墩冲刷深度以及本河段的整体模型试验等进行分析对比，从而定出最大局部冲刷深度。对于跨越河流的一般渡槽，则常用公式计算确定。如果选用的计算公式中所需资料数据无十分把握，应将基底埋深安全值适当加大，并参考槽址附近条件类似桥墩冲刷深度加以确定。目前在渡槽工程中采用较多的是《公路桥位勘测设计规范》（JTJ062－91）中的公式。

本条第 2 款中一般冲刷深度系指槽下河床在一般冲刷完成后从设计水位算起的某一垂线水深。本款附录 4A 中的公式（4A.5-1）是式（64-2）

的简化式，式（64-2）是 1964 年中国土木工程学会“桥梁冲刷计算学术会议”推荐的桥下一般冲刷计算公式，它是根据我国实桥观测资料，参照国内外同类公式，依据桥下河槽输沙平衡原理建立的，比较符合我国河流桥下一般冲刷的实际情况。但该式计算较繁，致使该式在生产单位应用较少，限制了它的进一步推广应用。后经西安公路学院简化后得出了本款中的（64-2）简化式，其计算精度与原（64-2）式相当，但计算简单、方便，故推荐使用。本款中的粘性土的一般冲刷公式主要是根据铁道部《粘土桥渡冲刷天然资料分析报告》写出的。

本条第 3 款给出了局部冲刷深度公式，冲刷坑的深度和大小与很多因素有关，除涌向槽墩的流速 V 外，主要的还有槽墩宽度、墩形、水深、床沙粒等，这些因素与冲刷深度之间关系十分复杂。1965 年我国铁路和公路部门根据我国的实桥观测资料和模型试验资料，制定了局部冲刷计算公式（65-1）和（65-2）。生产实践证明，该两公式结构较为合理，反映了冲刷深度随流速的变化关系，并考虑了底砂运动对冲刷深度的影响，计算数值较为稳定可靠，但是在多年应用中发现，式（65-2）还存在一些不合理处及计算复杂的缺点，于是对该式通过模型试验并借助模型试验资料和大量实桥资料进行了验证和修正，得出了本款中的（65-2）修正式。与原公式相比，结构较合理，形式简单，同时又提高了精度。

本条第 5 款的河床自然演变的冲刷深度，目前尚无可靠的计算方法，一般多通过调查或利用槽址上、下游水文站历年实测断面资料，根据河道特性及历史演变情况，据以分析确定。

4.5 结构设计

4.5.3 从抗震角度看，大、中型渡槽，由于上部槽身与槽内水体荷载特别巨大，形成典型的“头重脚轻”结构，对位于 7 度及 7 度以上地震烈度区的渡槽，这种结构最为复杂，对抗震极不利。国内外对渡槽结构，尤其是针对大型或特大型渡槽结构的抗震研究成果较少。由于缺少动力特性资料

及实际运用经验，我国电力部门抗震设计规范（DL5073－1997）中也未提及渡槽的抗震设计，有关的文献报道也极少，致使我国渡槽抗震设计无所遵循。相比之下我国铁路桥梁抗震设计规范的理论系统、可操作性强。为了安全可靠，要求位于 7 度及 7 度以上地震区的大型及特大型渡槽，应摸索进行渡槽结构有限元模态分析，研究不同工况（如槽内无水、槽内有水）的渡槽自振特性及槽身内不同水深对结构的振动影响，计算分析渡槽结构在横向和纵向水平地震作用下的动力响应，并提出一套渡槽结构抗震减震的技术措施，不断积累设计实践经验。

4.5.4 关于风压力及温度荷载的必要说明。

（1）渡槽的风压力。长期以来风压力一直参照《工业与民用建筑结构荷载规范》（SL23－91）给出的方法及公式进行计算。但工业与民用建筑与渡槽有较大差别，特别是风压力公式中的风载体型系数，工业与民用建筑不能完全概括渡槽的体系情况。近些年，同济大学土木工程防灾国家重点实验室根据工程中出现的渡槽风毁情况，对渡槽槽身进行了风洞试验，提出了研究成果，并发表了有关研究文章，其风载体系数值见附录 4B 表 4B.1.2-3 中的槽身部分。该表中的排架、拱圈及槽墩的风载体型系数是参考《公路桥涵设计通用规范》（JTJ21－89）定出，桁架部分则主要参考《建筑结构荷载设计规范》（GB50009－2001）定出。在计算排架或拱肋风压力时，是否考虑前肢（或肋）对后肢（或肋）的影响，视渡槽布置情况决定，为安全计，通常不考虑。

表 4B.1.2-1 的风振系数 b_2 引自《工业与民用建筑结构荷载规范》（TJ9－74）。对于重要的高排架梁式渡槽，还可参考有关书籍进行渡槽抗风计算。

（2） 温度应力对大体积水工混凝土建筑物的影响一直受工程界的重视，但对于渡槽，则研究甚少。从国内已建渡槽的情况看，基本上是无槽不裂，这与设计中未充分考虑温度应力有密切关系。由于渡槽长期经受持

续变化的日温、日照幅射及槽内水温的影响，并在外表面与外界进行着持续复杂的热交换，产生了相当大的温度应力。温度变化主要来自两方面：一是施工期混凝土在凝固过程中发生的水化热引起体内温度发生变化；二是混凝土结构在运行期间，受周围介质温度变化而导致混凝土结构发生温度变化。为此，应通过计算分析探索确定渡槽温度边界条件的方法，并通过试验进行验证。在此基础上，对不同上部结构型式温度应力进行比较研究，并提出针对性的对策措施，防止渡槽由于温度荷载作用引起混凝土的开裂。

4.5.5 进行矩形槽身纵向结构计算时，对于简支及等弯矩双悬臂梁式槽身的跨中部分底板，因处于受拉区，故在强度计算中不考虑底板的作用，但在抗裂验算中应加以考虑。如底板处于受压区（双悬臂梁式槽身），只要底板与侧墙的结合能保证整体受力，就必须按翼缘宽度的规定计入部分或全部底板的作用。

对于大中型预应力槽身结构，其三维受力效应明显，设计中宜采用按平面问题与空间问题相结合的分析方法，即先按常规的结构力学方法，将槽身简化为平面问题，分别按纵向和横向进行内力计算，并以此初步确定预应力筋及普通钢筋数量并进行钢筋布置，然后分析结构在外荷载作用及预应力作用下的应力，进行初步的抗裂验算。但上述平面问题分析方法难以反映大型预应力槽身结构的应力分布以及纵、横、竖向相互影响的空间效应，故在结构及配筋方案基本确定后，需再进行槽身结构三维有限元分析验证。

4.5.6 根据主拱圈组合内力验算主拱圈强度及稳定性时应注意，对跨度较大的空腹拱式渡槽主拱圈，最大弯矩及相应的应力不一定产生在拱顶及拱脚截面处，而产生在靠近拱顶和拱脚的集中力作用的截面，如果这些截面的尺寸满足安全要求，而且也不保守，则认为原拟结构尺寸合适。否则，应根据验算成果调整结构尺寸，再作验算。

4.6 地基与基础

4.6.1～4.6.2 水利行业没有本行业的地基与基础的行业标准，设计时主要参考其他行业标准。过去参考使用较多的是《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ024－85）、《铁路桥涵设计规范》（TBJ2－85）、《公路钢筋混凝土及混凝土预应力桥涵设计规范》（JTJ023－85）、《建筑地基与基础设计规范》（GBJ7－89）、《建筑地基基础设计规范》（GB50007－2002）。这些规范，有的采用容许应力设计法，有的采用以概率论为基础的极限状态设计法，而且表达式也不同。在参考使用其他行业标准设计渡槽基础时，必须充分注意渡槽的特点。其最大特点是，基础所受竖向荷载远大于工业民用建筑及公路铁路桥梁，而且还受水环境对它产生的许多直接作用以及由风和浪等所产生的巨大水平力，这就使其在设计理论和施工技术中有许多需要考虑的特殊问题，如基础类型的选择、基础埋深的确定、外荷载的计算以及地基承载力与沉降量的确定等。这些均不能完全套用工业与民用建筑和桥梁的地基基础设计规范，应对所设计渡槽的基础的各种影响因素进行综合分析后，通过研究，必要时进行试验来加以确定。

4.6.4 在我国大、中型渡槽工程中，桩基采用较多，这是因为大、中型渡槽的荷载一般较大，而槽址处地基情况往往很复杂，整个槽段地基均较好，并能满足承载力及沉降量要求的不多见，故在大、中型渡槽中桩基使用较广泛。据不完全统计，在大、中型渡槽中，整个槽段或部分槽段采用桩基的占50%以上，可见桩基使用的普通性。对于特大型渡槽，由于其上部荷载特别巨大，地基承载力往往难以满足要求，更是需要采用桩基。在渡槽桩基中又以钻孔灌注桩使用得最多。钻孔灌注桩可作为排架或重力墩和槽台等的基础，也可向地面以上延伸而做成桩柱式槽架。

在桩基设计中，渡槽工程过去使用较多的规范有行业标准《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTJ024－85）、行业标准《建筑桩基技术规范》

（JGJ94－94）、《建筑地基与基础设计规范》（GBJ7－89）。渡槽工程桩基设计时，应结合渡槽的结构型式及所在地的具体实际情况选择合适的规程及设计方法。在桩基设计中，桩基承载力的确定是关键，其计算公式很多，规范所用公式也不尽相同，故应结合所设计渡槽的具体情况采用合理的公式。单桩竖向承载力有现场静荷载试验法及静力学公式计算法。对于重要的大型渡槽，宜通过现场静荷载试验，并结合静力触探、标准贯入等原位测试方法综合确定。单桩水平承载力常用“ m ”法进行计算，大量试验和工程实践验证证明，“ m ”法比较符合实际，故《建筑桩基技术规范》推荐采用该法。单桩水平承载力的确定有水平静载试验和计算分析两类方法，水平静载试验最能反映实际情况，故《建筑桩基技术规范》推荐以该法确定水平承载力。

需要指出的是，对于上部荷载特别巨大的大型及特大型渡槽的桩基设计，现有的桩基技术规范存在着许多不足，故需结合渡槽实际情况进行深入研究，使渡槽基础的设计更加符合安全可靠、经济合理的原则。

大量实践证明，钻孔灌注桩的施工质量对桩能否发挥预期作用影响极大。渡槽工程实践中出现的桩的质量问题，绝大部分是由于施工未严格按规范、规程的要求进行所致。渡槽钻孔灌注桩在施工中常见的质量问题主要有：缩颈、断桩、混凝土离析、斜孔、卡管、坍孔、沉渣过厚、钢筋笼上浮等，故钻孔灌注桩必须严格按规范及施工规程的要求去做。

4.6.5 沉井是铁路部门习惯采用的深基础形式，具有承载能力大、无需钻孔特殊施工机具、可以直观检查施工质量高等特点，适用于坚硬持力层埋深小于 25 米且沉井下沉障碍小的地基。

5 倒虹吸管

5.1 一般规定

5.1.3 与本规范相关的现行标准、规范主要有：

《水利水电工程等级划分及洪水标准》（SL252-2000）；

《水利水电工程动能设计规范》（DL/T5015-1996）；

《水利水电工程可行性研究报告编制规程》（DL5020-93）；

《水利水电工程初步设计报告编制规程》（DL5021-93）；

《水利水电工程环境影响评价规范》（试行）（SDJ302-88）；

《水利建设项目经济评价规范》（SL72-94）；

《水利工程水利计算规范》（SL104-95）；

《水工建筑物抗震设计规范》（SL203-97）；

《水工混凝土结构设计规范》（SL/T191-96）；

《水工隧洞设计规范》（SL279-2002）；

《水工建筑物抗冰冻设计规范》（SL211-98）；

《水闸设计规范》（SL265-2001）；

《水闸工程管理设计规范》（SL170-96）；

《水利水电工程钢闸门设计规范》（SL74-95）；

《灌溉与排水工程设计规范》（GB50288-99）；

《玻璃纤维增强塑料夹砂管》（CJ/T3079-1998）；

《预应力钢筒混凝土管》（JC625-1996）；

《水工建筑物荷载设计规范》（DL5077-1997）；

《水电站压力钢管设计规范》（SL281-2003）；

《水利水电工程进水口设计规范》（SL285-2003）。

5.2 布置

5.2.1 管线选择

高差大的倒虹吸管，其管身宜随自然起伏的地形露天或浅埋于地面以下，露天敷设虽有开挖工程量小、便于检修的优点，但在气温影响下内、外壁将产生较大温差，易引起纵向裂缝而漏水，故倒虹吸一般均浅埋于地面以下。试验表明，管道埋于地面下对减小温差应力的作用较显著。同时试验还表明，当埋深大于 0.8m 时，减小内、外壁温差的作用增加的不明显，且增大了土压力及填土工程量，故埋深一般以 0.5～0.8m 为宜。

5.2.2 管道选型和布置

1 管道选型

倒虹吸管的断面型式主要有圆形与矩形两种。圆形断面由于受力条件及水力条件均好，以往多采用圆形断面，只有小型跨道路工程采用矩形断面。随着引滦入津、南水北调和平原区大型灌区的发展，许多低水头、大流量倒虹吸管工程为方便施工，多采用矩形箱涵。例如南水北调滹沱河倒虹吸，设计流量 170m3/s，加大流量 200m3/s，采用矩形箱式钢筋混凝土管身，为 3 孔一联结构，断面 6×6.2m。北京永定河倒虹吸，设计流量 Q=50m3/s，加大流量为 60m3/s，采用 4 孔一联，断面为 3.8×3.8m 的矩形箱式。目前的工程现状是：高、中水头的小流量倒虹吸管多采用圆形断面，低水头、大流量倒虹吸管，多采用矩形箱式断面，经过论证也可以采用其他合适的断面型式。

2 管身的布置型式

管身有埋式和桥式两种布置型式，应视当地的地形地质条件、河沟水文气象条件以及运行要求，经技术经济比较而定。一般来说，埋式的比桥式的经济，但通过深水大河时也常采用桥式布置。例如深圳大坝河倒虹吸管，系深圳市东部供水水源工程跨大坝河穿越坑梓—坪地公路的建筑物，总长 951m、设计流量 $30m^3/s$、工作水头 35m、采用长 840m 的两根 φ3100mm

钢管、其中管桥段长 159m、最大跨度 30m。又如湖南欧阳海灌区，大市倒虹吸管，设计流量 20m3/s、工作水头 18m，跨耒水段采用桥渡式结构共 14 跨、每跨宽 28m。

管身布置的另一个问题是倒虹吸两端是采用岸坡式结构，还是采用竖井式结构。一般来说，岸坡较缓者，宜采用岸坡式结构；反之，岸坡较陡或者流量不大、压力水头较小的跨路工程，则采用竖井式结构且井底常设 0.5～0.8m 的集沙坑。一般来说，竖井施工的难度和造价大于岸坡式结构，但因当地具体条件所限，较大型甚至大型的工程也有采用竖井式结构的。如重庆主城区过江排污工程，设计流量 16.2m3/s、工作水头 67.5m、横穿长江河段水平长 900m、为三条 D=2m 圆形断面的隧道，进出口两端均采用竖井式布置。另如南水北调穿黄河的孤柏咀倒虹吸管，采用两条 D=8.2m 的隧道、长 3.5km，每条隧道的设计流量为 220m^3/s、加大流量为 250m^3/s、进口利用施工竖井采用竖井式结构，出口为便于将来检修布置为斜井。南水北调穿越白河的渠道倒虹吸管，河道宽 2000m、其中主河宽 500m 设两个并排箱体，每箱设 2 孔、每孔过流能力为 82.5m^3/s，两岸进出口均采用 1：4 的斜井形式。总之倒虹吸管两岸进出口型式的确定应因地制宜、通过仔细的技术经济比较后确定。

3 各种管道材料的适用范围

倒虹吸管除有各种断面形式外，采用的材料也不同。不同断面、不同材料的倒虹吸管各有特点，在形式选择时，应综合考虑地形地质情况、流量大小、水头高低、建筑材料及施工条件等，其中流量大小及水头高低是主要因素。各主要管型的使用范围可根据工作水头 H 和管内径 D 的乘积 HD 来选择，见附录 5A。附录中的参考值是根据目前国内倒虹吸管的实际运行资料、管道受力及国民经济现状情况提出的，可供参考选择。

1） 混凝土管：仅适用于低水头（最大水头 H=4～6m）、小流量的情况，其 HD 值宜小于 25 m^2（其中 D 为管径，以 m 计）。

2） 钢筋混凝土管：适用于中水头工程（一般水头小于 30m，个别情况下，水头可达 50～60m），管径 D 一般不大于 3.0m，HD 值 20～150m^2。当前，国内倒虹吸管圆管的最大管径达 4.8m（东深供水工程）和 3.5m（湖南大市倒虹吸管），另如陕西宝鸡峡渭水倒虹吸管，水头 50m，管道内径 3.25m，HD=162.5m^2。平原区的低水头、大流量倒虹吸管工程多采用矩形箱式。其中南水北调河北南沙河倒虹吸管 $Q_{设计}$＝320m^3/s、为 2 孔箱形，每孔内径 9.6m×9.6m；白河倒虹吸管 $Q_{设计}$＝330m^3/s、采用 4 孔一联 6.2m×6.2m 的箱形管道；滹沱河倒虹吸管 $Q_{设计}$＝170m^3/s、为 3 孔一联的箱形管道，断面 6.0m×6.2m，是目前国内断面尺寸最大的几个矩形箱式倒虹吸管。

3） 预应力钢筋混凝土管（PCP）：预应力钢筋混凝土管较钢筋混凝土管具有更高的弹性、不透水性和抗裂性，可以承受更高的水头。一般情况下，管径在 2.2m 以内，工作水头为 40～80m，HD=100～300m^2。国内采用 PCP 管的倒虹吸管最大水头为 212m、相应管径 D=1.25～1.30m、HD=275.6m$^{2\circ}$。还有湖南新安铺倒虹吸管 D=2.0m、H=140m、HD=280m^2。

4） 预应力钢筒混凝土管（PCCP）：这是我国近年来在大、中型输水工程中广泛采用的一种新管型。参考新疆三个泉倒虹吸管 H=160m、D=2.8m、HD=448m^2；南水北调北京总干倒虹吸管双排 D=4.0m、H=60m、HD=240m^2 的实际工程经验，目前国内 PCCP 管的适用范围为 HD=200～500m^2。

5） 玻璃钢管（GRP）：玻璃钢管具有质量轻、高强、耐高温、防腐蚀等特性。参考新疆小洼槽倒虹吸管 D=3.1m、H=46m、HD=142.6m^2 的经验，目前国内玻璃钢管应用的 HD 值约为 100～200m^2。

6） 钢管：钢管适用于工作水头在 60m 以上的高水头和地形比较复杂的倒虹吸管。在引水式电站中，广西天湖水电站水头最大，H=1074m、D=2.0m、HD=2148m^2。在倒虹吸管中，昆明掌鸠河引水工程中的岔河倒虹

吸管 H=420m、D=2.2m、HD=924m^2。目前国内钢管和钢衬混凝土管采用的 HD≤1000m^2。

5.2.3 进出口段布置：

1 沉沙池的尺寸

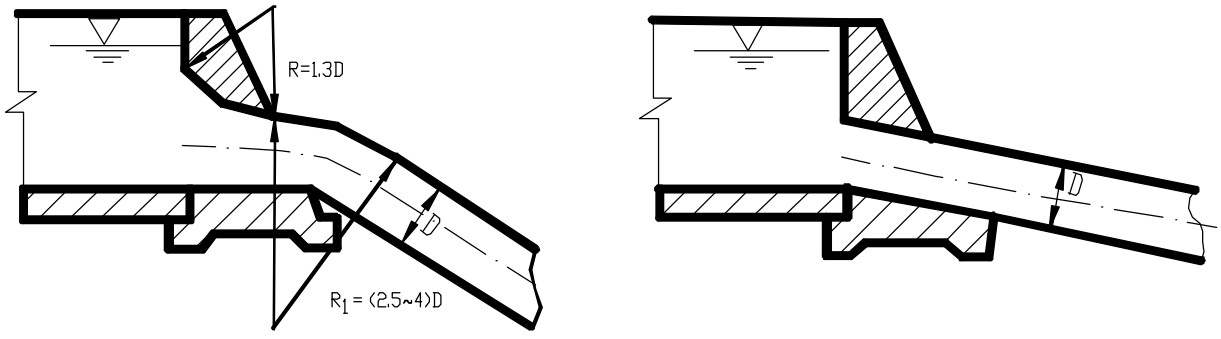
倒虹吸管的进水口前是否设置沉沙池，应根据渠道来水的含沙量多少和渠道的整体设计来确定。一般在黄土高原区、花岗岩地区以及沿渠道坡面来水处理不当、泥沙容易入渠的倒虹吸管进水口前宜设置沉沙池。在沉沙池下游侧尚需配套设置冲沙闸，此闸亦可兼作泄水闸，冲沙泄洪时与进口节制闸配合使用。

2 进水口前拦污栅：

一般布置在管道进口工作闸门之前，不宜太靠近管口。拦污栅有活动式及固定式两种，栅槽倾角一般为 70°～80°，栅条距 100～250mm，采用人工清污时，过栅流速控制在 0.8 ~1.0m/s；采用机械清污时，过栅流速控制在 1.0~1.25m/s。

3 进水口的型式：

进水口型式应比较圆顺具有较好的水流条件，以减少水头损失，增大泄量。对大型倒虹吸管，进水口顶部宜采用椭圆曲线，侧壁的曲线亦宜圆顺。进水口与管身常用弯道联结，转弯半径一般采用 2.5～4 倍管径（如图 5.2.3-a 所示）。对于小型工程，为方便施工，也可将管身直接插入挡水墙内，而不用弯管联结（如图 5.2.3－b 所示）。



（b）

图 5.2.3　进水口示意图

5.2.4 封闭式镇墩与管的连接分刚性和柔性两种。采取刚性连接的镇墩适用于坡度大的斜管且其地基应为岩基或承载力大的较好土基。否则应注意地基处理，以免由于不均匀沉降而使管身产生裂缝，甚至开裂漏水。柔性连接适应不均匀沉降及管身伸缩变形能力较好的镇墩，但施工较复杂。位于斜坡上的中间墩，应采取上游端为刚性连接，下游端为柔性连接的形式，使管身纵向只受压不受拉。水平管段可一端做成刚性的，另一端做成柔性的，以适应纵向伸缩变形。

5.3 水力设计

5.3.1 倒虹吸管水力计算条件和内容：

倒虹吸管水力设计的任务是通过水力计算选定管道的横断面尺寸与管道数量，以及进出口段各部分的布置型式、尺寸和有关高程。

为进行上述设计计算，一般根据渠道工程规划或初步设计，应给出上、下游渠道的断面形状、糙率或均匀流水深、上游渠底高程，同时还应给出倒虹吸管的设计流量和允许的水头损失作为设计计算的条件。

倒虹吸管水力设计和计算的内容包括根据工程具体情况和设计条件，通过工程总体布置和管道的布置，初步拟定管道及其进、出口的布置型式和结构型式，选择适宜的流速和经济过水断面，按压力流公式计算管道的实际水头损失及进、出口的水面衔接。

通常存在以下三种计算情况：

1 已知设计流量及管道的纵向布置和轴线长度，且由于地形条件限制或灌区高程的要求，上、下游水位已定，要求计算经济的过水断面或管道直径；

2 已知设计流量、管道的纵向布置和轴线长度及允许的最大水头损

失，要求计算所需断面尺寸及实际水头损失，确定下游渠道水面和渠底高程；

3 已知管道的纵向布置和轴线长度、断面尺寸和水头损失，要求验算过水能力。

5.3.2 管道流速的选择

倒虹吸管管内平均流速一般根据允许的水头损失和管内不淤的允许流速值来选取。水头损失与流速的平方成正比，流速大，水头损失大，因此流速的选择对于倒虹吸管十分重要，特别对于平原地区水头紧张渠道上的倒虹吸管工程尤为重要。从一些已建和在建工程的统计，倒虹吸管设计流量工况下的平均流速多在 1.5～2.5m/s 范围以内。个别工程为了减少过水断面和工程量，也可适当增加管道平均流速。如南水北调穿越黄河的孤柏咀倒虹吸工程，通过设计流量 440m^3/s 时，选择了双排 D=8.2m 的隧洞，其平均流速达 4.16m^3/s。已成倒虹吸管的平均流速见表 5.3.2—1。

表 5.3.2—1　　倒虹吸管平均流速选择统计表

工程名称	$Q_{设}$（m^3/s）	管径（m）	面积（m^2）	$v_{平}$（m/s）
新安铺（湖南）	7.5	D=2.0	3.14	2.39
大市（湖南）	20.0	D=3.5	9.62	2.10
黄庄（山东）	176.0	7－4.2×4.0	117.6	1.50
四头河（山东）	58.0	4-2.5×2.9	29.0	2.00
白河（河南）	330.0	4-6.2×6.2	153.16	2.15

孤柏咀（河南）	440.0	2-D=8.2	105.62	4.16
西赵河（河南）	630.0	8－5.8×5.8	269.12	2.34
小洼槽（新疆）	30.5	2－D=3.1	15.1	2.00
三个泉（新疆）	30.5	2－D=2.8	12.32	2.48
永定河（北京）	50.0	4－3.8×3.8	57.76	0.90
滹沱河（河北）	170.0	3－6×6.2	111.60	1.52
深圳大坝河（广东）	30.0	2-D=3.1	15.1	1.99
重庆过江隧道（重庆）	16.2	3-D=2.0	9.42	1.72
渭水（陕西）	52.0	D=2－3.25 (混凝土管)	8.30	3.13
		D=2.0（钢管）	3.14	3.94

为了防止泥沙在倒虹吸管内淤积，管道的最小平均流速应大于按附录5B 公式（5B.0.1－1）计算的有压管流挟沙流速 Vnp。因此，按设计流量初选管径之后，尚应复核通过小流量时的管内平均流速 $V_{平}$。如 $V_{平}$＜Vnp，则应缩小管径，增加管道数，以满足 $V_{平}$＜Vnp 的要求。

5.3.3 水头损失计算

1 倒虹吸管的水头损失和水面降落计算

根据工程具体情况倒虹吸管的进、出口布置会有某些差异，因此其水力学计算也因具体布置而异。

如图(5B.0.2-1)、(5B.0.2-2)所示，一般渠道与倒虹吸进水口之间设一渐变段，平顺联接。水流过渐变段时，由于断面和流速的变化，会产生某一水面落差$\triangle Z_1$。该落差$\triangle Z_1$ 可按附录 5B(5B.0.2-2)式进行计算。

水流由进口渐变段末端断面进入进水口，截至出口，由于管道的沿程损失和局部阻力的影响，会造成水头损失$\triangle Z_2$，该$\triangle Z_2$ 可按附录5B(5B.0.2-9)式进行计算。

按（5B.0.2-9）式计算$\triangle ?_2$时，管道出口的局部水头损失也包括在内。当压力管道出口为大体积水体时，通常取出口损失系数 ?=1.0。然而，倒

虹吸管出口难于达到这一要求，因此其出口损失系数也因出口入渠的水深而异。

表 5B.0.2　　倒虹吸管出口入明渠的损失系数

?管/?渠	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
?出口	0.81	0.64	0.40	0.36	0.25	0.16	0.09	0.04	0.01

倒虹吸管管道出口与下游渠道之间通常也设渐变段平缓联接。由于能量的转化，将产生某些水面恢复△?3。该水面恢复值可按附录 5B（5B.0.2-4）式进行计算。

2 矩形断面压力箱涵的局部阻力损失系数

倒虹吸管的局部阻力损失系数：对圆形管道可按 SL285-2003《水利水电工程进水口设计规范》附录 B.1 选取。对于矩形压力涵管的局部阻力损失系数，研究尚不充分，一般也仿照圆形管道的局部阻力损失系数来选取。鉴于南水北调采用矩形断面的倒虹吸管较多，长江科学院选择西赵河渠道倒虹吸管（总长 277m，管道由 8 根 5.8m×5.8m 的方管组成，最大过流量为 800m^3/s，其布置图见图 5.3.3－1）和堰子河段的河道倒虹吸管（总长 298m，管道由 6 根 5m×5m 的方管组成，百年一遇洪水流量达 655m^3/s）分别进行了专门的水工模型试验，获得管道局部和沿程损失系数，见表 5.3.3－1，可供类似工程参考。

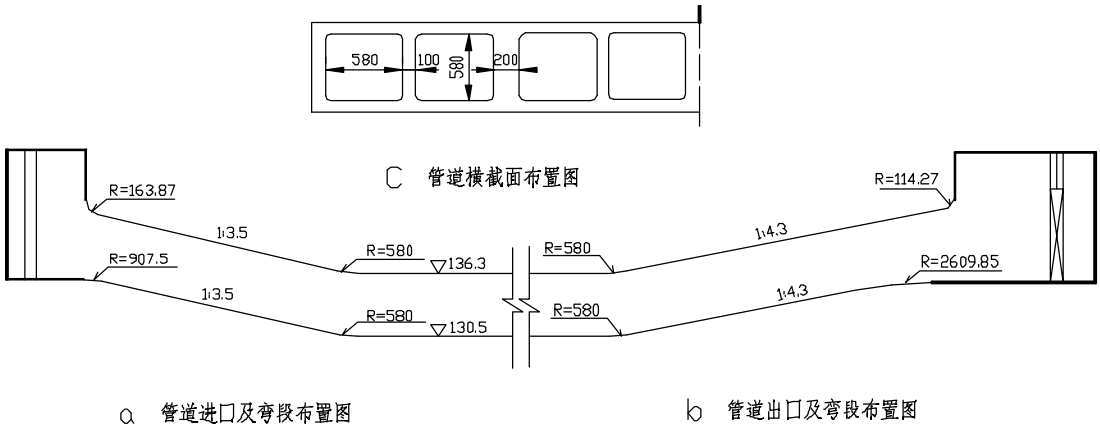


图 5.3.3－1　西赵河倒虹吸管布置示意图

表 5.3.3－1　　管道局部和沿程损失系数

建筑物形式	流量（m^3/s）	局部水头损失系数				沿程损失系数λ
		进口 ξ_1	上游弯道 ξ_2	下游弯道 ξ_3	出口 ξ_4	
渠道倒虹吸管	630	0.06	0.04	0.03	0.08	0.016
	800	0.06	0.04	0.03	0.09	0.016
	885	0.06	0.05	0.03	0.10	0.016
河道倒虹吸管	405	0.07	—	0.04	0.15	0.014
	542	0.10	0.08	0.04	0.12	0.015
	655	0.08	0.06	0.03	0.17	0.016
	828	0.10	0.05	0.03	0.17	0.017

倒虹吸管的进、出口渐变段均采用扭曲面形式与渠道相接。渐变段的水头损失系数分别为：$x_{进口}$=0.10，$x_{出口}$=0.30

3 压力管道糙率值 n 的选取

压力管道边壁的糙率值 n 与管道材料及其表面的光洁程度有关。鉴于 n 值的选用对管道断面的大小及工程造价影响很大，故应慎重选取。对于焊接钢管，n＝0.011～0.0125，正常值为 0.012；对于铆接钢管，n＝0.0125～0.015，正常值为 0.0135；对于混凝土及钢筋混凝土管，我国早期用 n＝0.016～0.017，随着施工工艺水平的提高，现在多用 n＝0.014～0.015。

工程实际运行情况：

1） 混凝土管和钢筋混凝土管的 n 值

湖南新安铺倒虹吸管，设计流量 $Q=7.50m^3/s$，管径 2m，全长 4368.08m，最大工作水头 140m，采用一阶段预应力钢筋混凝土管，设计 n=0.015。运行 19 年后，于 1998 年进行了原型观测。施放 $Q=3.67m^3/s$、$v=1.16m/s$ 时，实测水头损失 4.03m，推算得 n＝0.0164，实测 n 值大于设计 n 值。究其原因，是由于在磨损和侵蚀的双重作用下，孔壁出现了许多的空穴和凹凸不平的麻面所致。

引滦入津尔王庄泵站至市区宜兴埠泵站全长 26km，2 孔方涵，3.35×3.35m，用钢模板浇筑。1996 年，在工程运行 13 年后进行了原型试验，6 组流量下实测的 n＝0.0116～0.0107，平均 n＝0.0113。

引滦入津明流隧洞，长 12km，断面为城门洞型，净宽 5.7m。设计流量 60m^3/s，洞壁采用钢筋混凝土衬砌，设计糙率系数 n=0.015，1983 年通水。钢模板接缝处凹凸不平，平均高达 4.3mm。电力部昆明勘测设计院和天津市引滦隧洞管理处合作于 1985 年和 1996 年做了两次原型观测。流量范围为 22.3～62.36m^3/s，7 个流量、5 个区段的糙率值 n＝0.01125～0.0128，区段平均值 n＝0.0124。2004 年对壁面进行加固处理后重新观测，得 n=0.0122。

三个工程的原型管材表明，新安铺倒虹吸管由于壁面磨损和侵蚀，凹凸不平，n 值偏大；引滦入津两个工程，用钢模板施工，平均 n 值分别为 0.0113 和 0.0122。足见，随着施工水平的提高（采用钢模板等措施），混凝土和钢筋混凝土的 n 值有逐渐减小的趋势。对比欧美一些国家采用钢模板施工的工程，取 n＝0.0118～0.0125，我国采用类似方法施工的 n 值取 0.012～0.013 不是没有可能的。

2） 预应力钢筒混凝土管（PCCP-E 管）的 n 值

预应力钢筒混凝土管是用标准化、工厂化和特别工艺生产的混凝土管。我国自 1998 年引进专门生产线生产以来，已有许多厂家和生产线生产，最大管径已达到 4m。1992 年山东水利科学研究院曾对此种管材（PCCP-E 管，即浇注管）做过野外测试。7 组试验的总平均值 n=0.0107。另外测得 PCCP-L（离心管）n=0.012。

为积累经验，在天津市丽湖新地河扬水泵站进行了 PCCP-E 原状管的糙率测试。测试段长 45m,最大供水流量 7.5m^3/s，管内平均流速 1.5～3.75m/s。13 组试验获得的平均糙率值 n＝0.01005（由 l ＝0.0109 换算，n＝0.0102）。

对比国际上 PCCP-E 管取 n＝0.010，我国暂取 n＝0.011 左右也是有可能的。

3） 玻璃钢管的 n 值

玻璃钢管同样为工厂化生产。厂家提供的糙率系数 $n = 0.008 \sim 0.009$。目前国内还无原型观测资料可供参考。

5.3.4 过流能力计算。

倒虹吸管内的水流为压力流，其过流能力与管道的进、出口型式，管径、管长、管材以及进、出口水头差有关，计算公式参见附录 5B 公式（5B.0.3-1）。

5.3.5 水面衔接和进、出口高程计算。

1 倒虹吸管上、下游水面总落差

倒虹吸管上、下游水面总落差由进口渐变段的水面降落△?$_1$，管道段的水面降落△?$_2$ 和出口渐变段的水面恢复△?$_3$ 三部分组成，可按附录 5B 公式（5B.0.5-1）进行计算。给出设计流量和上游渠底高程，通过水面总降落的计算，可以确定上、下游渠道的水面衔接和下游渠底高程。

2 倒虹吸管进口的淹没条件

为了避免在倒虹吸管内产生急流水跃等不良流态，要求通过不同流量，特别是通过小流量时管道进口处仍保持淹没状态，亦即要求倒虹吸管始终按压力流态工作。

根据地形地质条件、流量大小、水头高低和管道铺设形式等的差别，通常倒虹吸管的进水口和管身的联接有如下三种形式：

1） 深式进水口

如引黄入卫穿卫倒虹吸管和南水北调北京永定河倒虹吸管等均采用此类深式进水口，其特点是工作闸门后有较长一段水平管道段，然后接斜坡管身段，如图 5.3.5－1 所示。

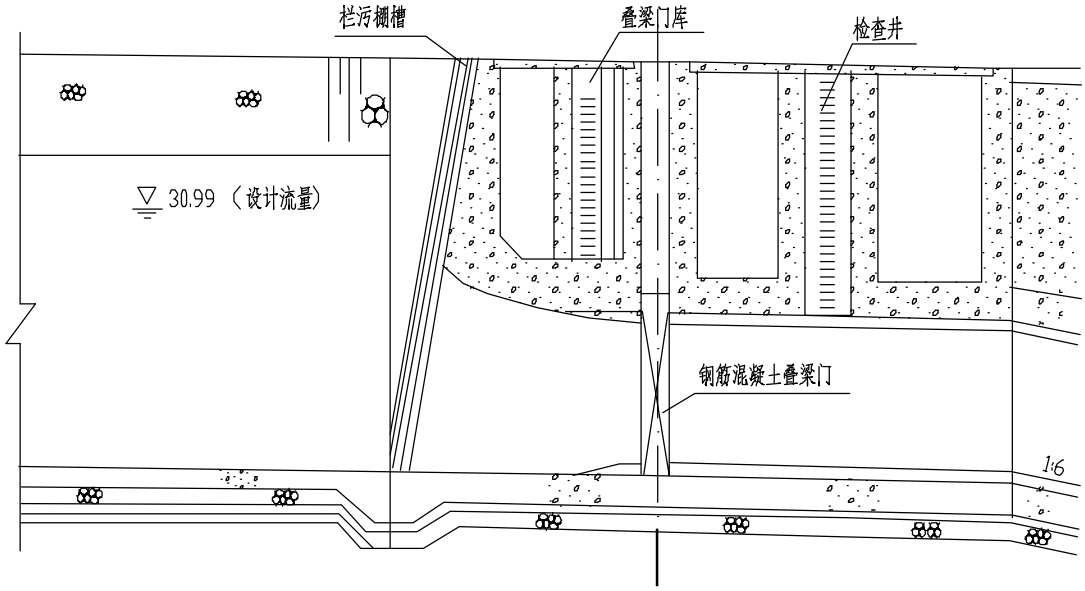


图 5.3.5－1　**某倒虹吸管深式进水口示意图**

2）　**竖井式进水口**

例如重庆城区过江排污倒虹吸管和南水北调孤柏咀倒虹吸管工程（该工程上游利用施工竖井做竖井式进水口，下游为检修方便，采用斜坡竖井出口）均采用此种布置形式，如图 5.3.5－2 **所示。**

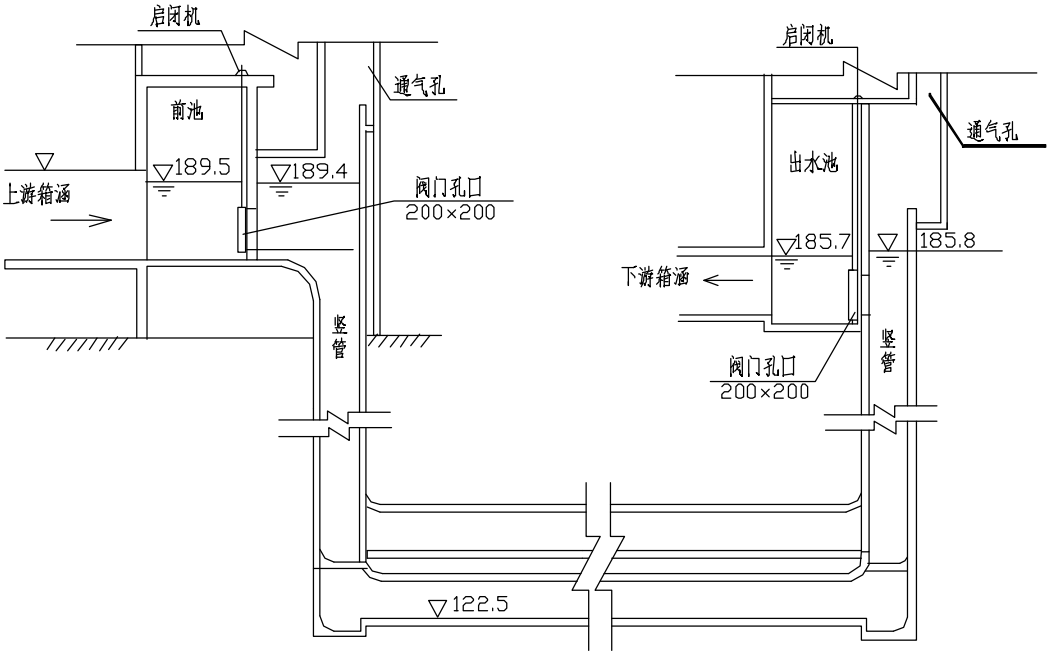


图 5.3.5－2　**某倒虹吸管竖井式进水口示意图**

3）　**斜坡式进水口**

进水口的管身沿斜坡铺设，管身头部直接插入挡水胸墙，管身底部平渠底或低于渠底。如湖南的新安铺、大市等多处倒虹吸管和陕西宝鸡峡渭水倒虹吸管以及河北的南排水河穿南运河等采用矩形压力箱涵的倒虹吸管工程，都采用了类似的布置，见图 5.3.5－3。

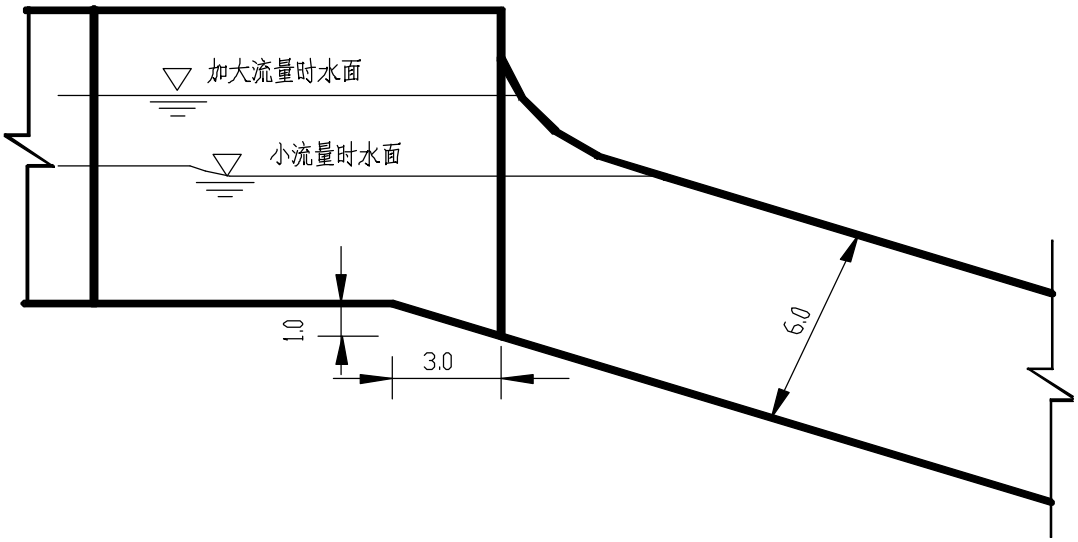


图 5.3.5－3　某倒虹吸管斜坡式进水口示意图

以上三种进水口布置形式的工程实例情况见表 5.3.5－1。

进水口与管身的联接形式不一样，则倒虹吸管压力流的条件也不一样。

深式进水口与通常水电站的压力进水口以及压力泄洪洞进水口的工作条件类似。由于工作闸门后有较长一段水平管道，充水过程中必然存在明满流过渡，并在水平管道内产生水跃联接。为防止工作闸门后出现负压等不良情况，一般在门后设通气孔或检修孔。经验同时表明，当进水口淹没深度不够高时，上游水面常出现串通的挟气漩涡，并把空气带到管道内，不利于管道的运行。对于此种布置形式的倒虹吸管的进水口，在通过小流量时宜按《水利水电工程进水口设计规范》（SL285－2003）附录 B.2 的要求进行复核，保证进水口有最小的淹没深度。反之，要采取其他补救措施，如出口设闸门等来达到上述要求。

表 5.3.5－1　　进水口布置形式和特性表

工程名称	进口管与道联接型式	设计流量（m^3/s）	断面形状	孔数和孔径（m）	通气孔	管长（m）	水头损失（m）
引黄入卫	深式	75	方形	3－3.5×3.5	设检查孔	238.2	0.65
永定河	深式	50	矩形	4－3.8×3.5	设通气孔	2500	0.65
重庆主城区过江排污工程	竖井式	16.2	圆形	3－D＝20	设通气孔	水平段长约900	进出口高差3m
孤柏咀	进口竖井出口竖井式	440	圆形	2－D＝8.2	设通气孔	3752	进出口高差3m
新安铺	斜坡式	7.5	圆形	1－D＝2.0	未设	4368.3	14.36
大市	斜坡式	20	圆形	1－D＝3.5	未设	1251.7	1.68
漳水	斜坡式	52	圆形	2－D＝3.25；1－D=2.9	未设	880	3.29
南排水河	斜坡式	526	方形	22－3.5×3.5	未设	133.1	0.50
长江河渠倒虹吸管	斜坡式	40	方形	2－3.0×3.0	未设	135.0	0.50
黄庄	斜坡式	176	矩形	7－4.2×4.0	未设	378	0.48

如图 5.3.5－2 的竖井式进水口，水流从孔口或闸门下进入竖井。当竖井内的水位低于孔口时，孔口或出闸水流以跌水或水跃形式进入竖井，不利于竖井的运行。这时，如若孔口以上的竖井顶部封闭，则应预留通气孔，否则将造成竖井上方的负压，不利于运行。为保证出闸孔的水流平稳进入竖井，其必要条件是，闸孔为淹没出流。由此，倒虹吸管通过小流量时，

应复核竖井里的水位高程是否能形成闸孔的淹没出流，即下游渠道水位加上倒虹吸管的水头损失值后所形成的上游竖井水位是否构成闸孔的淹没出流。

图 5.3.5－3 所示的斜坡式进水口为堰流与管道压力流相衔接。如管道内水位过低，则有可能在管道内形成跌水或水跃，不利管道的运行。为使整个管道按压力流工作，其必要条件是，下游渠道水位加上倒虹吸管水头损失值后的管道进口处水位，应使进水口的控制堰（平底宽顶堰或实用堰）为淹没出流。

3 倒虹吸管出口的淹没条件

倒虹吸管出口段的水流流态一般为有压流与明流的淹没缓流结构，即出口 $F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} < 1.0$，管顶以上淹没水深应为 $\Delta h = \frac{v^2}{g}$，几个已建和在建倒虹吸工程出口管顶以上淹没水深与计算淹没水深的对比见表 5B—4。由表可见，除新安铺，大市两个倒虹吸管出口淹没度高尚嫌不足以外，多数工程的出口淹没度均满足要求。

表 5B-4 倒虹吸管出口管顶以上淹没水深与计算淹没水深的对比表

工程名称	孔径或孔高（m）	孔口流速（m/s）	出口孔顶以上水深（m）	
			v^2/g（计算值）	采用值
新安铺（湖南）	2.0	2.39	0.54	-0.38
大市（湖南）	3.5	2.10	0.45	-0.10
黄庄（山东）	4.0	1.50	0.23	0.72
四头河（山东）	2.5	2.00	0.41	1.10
西赵河（河南）	5.8	2.34	0.56	2.44
重庆过江（重庆）	2.0	1.72	0.30	1.10
白河（河南）	6.2	2.15	0.47	3.80

5.4 结构设计

5.4.2 作用在倒虹吸管上各种荷载计算，因本行业的《水工建筑物荷载设计规范》还未颁布，设计中各种荷载计算公式可参见电力行业的《水工建筑物荷载设计规范》（DL5077-1997），需将分项系数视为 1，因都是水工建筑物，差别不会太大。

荷载组合中，本条只考虑几种常见组合。对某些工程，因不同结构，不同施工方法，不同设计运行要求，须考虑有可能出现的其他不利组合。

1 内外水压若同时作用时，可先将均匀内水压力和均匀外水压力叠加后再计算内力。由于外水压力可以抵消一部分管内静水压力，为安全计，也可在荷载组合中不计外水压力。

2 校核内水压力应包括管道试验内水压力。

3 试水、运输试工中的荷载，应根据实际情况进行组合。

4 管道试验内水压力按有关规范采用，一般为设计内水压力的 1.2～1.5 倍。

5 温度荷载一般均将它作为特殊荷载考虑，但在倒虹吸管中，由于温度变化的影响也和其他恒载一样，对管道是经常存在的，且现行规范规定，抗裂验算时只考虑基本荷载组合，故此处将其列为基本荷载组合。

6 混凝土收缩的影响可采取施工等措施解决，设计时不考虑。

7 上埋管土压力计算公式，在《水工建筑物荷载设计规范》（DL5077-1997）中所推荐采用的土压力系数，是对应于埋管上填土的压实度不低于 95%的情况。但对于未能压实的疏松填土，则垂直土压力系数将大于该规范所给数值，需经专门研究确定。（取水于与输水建筑物丛书）之一的《倒虹吸管》一书中，对高填土建议将（DL5077-1997）中推荐垂直土压力系数乘以 1.25 系数。

5.4.3 对管道较长、水头较大的倒虹吸管，按不同水头分段计算荷载时，通常对 50m 以下水头的管段，用 10m 一级进行计算；对 50m 以上水头的

管段，用 5m 一级进行计算。

5.4.4 现浇钢筋混凝土管

1 现浇钢筋混凝土管（包括圆形和矩形）具有耐久、价廉、变形小、节约钢材、制造简便、糙率变化小、抗震性能好等优点，应用非常广泛。按其过水断面形状不同，常用的有钢筋混凝土圆形管与钢筋混凝土矩（箱）形管两大类。

2 钢筋混凝土圆形管由于其受力条件和水力条件均较好，在一般倒虹吸管设计中是优先考虑采用的结构型式。但由于受施工条件限制，一般其管径不宜大于 4m，否则施工难度增大，因此过水流量受到一定限制，且抗裂性能较差。所以其可能承受水头（内水压力）也受到了一定限制。因此若水头 H＞50~60m 时，一般要采用抗裂性能和防渗性能均较好的其他材料管道，如预应力钢筒混凝土管等。

3 钢筋混凝土矩形箱式管施工方便，适用于过水流量较大，地基条件较差的倒虹吸管。若管顶填土压力较大时，则需将其顶底部改成圆弧形，以改善其受力条件，减少工程量和工程造价。

5.4.6 预应力混凝土管

1 预应力混凝土管由于抗裂和抗渗性能均比普通钢筋混凝土管好，而且比同直径、同水头条件下的普通钢筋混凝土管省 20%～30%钢筋，比钢管省 60%以上的钢材，因此在我国应用比较广泛。但预应力混凝土管壁薄、性脆、施工技术比较复杂、远程运输后预应力可能会有一定损失等，所以在推广使用上受到一定限制。

2 预应力混凝土管按其施加预应力方法不同，分为三阶段工艺法、一阶段工艺法和自应力制管工艺法三种。其中自应力制管工艺法，限于管径 D≤600mm 及承受水头较低的中小型管道的制作。三阶段法具有工艺较简单、设备投资少、钢筋预应力值容易控制、承接口光滑等优点，但其质量不如一阶段法好，加之车间卫生条件差、耗用水泥多等缺点，现很少采用。

目前一般工厂或现场生产多采用一阶段法生产，其质量好、省水泥。如湖南大圳灌区新安卜倒虹吸管，管径 D=2.0m、设计水头 H=140m、管壁厚δ＝130mm，就是采用一阶段法生产的。

5.4.7 钢管

1 钢制倒虹吸管由于管壁材料具有很高强度和不透水性，并具有管节可以较长（伸缩节之间间距可达 70～80m）、接头少、表面光滑、糙率系数小、水头损失小等特性，故可用于一般水头较高（H＞50m）、管径较大的倒虹吸管工程。其缺点是刚度较小，承受外荷的能力较小，不宜用于回填土较大的情况。而且其制造技术要求较高，防锈与维护费用也高，其耐久性不及钢筋混凝土管，故在倒虹吸管中采用得也较少，常被预应力混凝土管和预应力钢筒混凝土管所取代，只在有特殊要求地方采用。如引大入秦灌溉工程总干渠上的先明峡倒虹吸管，设计水头 167m、设计流量 32m^3/s、采用 2 根管径为 2.65m 钢管。

2 钢制倒虹吸管的结构设计，实质就是钢管设计问题，其具体计算要求、理论公式及方法与水电站压力钢管设计基本一样。因此在本条中，只列出了设计中的几个主要问题（管壁厚度、许可应力、应力计算要求等）的要求，其详细设计计算要求及计算公式参见 SL281-2003《水电站压力钢管设计规范》。

5.4.8 预应力钢筒混凝土管又称 PCCP 管（Prestressed concrete，Cylinder.PiPe）在美、加等国的管网工程应用比较普遍。

我国于 1987～1988 年引进 PCCP 管生产技术，目前在我国的引水工程中，已有不少工程开始大量采用，因它可以工厂化、标准化、定型化、成批量生产。适用于高水头，大流量（管径较大）。它比钢管造价低，施工简便，维修工作量小，有利于加快工程进度，可促进工程提早受益，是一种具有推广使用的好管材。

我国尚未制定这种管材的管道设计规范，但建材行业颁布了其生产标

准 JC625-1996《预应力钢筒混凝土管》，对保证这种管材生产的质量提供了必要的依据。

1 预应力钢筒混凝土管是在带钢筒（薄钢筒的厚度约 1.5mm 左右）的混凝土管芯上，缠绕一层或二层环向预应力钢丝，并用水泥砂浆作保护层而制成的管子。实质上是一种钢板与预应力混凝土的复合材料管，它具有比一阶段、三阶段工艺法制成的预应力管具有更好的抗渗性，且可用于较大管径和更高水头。

2 钢筒制作：钢筒由符合规定的薄钢板卷制后焊接成筒体。制作好筒体应作静水压试验，在达到检验压力后，稳压 3min 后，及时检验钢筒的所有焊缝，如发现焊缝有漏水时，应及时作好标记。待卸压后重新补焊。并再次进行水压检验，直至所有焊缝无渗漏为止。

钢筒检验压力：

$$P_g = \frac{2sT_y}{D_1 - 2T_y}$$

（5.4.7）

式中：P_g—钢筒检验压力（MPa）；

σ —钢板承受的拉应力；卧式水压时为 140MPa，立式水压底部的应力为 175 MPa。

D_1—钢筒外径，（mm）；

T_y—钢筒壁厚，（mm）。

3 管芯成型及养护

1） PCCPL 管管芯混凝土一般采用离心法成型，PCCPE 管管芯混凝土一般采用立式振动法成型。

2） 管芯成型时，钢筒应准确地固定在模具内，避免在成型过程中产生松动和位移。3）管芯混凝土养护应采用能满足质量要求的蒸汽养护法。

4 缠绕

1） 管芯混凝土强度达到缠绕强度方可缠丝，同时缠丝产生混凝土中的初始压应力，不应超过缠绕时混凝土抗压强度的 55%。

2） 缠绕时，预应力钢丝在张拉控制应力下按设计的螺距呈螺旋形缠绕在管芯上，钢丝的起始端应牢固固定。钢丝净距应不小于 5mm，且不大于 35mm。

3） 双层缠绕时，内层钢丝应以水泥砂浆覆盖并进行蒸汽养护，覆盖层的净厚应不小于缠绕钢丝的直径，养护后水泥砂浆的抗压强度不应低于 28Mpa。

5 预应力钢管混凝土管已经定型化、标准化，可在工厂中成批生产，其管道配件齐全、简便、可靠。其设计工作由厂家自主完成。在采购中须明确管径、管长度、工作压力、覆盖土厚度、地面荷载、土壤类别、土壤腐蚀性及密封圈具体要求（单条或双条）等技术参数和要求即可。

6 预应力钢筒混凝土管产品分类

预应力钢筒混凝土管按我国建材行业（JC625-1996）标准进行产品分类。

1） 产品型号

预应力钢筒混凝土管（PCP），按其结构分为内衬式（PCCP）埋置式（PCCPE）。

2） 管道压力级别

根据管道使用时承受静水压力的大小分为如下九级（0.4，0.6，0.8，1.0，1.2，1.4，1.6，1.8，2.0Mpa）以罗马字母表示。

3） 管道内径及适用静水压力

目前我国工厂生产的预应力钢筒混凝土管，管道内径 600～4000mm。静水压力为 0.4～2.0Mpa（相当承受内水压力为 40~200m 水头）。

我国已采用预应力钢筒混凝土管（PCCP）的工程有深圳输水工程

（D=2.6m，长 9.5km）、引黄工程连接段（D=3.5m，每节管长 5m）、南水北调中线北京段（D=4.0m，长 100km）等。

目前我国生产预应力钢筒混凝土管厂家比较多，有山东电力管道工程公司，万联管道集团公司，无锡华毅管道有限公司，北京华腾远通综合管道有限公司，北京河山引水管业有限公司等。

5.4.9 玻璃钢管又称 GRP 管（Glass reinforced plastics）通常是指玻璃纤维增强树脂塑料管，属热固性塑料管。

1 玻璃钢管特点

1） 耐腐蚀性能好。在一般情况下，能够长期保持管道的安全运行。

2） 抗老化性能和耐热性能好。玻璃钢管可在－40℃～70℃温度范围内长期使用，采用特殊的耐高温树脂还可以在 200℃以上温度正常工作，也可长期用于露天使用的管道。其外表添加有紫外线对管道的辐射，可延缓玻璃钢管的老化。

3） 抗冻性能好。可用于零下 20℃以下，管内结冰后，不会发生冻裂。

4） 重量轻，强度高，运输方便，安全技术简单，容易安装各种分支管。

5） 水力条件好，内壁光滑。不结垢，不生锈，水阻小。

2 玻璃钢管管壁一般按其功能不同可分为三大层：即防腐防渗内衬层、结构层、表面层（外保护层）。

防腐防渗内衬层又分为内表面层和次内层。其中内表面层的树脂含量要在 90%以上，也称作富树脂层，可根据介质不同选用合适树脂。内表面层的作用主要是防腐蚀、防渗漏。次内层含一定量的短切纤维，但树脂含量仍高达 70%～80%，其作用是防腐、防渗的第二道防线。内衬层总厚度为 1.5~5.0mm。

结构层的作用主要是承受荷载，抵抗变形，它是由连续纤维缠绕层和

树脂砂浆层组成。

表面层由抗老化添加剂（如紫外光吸收剂）和树脂配制而成。它主要是防老化。管外表面的巴氏硬度应不小于 40。

3 玻璃钢管在我国已经标准化、定型化在工厂成批生产，其管道配套件齐全，设计工作可由生产厂家自主完成。在采购中只须明确管径、管道长度（纵剖面布置）工作压力、覆盖土厚度、土壤类别、以及地面荷载等技术参数和要求即可。

4 玻璃钢管产品分类

玻璃钢管按我国城镇建设行业《玻璃纤维增强塑料夹砂管》（CJ/T3079-1998）标准，其产品按制作工艺方法、压力等级、管道刚度等级进行分类。

1） 工艺方法

Ⅰ定长缠绕工艺

Ⅱ离心缠绕工艺

Ⅲ连续缠绕工艺

2） 压力等级 PN

压力等级：0.1，0.6，1.0，1.6，2.0，2.5Mpa；

3） 刚度等级 SN

SN=EI/D3，通常以 N/m^2 作单位，其中 EI 为沿管轴方向单位长度管壁环向弯曲刚度，D 为管道平均直径。

管道刚度等级：1250，2500，5000，10000N/m^2；

5 目前我国有许多厂家生产玻璃钢管，管径 300～3100mm，压力等级 0.1~2.5Mpa，管道刚度 1250 ~10000N/m^2。主要生产厂家有河北中医玻璃钢有限公司、辽宁水业玻璃钢管道有限公司等。采用玻璃钢管的工程也很多，如新疆引额济乌供水工程，全长 400km，全部采用玻璃钢管。其中小洼槽倒虹吸管全长 13km，直径为 3100mm，刚度 SN 为 7500N/m^2。压力

为 0.4Mpa，总工程量达 1.433 万 t。是目前我国采用玻璃钢管口径最大，用量也最多的工程实例。

5.5 管座及地基处理

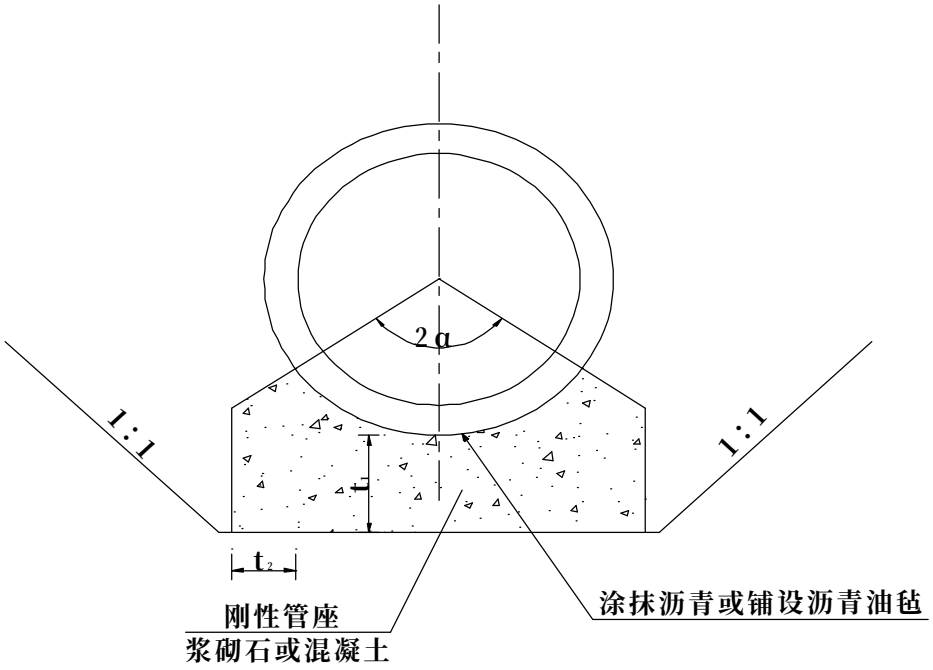
5.5.1 管座

管座是管身的一种支撑结构。管座型式选择是一项比较复杂的工作。它应考虑当地的地形地质条件、管身断面型式、管材特性及管身结构的受力条件等，其主要目的是，要使选用的管座在当地自然地理条件下，既能改善管身的应力状态，又便于施工。

一般钢管都采用间断式支座（管座）。3 级以上的钢筋混凝土管则大部分采用连续式管座，对 3 级以下的钢筋混凝土管，上述两种管座型式均可采用（视具体条件经比较分析研究后确定）。

连续式管座最常用的是刚性弧形管座，对 1～3 级倒虹吸管应采用浆砌石或混凝土的刚性管座，以增加管身的抗滑稳定性，并改善地基的受力条件，其包角采用 $2\alpha=90°\sim135°$，2α 值越大，则管壁应力越均匀（基础应力也均匀），因此，对大直径、高填土的钢筋混凝土倒虹吸管，从施工及受力条件考虑，以采用 $2\alpha=180°$ 为宜。座垫厚度 t_1 可采用 1.5～2.0 倍的管壁厚度，座垫肩宽 t_2 可采用 1.0～1.5 倍的管壁厚度，从施工考虑，座垫厚度和肩宽均不宜小于 300mm，管道与管座之间应涂沥青或铺设沥青油毡（见图 5.5.1－1）。

对素土平基及弧形土基础的两种管座，只在管径较小、地基条件良好时，方可考虑采用。



间断式管座，多用于钢质倒虹吸管或 3 级以下钢筋混凝土倒虹吸管。对钢管，其支座型式与管径大小有关，其管座型式选择可参见水电站钢管设计规范有关要求进行。

5.5.2 地基处理

当倒虹吸管镇墩或其支承结构无法避免而须建在弱土基上时，宜采用的处理措施应根据当地的地质条件、综合各方面因素研究分析后确定。

有关软土地基处理设计，可参照《泵站设计规范》（GB/T50265－97）的有关规定进行。

5.6 细部结构设计

5.6.1 钢筋混凝土管管身的内外温差较大，根据湖南大圳新安铺预应力钢筋混凝土管的现场观测，管身内外最大温差达 26.4℃，对管身产生了较大温度应力。为了减少其影响，对管道采取保温措施，一般保温措施有以下几种：

1 尽可能采用地埋式布置，埋藏在冻土层以下 0.5m。管顶须覆盖填土。

2 管身外包泡沫混凝土或塑料泡沫保温层，厚度约 100mm。

3 采取浇水降温措施。

4 搭设凉棚。

5.6.2 为适应地基不均匀沉降而引起的弯曲变形和由于温度降低和混凝土凝固而引起的纵向收缩变形，管道应设置永久性伸缩缝，缝间设止水。缝的间距，土基上宜取 15～20m；岩基上可取 10～15m。露天取小值，完工时及时填土的埋管可取大值。管壁与管座接触面上铺设沥青油毡（中间 1/3 管长可不设），以减小摩阻。对于预制安装的管道，每节间一般均采用柔性接头，设于刚性管座或坚实地基上的预制管，可采用刚性接头，但每隔一定长度仍需设一柔性接头。缝间止水，对于较高水头过去常用金属止水片，随着塑料工业的发展，已逐渐被无套管的塑料止水接头所取代，或采用环氧基液贴橡皮止水。各种接缝止水形式中，应注意塑料（或橡皮）不能直接或沥青类材料接触，否则会加速老化。

5.6.3 通常，进人孔可与泄水孔结合布置或尽可能布置在镇墩内，若布置在管身上，则应将管壁局部加厚，并设密封盖以防漏水。进人孔有斜向、水平向和竖向布置几种，前一种适用于露天管，后两种则用于浅埋式管，且盖板宜高出地面。在生产中，由于盖板密封不严而引起漏水的教训不少，故要求制作安装工艺必须严密精细。这些孔洞的盖板或者闸阀尚应不能为非管理人员轻易打开，确保输水安全。

5.7 观测和运行管理

5.7.1 目前在我国倒虹吸管的建设中，工程规模越来越大，（南水北调中线倒虹吸管最大设计流量 $Q=640m^3/s$）采用新材料也很多（预应力铜筒混凝土管，玻璃钢管等）而这些方面设计参考资料，则非常缺乏，特别在运行管理中出现一些新问题，难以预测，故在本条中规定时这些工程应进行必要一些原型观测，以利提高我国在这方面设计理论水平。

5.7.3 倒虹吸管运行管理十分重要，因其进出口为明流，本身为压力流，

若管理不当，很可能会使工程无法正常运行，工程效益无法得以发挥，所以应制定好其运行管理的规章制度，以及专业人员的岗位责任制非常重要。

6 跌水与陡坡

6.1 一般规定

6.1.1 在我国西北黄土高原及国内其他丘陵地区的灌排渠道中，跌水与陡坡是采用得较为普遍的建筑物，其用途很广泛。除了在通过高差较大或坡度较陡地段作为调整渠道比降和避免深挖方高填方的上、下游渠道连接建筑物外，在干支渠分水处，如二者高差较大时，常作为连接两级渠道的建筑物。在渠道与塘、库、沟等串联补水工程中，常作为进水道等连接建筑物。为保证渠道安全、调节干支渠流量等，一般在渠道的适当地段，或在重要渠系建筑物（如渡槽、倒虹吸）上游处，均设置安全退水、泄水或调节分水的闸（堰），其后经常需要使用跌水或陡坡来连接渠道或河（沟）道。

6.1.2 跌水与陡坡形式的选择，应根据当地具体情况及技术经济条件确定，通常主要决定于地形、落差、流量等因素。从地形上说，工程要安全经济则必须是挖填方工程量少（水面线宜低于地面），即要选择地面落差集中处布置或者随地形起伏而布置。从经济观点上说，由于跌水的土方开挖量、跌水墙的工程量和跌水产生的噪声污染均与跌差成正比，所以全国各地已建成灌区中跌水的落差很少有超过 5m 的。加之跌水的消能效果又远比陡坡好，故跌差小于 5m 时一般均采用跌水。在实际工程中，陡坡比跌水的应用要广泛，如地形合适，陡坡可以顺地面布置，土方量较小，只要陡槽土坡稳定，槽内水流流速不超过建筑材料的耐冲流速，跌差可以较大，工程实践中常见几十米落差的陡坡仍安全无恙。陡坡的适应性强，当陡槽纵坡在 1∶3～1∶5 时，陡槽材料只是护面性质。如跌差较大，可做多级跌水或多级陡坡。

6.1.3 斜管式跌水和跌井为地下封闭结构，具有土方开挖量、工程量和占地面积小的优点，斜管段覆土后可以绿化复耕，恢复景观或者通过道路，

兼作桥梁。特别是能很好地适应高寒地区的抗冻涨要求，在我国东北等寒冷地区的多年运用经验表明，其防冻涨效果明显。在我国北方黄土高原沟壑区的大落差塬边和城市给排水管道上，为了节省土方开挖量也常采用跌井形式。此外，有些退水渠，如遇有陡坎且落差较大，而土质较好或为岩基时，则宜用跌井，特别是当退水闸靠近河岸，水流要直接退到河道时，采用跌井则工程量更小。一般已建成的斜管式跌水和跌井的流量多不超过$6m^3/s$，大流量高跌差的跌井则应按照水库工程中的竖井式溢洪道设计。

6.1.4 为保证跌水与陡坡能够正常运行并减少投资，要求渠道上跌水与陡坡的中心线应与渠道的中心线一致，渠旁的跌水与陡坡应与其下游渠（沟）道的中心线一致。

6.1.5 各地在实践中总结有许多经过反复优化的布置形式，好的布置形式是解决跌水与陡坡防冲和消能两大问题的关键因素。特别是陡槽和消力池段及其结构缝的形状、表面平整度、选择的辅助消能工，是关系到可能会引发不利的折冲波、造成水流紊乱、消能不善和强烈冲刷破坏的重要因素，因此重视这些部位的布置形式和选用耐冲抗磨的好材料是十分必要的。

6.2 总体布置

6.2.1 适合于具体环境的布置形式是最优秀的布置。优先选择地形理想的位置，避开不良的地质条件，因地制宜的布置形式合适的建筑物是减少工程量、降低造价和环境影响最有效的措施。渠系建筑物中只有跌水与陡坡运行时，会因水流跌落和强烈的水跃碰撞产生较大的噪声，故特别要求跌水和陡坡避免建在党政、文教、机关办公区，教学区、旅游宾馆、疗养区、居民区附近，以尽量减少其运行噪声对周围环境的影响，以体现工程设计注重以人为本，努力营造良好人文环境的时代特色。

6.2.2 跌水与陡坡进口段的任务是防渗及防止上游渠道水深降落过大，从而因流速增快造成上游渠道冲刷或者附近的渠侧水闸引不够水。为此规范

了进口的形状、长度并要求设置缩小过水断面的跌口。对上游水面降落渠段内无分水口和已衬砌耐冲的渠道，就不需要再设跌口，以加大单宽流量，节约工程投资。

6.2.3 陡坡陡槽段的主要水力特性是坡陡、流急、水流对边界条件的变化非常敏感。尽量减少陡槽边墙的扩散、收缩和转弯，使其保持同一纵坡或者越来越陡的纵坡，对防止出现折冲波和水流不脱离槽底，以减少空蚀是十分必要的。

必须转弯的陡坡应设置缓流段进行转弯，并应在陡槽转弯段采取克服急流折冲波的有效措施。

陡槽段的纵坡涉及陡槽长短及材料用量，一般应随地形而定，过陡会增大土方开挖量并可能造成土坡失稳。只要陡槽段斜面与水平面之夹角（倾角）小于地基土壤潮湿或者饱和水状态（以陡槽衬砌效果确定）下的内摩擦角，就能保证陡槽土坡稳定。

陡槽段流速较急，实验表明一般当流速达到 7～8 m/s 左右时，水流会出现掺气现象，掺气后水深加大，陡槽边墙应随之加高。当流速超过 14 m/s 后就增加了空蚀破坏的可能性，限制表面不平整度和采用人工掺气都是行之有效的减蚀措施。

人工加糙会使陡槽糙率增加，从而加大水深并降低水流速度，减小了陡坡下游消能压力，效果比较显著，在落差不大的工程中采用较多。人工加糙一般由一定形式、一定间距、高于陡槽的突出物组成。若其间距过小或者形式及其他参数选取不当，轻者会使槽内急流脱离陡槽底面而产生不同程度的负压，造成空蚀破坏，重者能引起陡槽底板或边墙震动，严重影响建筑物自身安全，所以选择加糙形式时必须慎重或经试验确定。工程中常用的加糙形式有棋盘式、交错式、单人字形、双人字形、矩形横条和台阶式加糙等，可根据具体情况选择，同时必须加大陡槽边墙高度。

陡槽段的主要任务是平稳安全地输送水流，矩形断面是最合适的形

式。但在宽度大、水深浅、坡度大的陡槽中，可能发生横贯陡槽连续不断的滚波，造成急流不稳。通过限制湿周来限制陡槽宽度或者采用人工加糙来增加水深都是防止滚波现象的措施。

陡槽的衬砌必须设置沉陷伸缩结构缝，接缝处若不平整而存在升坎、跌坎、凸起体时往往成为高速水流产生空蚀的最重要的原因。此外，高速水流若沿伸缩缝钻入衬砌底面或岩石缝隙还会产生动水压力，掀起底板，引起工程安全事故，因此，必须严格控制接缝的施工质量。

6.2.4 跌水与陡坡设计中最关键的问题是防止下游渠道的冲刷。根据西北渠道的调查，跌水与陡坡几乎普遍存在着严重的冲刷问题。虽然采取了延长护坦及其他措施来维护渠道的稳定，但冲刷问题仍未得到根本解决。陡坡和跌水（主要是陡坡）下游冲刷的影响因素很多，最主要的是跌水口的单宽流量，消力池的长度、深度、型式，消力池与下游渠道的联结型式以及池内淤积严重或已经破损等。根据对陡坡、跌水下游渠道产生冲刷原因分析，可采取以下一些措施：

1） 根据实地观测，下游冲刷往往是由于跌口单宽流量过大所致，故设计跌口时，不仅应满足过水能力及不使建筑物前产生过大壅水和降水，而且要使跌口单宽流量 q_k 与上游渠道单宽流量 q_0 维持一定比例，该比值以 $q_k / \ q_0 = 1.3 \sim 1.6$ 为好。有时为了使跌口单宽流量不致过大，可采用台堰式跌口。或在跌口前设置跌舌，对于陡坡则可采用扩散式陡槽。

2） 矩形横断面的消力池，其消能效果最佳，且挡土墙式边墙抗冻性能好，但工程量大。梯形消力池内主流两侧因常产生回流和立轴漩涡而使消能效果差，但因与渠道横断面形式一致，故工程量较小。复合式消力池（渠底以上为梯形以下为矩形）则兼有二者的优缺点，是实践证明消能效果较好，工程量较小的形式。

3） 应保证消力池有足够的长度与深度，出口断面的流速分布要均匀。消力池设计过小或过短，是造成下游冲刷的重要原因，应予重视。为

了降低出口平均流速，出口流速最好控制在下游渠道最大允许流速的0.5～0.7倍范围内。

4） 对来流佛汝德数Fr=4.5～9的稳定水跃，消力池的消能率可达45%～70%，对Fr＞9.0的强烈水跃消力池的消能率可达85%，而对来流佛汝德数Fr=2.5～4.5的不稳定水跃，消力池的消能率只有20%～45%，这时需要在消力池中增加辅助消能工来提高消能效果。来流佛汝德数与单宽流量或流速成正比，与水深成反比。渠道跌水或陡坡一般佛汝德数不大，甚至发生Fr=1.0～2.5的波状或弱水跃，普通消力池的消能率跌至10%～20%，需要专门的消能形式才能奏效。

应注意采用渠道最大流量设计的消力池长度和池深不一定是最安全的。

国内外在渠系建筑物新型消能设备的研究成果较多，在大量试验的基础上提出的新型消力池，多数已经过实践考验，设计思想新颖，消能效果明显，工程费用节省。但其针对性很强，各有不同的适用条件，需要结合具体工程详细类比选择，跌差较大而重要的跌水或陡坡的消力池的布置形式，宜进行水工模型试验决定。

加强养护管理、及时维修、防微杜渐，使建筑物保持良好状态是正常的重要要求。

6.2.6 跌水与陡坡本身是连接落差的建筑物，渗透水流具有较大的水头位能。因渗流及其冻涨作用会造成地基土壤、砌体的淘刷破坏，河旁库边的大跌差陡坡会在河库水位骤降时引发地基土壤滑塌失稳，会加大跌水墙背填土容重，因此在进口加强防渗措施的同时，应在布置陡槽及消力池段设置基础排水设施。陡坡基础排水设施一般可分段设置横向排水沟（管），并与沿陡坡两侧或中轴线设置的纵向排水沟（管）相连通，使渗水沿纵横向排水网和分段设在陡坡衬砌体水面以上的排水孔排入消力池或下游渠槽中。消力池水深以上的跌水墙上应视渗流水量设1～2层排水孔将渗水

排入消力池。所有排水孔内侧应做好反滤。

6.2.7 多级跌水或陡坡设计时，宜尽量让各级消力池的尾槛顶长大于池中跃后水深，使下级陡槽中不出现折冲波动。为了适应地形，各级消力池后还可以用渠道连接再伺机下跌。最后一级采用消力池时，必须保证下游渠槽水深大于池中跃后水深。如果池后为河道或宽阔沟道，则宜假设池后水深为零或等于出口断面临界水深来确定消力池深度。要求各级的落差基本相同，主要是为了减小设计工作量和方便施工。

6.2.8 为了保证斜管式跌水管内为压力流态，需要确保进口充分淹没或者限制其工作跌差小于 6m，以便在管末不能保持满管压力流态时负压有限。斜管式跌水管内若为全无压明流状态，浪费了管道断面，如无充分理由不应采用。斜管跌水应满足下述要求：管道接头不漏水；斜管的坡度应大于临界底坡；纵断面不得从陡坡变为缓坡，以免在管内发生水跃；因地制宜地采用特殊形式的消力池。

6.2.9 我国东北寒冷地区为了保温，城市市政暗渠或暗管为了少占地，多采用跌井形式，其流量、跌差一般均不大，且井筒全部砌护。我国西北黄土地区塬高沟深，一些小流量支、斗渠上人工开挖的跌井跌差超过 20m，存在的主要问题一是进口淹没水深小常出现漏斗状漩涡，二是消能不完全常造成出口冲刷破坏。

6.3 水力设计

6.3.1 跌水与陡坡水力设计中，过流能力和水跃消能计算是必须进行的基本内容。推求陡槽段水面线和掺气水深计算是大跌差大流量高流速陡坡或者重要工程才需要进行的内容，故水力设计内容宜根据具体情况选择进行。

6.3.3 陡坡上的水面线为 b_2 型降水曲线，推求陡槽水面线时首先要确定起始断面及其水深。大量试验证明，陡坡起始断面的水深一般小于临界水深

h_k，临界水深发生在跌口上游，距离跌口控制断面大约 1 倍临界水深的范围内。在跌口控制断面及其下游一段距离内水流为急变流，并逐渐过渡到渐变流，最终向正常水深趋进。在实际工程设计中为了简化计算，一般可采用临界水深 h_k 作为陡坡起始断面即控制断面的水深，并以此推求陡坡中的水面线。这样算出的水面线高于实际值是偏于安全的，对于一般陡坡是适宜的。但对流量、跌差较大的重要陡坡，则应准确计算控制断面的水深，进而推求水面曲线或由水工模型试验确定陡槽水面曲线。

6.3.4 当陡槽上水流速度超过 7m/s 时一般会出现掺气现象，应考虑掺气水深影响。

6.3.6 水跃计算首先要确定跃前水深。一般大流量小跌差的陡坡，其降水曲线长度大于陡槽长度，陡槽末端水深待解，而小流量大跌差的陡坡，其降水曲线长度小于陡槽长度，降水曲线在陡槽中途结束，槽末水深已趋近于均匀流正常水深。所以要推求陡槽水面曲线或应用能量方程推求陡槽末端水深，即跃前水深，再利用水跃公式求跃后水深。

各种消力池均有特定的设计方法，规范不能详述。本条只简述了平底矩形消力池的设计原则，并在附录 6B 中给出了其计算公式。

6.4 结构设计

6.4.1～6.4.2 关于跌水与陡坡消力池挡土墙及陡槽荷载的计算方法，可以参考《溢洪道设计规范》（SL253—2000）附录的规定。北方一些跌水与陡坡的消力池经常淤积严重且石块巨大，需要用机械清除，凡可能发生这种情况的消力池底板设计中应考虑清淤机械的荷载。

6.4.3 本条关于材料最低强度的要求和提供的圬工材料耐冲流速是一般经验值。

6.5 地基处理

6.5.1～6.5.2 跌水与陡坡应尽量选择无不良地质问题的位置，以减少地基处理费用。实在避不开或者问题不大时，则应通过方案比较，在采取相应设计措施的同时选取常规的地基处理措施。

6.5.3 地基破坏将引发整个建筑物的破坏。设计要针对存在的不良地质问题提出具体的地基处理措施、注意事项和验收指标，确保其顺利完成、安全可靠、不留隐患。

6.6 观测和运行管理

6.6.1 跌水与陡坡出现问题时将会造成较大损失，应该按照建筑物设计级别等不同条件和不同目的选设必要的观测项目，以便及时发现问题，分析原因，采取措施，保证工程安全运行。

6.6.2 工程观测的重点是监视工程运行期间建筑物的沉降、位移量，这两项数值过大时必然会导致该建筑物破坏。

6.6.3 水力监测关系跌水与陡坡的过流能力和渗透稳定，也常利用跌口处良好的水力条件结合设置量水设施。

6.6.4 破坏事故都有苗头和先兆，及时发现和及时治理就能防患于未然。因此加强管理检查和日常养护是非常必要的，基层管理部门无法处理的问题应该在采取安全措施的同时逐级上报，争取及时处理。设计中强调以上内容，既是完善事后服务，也是为了便于管理单位履行职责，克服麻痹思想，确保工程安全，是十分必要的。

7 水闸

7.1 一般规定

7.1.1 河道上的水闸及渠首闸的设计要求及技术规定已列入《水闸设计规范》（SL265-2001），本规范不再重复。

冲沙闸常设在有坝或无坝渠首中配合其他设施冲刷淤沙。特殊需要时才配合节制闸在干、支渠一侧设置冲沙闸，排泄淤积于部分渠段中的泥沙。由于其在渠系中使用较少，且其组成、构造及设计要点与一般水闸相同，故不列入条款。

7.1.2 对本条关于水闸分类的有关款项补充以下说明：

2 斗门是小型分水闸，用于调节、控制进入斗渠的流量，设于干、支渠渠岸侧旁。一般以 90^0 的分水角引水，多采用涵洞式，规模较小，故不列入条款。

3～5 排水闸、泄水闸、退水闸的分类，各种书中不尽一致。例如，《中国水利百科全书》（水工建筑物分册）将泄水闸、退水闸、挡潮闸等均归并到排水闸一类中，然后根据水闸所处位置与具体作用再加以区分与定义。其定义如下：排水闸是“排泄洪涝渍水的水闸，又称排涝闸。通常设在洪涝地区向江河排水的出口处。灌溉渠道上的排水闸用来排出灌溉渠道内多余的水量，如洪水期排除渠系集水面积内的洪水，一般称为泄水闸。位于渠道末端，用以排除渠内积水、便于检修渠道，称为退水闸。建于沿海排水河道出口处的排水闸，亦称挡潮闸”。在《水闸设计规范》中，则将排水闸（排涝闸）、泄水闸（退水闸）、挡潮闸分别列出，但把排水闸与排涝闸、泄水闸与退水闸等同定义（即括号内部分）。在《灌溉与排水工程设计规范》（GB50288-99）中，把泄水闸与退水闸分别列出，但采用了退（排）水闸的表示，即将退水闸与排水闸等同定义。本规范基本按《水闸设计规范》的规定采用，退水闸虽单独列出，但在条文中作为泄水闸的

一种特例。

排水闸常建于排水渠道末端的江河堤防上。当外河水位高于堤内水位时，关闸挡水，当堤外江河水位低于堤内涝水位时开闸排水，减免农田遭受洪涝灾害。当堤内农田有蓄水灌溉要求时，根据需要可关闸蓄水或从外河引水，因此排水闸常具有双向挡水和双向过流的特点。

7.1.3 涵洞式水闸常用于闸前水位较高、本身孔口尺寸较小的水闸，闸孔过水能力受闸前低水位工况控制。一般由上游连接段、进口闸室段、洞身段及下游连接段四部分组成。与开敞式水闸相比，仅增加洞身段。洞身段的结构型式及设计参见第本规范 10 章。

7.2 总体布置

7.2.1 渠道上的泄水闸一般都建在傍山塬腰、河旁沟边、高边坡等地形地质条件较差的渠段上，布置时应确保自身稳定性，闸后应设相应的泄水渠道，将渠水引入承泄区。

陕西省宝鸡峡引渭灌溉工程塬上总干渠有 98km 长的渠段位于渭河地堑北坡的黄土塬边半腰上，渠段所经之处塬高坡陡、沟壑纵横、连续分布古老滑坡 170 多处，最高边坡达 80m，塬下即有陇海铁路和城镇。沿线设置了多处泄水闸和退水道，以便发生事故时能及时泄空，确保下游塬边渠道和塬下人民生命安全。目前工程已安全运行了三十多年，泄水闸的安全作用功不可没。

7.2.2 平面布置

1 闸孔孔数较少的多孔水闸，要求闸孔孔数布置为单数，是为了便于闸门对称开启，过闸水流均匀，避免发生偏流造成闸下局部冲刷以及使闸室结构受力对称，有利于工程的安全运行。闸孔孔数超过 8 孔时，说明水闸所在渠道很宽，偏流造成的影响较小，一般情况下采用单数孔或多数孔都是可行的。

7.3 水力设计

7.3.2～7.3.3 闸孔总净宽的确定主要涉及两个问题：一是过闸单宽流量的大小，二是闸室总宽度与渠道总宽的关系。灌溉与排水渠系上的节制闸闸孔总净宽一般应等于、略小于或略大于渠道总宽，分水闸、泄水闸闸孔总净宽一般应等于或略小于闸后的渠道总宽。

在水闸设计中，过闸单宽流量的采用，对水闸的工程造价和下游消能防冲设施的安全运用都有直接的影响。根据长江中、下游各省土基上建闸的经验，在水闸的可行性研究阶段，其过闸单宽流量可按下列数据选用：粉砂、细砂、粉土和淤泥 5～10m^2/s，**砂壤土** 10～15m^2/s，**壤土** 15～20m^2/，**粘土** 15～25m^2/s。

7.3.5 根据已建渠系水闸的调查资料，不少渠系上的水闸，特别是节制闸和分水闸，其过闸水流动能不大，闸后不设消能防冲设施，仅设置一定长度的出口渐变段与下游渠道平顺连接，渐变段多采用浆砌石或混凝土砌护防冲。

渠系上需要消能的水闸大多数采用底流式消能形式，新疆的水闸有的采用裙板消能形式。为节约水资源，现代大中型灌溉、排水、供水渠道多进行了防渗冲衬砌（采用混凝土、钢筋混凝土、和砌石衬砌等），衬砌渠道上水闸的防渗铺盖、下游防冲消能设施设计根据具体情况可适当简化。随着国民经济的发展，为适应灌溉或排水工程自动化管理需要，有条件的地区的或者作用重大的水闸闸门宜采用自动化遥控设计。

7.3.8 根据水闸的运用要求，其上、下游水位，过闸流量，以及泄流方式（如闸门的开启程序、开启孔数和开启高度）等常常是复杂多变的，因此水闸的闸下消能防冲设施必须能够满足任何可能出现的水力条件下，消散动能、均匀扩散水流的要求，且应与下游河道有良好的连接。但是不同类型的水闸泄流特点各不相同，因而控制消能设计的水力条件也不相同，应具体、全面分析选择确定。

7.3.9 影响消力池水力条件的因素很多，情况比较复杂。一般控制消力池设计的主要因素有水闸上、下游水位差，过闸单宽流量，下游水深，闸门开启程序，开启孔数，开启高度，开启速度等。在设计消力池时，应对可能出现的各种水力条件及最不利的水位组合情况分别进行计算，以选定最大的消力池深度、长度和底板厚度。

7.4 防渗排水设计

7.4.1～7.4.5 国家正在对已建的灌溉与排水工程陆续进行节水改造，要求在建和新建的同类工程更加注重渠道防渗衬砌，以节约水资源。因此，渠系上水闸的防渗排水设计应根据渠道已有的防渗衬砌实际情况，在确保水闸安全运行的原则下适当简化。

7.5 结构设计

7.5.4 闸室和翼墙的结构计算

2 土基上的闸室稳定计算应包括两方面含义：一是地基承载力的计算，要求在各种计算情况下地基不致发生剪切破坏而失去稳定；二是闸室抗倾覆和抗滑稳定的计算，要求在各种计算情况下，闸室不致发生倾覆、过大的沉降差和沿地基表面的水平滑动。本条所列三项要求，就是基于上述两方面的含义提出来的，前一项是为了满足地基承载力方面的要求，后两项是为了满足闸室抗倾覆和抗滑稳定方面的要求。

7.6 地基计算及处理原则

7.6.4 除了第 7.5.4 条第 2 款对土基上的水闸闸室和翼墙结构所要求进行的稳定计算外，对位于较高土崖陡壁边缘上和土质松软的排水沟道上的水闸，尚应验算水闸地基的整体抗滑稳定性。避免因为地基土发生深层滑动，造成地基土连带其上自身稳定的水闸一同失稳破坏的情况。

7.6.6 地基处理原则

1 工程实践证明，在软弱地基上采用加强上部结构整体性和刚度的方法，较能适应因地基小的不均匀沉降变形而赞成的影响，取得较好的技术经济效果。因此本规范规定，在选择地基处理设计方案时，应综合考虑地基、基础及其上部结构的共同作用，尽量选用加强上部结构和地基处理相结合的设计方案。

3 本条所列的一些地基处理方法均属常规性的实用成熟技术。近些年来，随着科学技术的发展新的处理方法层出不穷，但多存在一些尚待解决的问题。因此应根据不同地基土质情况，精心设计，精心试验，选用合适的地基处理方案。

8 隧　洞

8.1 一般规定

8.1.2 制定本章主要是为了明确规定灌溉与排水渠道上无压隧洞的设计，其他功能和形式的隧洞已有专门的水工隧洞设计规范，可以直接采用。

8.1.3 围岩的工程地质分类主要针对岩石地层，土层和砂卵石覆盖层不包括在内。

8.1.4 岩石地层的Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类围岩在本规定中确定采用加固措施，主要目的是提高围岩表面平整度、抗渗能力和减小围岩变形，使其满足糙率小、水量渗漏损失小和变形小的要求。Ⅳ、Ⅴ类围岩和土层、砂卵石地层则必须采用衬砌结构，满足适应水流流态变化和抵抗各种荷载的需要，衬砌设计按结构力学方法进行计算。衬砌层应与施工支护和围岩复合为一体共同受力。

土洞设计在规范（SL279-2002）中已有明确的具体规定，应直接采用。

8.2 洞线布置

8.2.1 洞线选择中提出隧洞上覆岩体厚度适中，而不是越厚越好，这是因为随着隧洞埋深加大，不仅增加了施工难度，也在施工条件、临时工程、对外交通、检修条件、地应力等方面带来新的问题，有的甚至影响工期，增加工程投资，故只要埋深能满足上覆岩体厚度和其他布置要求，不一定越深越好。

8.2.2.4 傍山隧洞应适当里靠主要考虑了以下影响：一是防止洞水外渗引起山体滑坡，也防止山体滑坡造成隧洞破坏；二是防止出现偏压；三是河谷岸坡受洪水冲刷后可能产生塌岸、深切、滑坡等不利地质现象，影响隧洞安全。

8.2.4.4 本款是根据对已建隧洞工程最小覆盖厚度的统计得出的。实践证

明，对进、出口及无压隧洞洞身覆盖厚度不做具体规定是合适的，既有利于节省明挖工程量，又便于采取合适的工程措施，以保证施工和运行安全。

8.3 隧洞断面形式及尺寸

8.3.1～8.3.3 无压隧洞洞身断面形式和尺寸很大程度上决定于围岩特性和地应力分布情况。圆拱直墙式适用于地质条件较好，铅直围岩压力较小而无侧向围岩压力情况。断面高宽比宜为 1：1.5，洞内水位变化较大时取大值，垂直地应力大于水平地应力时宜采用较大高宽比，反之取用小值。

当地质条件差，岩石较破碎，铅直及侧向围岩压力均较大时，可选用马蹄形。马蹄形断面有两种标准形式，即顶拱内缘均为半径 R_1 的圆弧，而侧墙及底板内缘侧分别为 $R_2=2R_1$ 或 $R_2=3R_1$ 的圆弧。

蛋形断面在最大宽度以上的轮廓线一般由三圆心曲线组成，其受力条件比前二者好，适合于地质条件差、围岩压力大的情况。

8.4 水力计算

8.4.3 在洞身水力计算中，糙率 n 值的选用是一个较重要的问题，因其直接关系到洞身断面大小。n 值不仅与衬砌材料有关，而且还与施工质量、流量大小、流速大小及断面形式等有关。由于影响因素较多，故很难精确选定。

对于大型工程应通过试验并参照类似工程实际观测成果确定。关于锚喷支护隧洞的糙率，实践资料还不多，条文列出的公式可供参考。

8.5 隧洞围岩加固设计

8.5.1 本规范对隧洞设计的理论变化在条文中已予明确。理论和实践都证明，稳定及基本稳定的围岩具有自承和承载能力，其大小除取决于岩体结构的物理特性及地质构造外，还取决于施工方法、施工程序和对围岩的加

固措施、加固效果。将围岩作为与支护结构联合工作的承载体，而围岩作为承担荷载的主体，以共同承担水压力及各种外荷载，从而大大加强了承载力，很多工况可以类比设计而不作计算，这在国内外很多隧洞工程的调查分析中均已得到证实。这是隧洞设计理论的进化和向实际情况逐渐靠拢的一步，大大节省了工程投资，加快了工期和速度。但也不应否认对大断面隧洞Ⅳ、Ⅴ类围岩和土洞按松散介质普氏理论进行计算的方法，以使隧洞设计更为合理。

喷锚衬砌加固措施在我国发展较快，在灌溉或排水渠道无压隧洞设计和施工中，应创造条件，积极推广。

8.5.8～8.5.11 这些条文均是根据已经作废的《水工隧洞设计规范》（SD134－84）多年使用情况、国家标准（GB50086－2001）和行业标准《水利水电地下工程锚喷支护施工技术规范》（SDJ57－85）的规定制定的。针对多年来水工隧洞使用锚喷支护和衬砌经验，对设计人员关心的某些问题说明如下：

1 大量工程实践证明，局部松动岩块或局部的软弱岩体，往往是围岩的薄弱环节，对围岩稳定有较大影响，围岩失稳多由此引起。因此，对于不同岩体应采取不同的锚喷措施。如在坚硬整体围岩或厚层、中厚层围岩中，对局部松动块体宜采用悬吊式锚杆加固，锚杆应穿过可能失稳的结构面，起到悬吊和抗剪作用；对局部软弱岩体（如断层、节理密集带），宜采用系统锚杆加固，视围岩情况，加设钢筋网，必要时还可进行固结灌浆。

2 整体稳定性较差的围岩采用系统锚杆是为了加固围岩，以控制围岩的变形，减少围岩压力，防止围岩破坏。锚杆长度应超过应力释放区，并留有一定的安全裕度。

3 若软弱围岩开挖后变形量大、变形时间长，此时锚杆喷混凝土支护将与围岩共同承担围岩的应力调整，即锚喷结构既为初期支护结构，又留作永久衬砌结构，锚喷结构应紧跟开挖面适时进行，使锚喷结构及时提供

一定抗力，避免围岩变形速率过大，引起围岩失稳，同时还应使围岩变形有一定发展，形成岩石拱，以充分发挥围岩的自承作用。经初期支护后，尚应通过围岩变形监测，判定围岩变形是否趋于稳定，是否需要二期支护（或加强支护）。

4 锚喷隧洞的进出口部位，因多了一个临空面，施工爆破和围岩卸荷影响均比洞内严重，往往施工中出现洞口、洞脸岩体裂隙、节理张开，大大降低了围岩的完整性。工程实践证明，该部位应采用混凝土或钢筋混凝土锁口衬砌。

8.6 隧洞衬砌设计

8.6.2 荷载及荷载组合

1 在荷载基本组合中分为考虑围岩抗力和不考虑围岩抗力两种情况，这是因为岩石弹性抗力是岩石抵抗衬砌向围岩方向变形的能力。当考虑侧向水平围岩压力时，则说明衬砌可能产生不是向围岩方向而是离开围岩的变形，即不会产生围岩弹性抗力。反之，考虑围岩弹性抗力时，则不考虑侧向水平围岩压力。

无压输水隧洞荷载组合较为简单，其特殊组合即为基本组合与特殊荷载中的加大水位时的内水压力或施工荷载、灌浆压力中的一种或几种的组合。

2 普氏山岩压力计算方法是以松散体理论为基础的分析法。该法是1908年由俄国人普罗托基雅柯诺夫（M. M. Протопьяконов）提出的。该理论认为，隧洞开挖后，岩体被节理裂隙切割成松散岩体而失去平衡并坍落，在洞顶形成一个稳定的坍落拱（自然平衡拱），作用在衬砌上的垂直压力即为坍落拱以下全部岩石的重力。在计算垂直围岩压力强度时，近似认为洞顶均匀分布相当于坍落拱高为 h 的岩体重量，即均布的垂直围岩压力强度 q 为：

$$q = gh$$

(8.6.1-3)

式中的g为岩石容重，kN/m^3。

我国自20世纪50年代以来，很长一段时间都采用该理论来估算围岩压力，尽管这一方法与实际有较大出入，但在长期实践中，积累了较成熟经验，故在无压隧洞衬砌设计中，仍多采用此法。

3 不能形成坍落拱的浅埋隧洞并非单纯指隧洞的覆盖厚度，而是指由于地质条件、地下水、断面型式尺寸、施工方法等综合因素造成的全部坍落的上覆岩体。水工隧洞不能形成坍落拱的浅埋隧洞多出现在无压隧洞，特别是无压土洞中。要严格地确定深浅埋的界限很困难。因此在土洞中多用荷载等效高度来判断，在岩洞中多用工程类比、地质预报和实际地质情况来分析确定。

土洞按荷载等效高度分界的判定式如下：

$$H_p = 2.5H_g$$

(8.6.1-4)

$$H_g = q/g$$

(8.6.1-5)

式中：H_p——深浅埋土洞的分界深度，m；

H_g——荷载等效高度，m；

q——深埋土洞按松散介质平衡理论（普氏理论）计算出的垂直均布压力，MPa，见公式(8.6.1-3)；

g——土的容重，10^3kN/m^3。

4 围岩弹性抗力是衬砌在主动荷载作用下向外变形受到围岩抵抗而施加于衬砌外壁的反作用力，方向为法向。由于其能帮助衬砌分担部分外荷载，对衬砌是有利的，故选用弹性抗力应慎重。衬砌与围岩间存在弹性抗力是有条件的，除考虑洞壁的变形情况外，衬砌与围岩必须紧密结合，

围岩应坚硬完整，并有足够覆盖厚度，此外，隧洞开挖的形状和尺寸及作用于衬砌上的荷载性质及分布情况均影响弹性抗力系数。如果围岩很破碎，或衬砌与围岩结合不紧密以及预制装配式衬砌等，均不考虑弹性抗力作用。

按弹性理论推导出的弹性抗力系数的公式仅适用于承受均匀内水压力的有压圆形隧洞，而无压隧洞多为非圆形断面，且不承受均匀内水压力，故不能使用。附录 8C 中表 8C.0-1 给出的无压隧洞岩石抗力系数引自我国 1966 年颁布的《水工隧洞设计暂行规范》，可供参考。该值适用于 5～10m 跨径的无压隧洞，对跨径较大的隧洞，该值适当降低，跨径较小时，可相应提高。

对于圆拱直墙式、马蹄形及蛋形无压隧洞弹性抗力的大小及分布，根据隧洞在垂直山岩压力及内水压力作用下的变形特点，可得出其分布图形，参见附录 8C。

随着计算机的普遍使用，使用计算机还可对衬砌的弹性抗力分布不作任何假定，而由程序迭代计算自动得出，较前述假定弹性抗力分布更为合理。

8.6.3 传统的结构力学方法是将衬砌与围岩分开，以研究衬砌本身为主的方法。其主要缺点是，仅能求得衬砌应力，不能求出围岩应力，也无法对围岩进行稳定分析；由于以衬砌为承载结构，不仅使衬砌设计断面过大，也无法反映隧洞开挖所采取的加固措施，以及防止围岩变形、最大限度发挥围岩自承作用的设计思想。尽管该法存在上述一些缺点，但该法在我国隧洞设计中已运用了几十年，已形成一套完整的计算体系。设计实践证明，对Ⅳ、Ⅴ类围岩隧洞和无压隧洞衬砌的结构设计，只要荷载作用分析合理，计算边界清楚，采用该法的力学概念明确，计算简单，经验较成熟，在工程中仍多采用此法。并运行良好。目前有关结构力学方法的计算机程序已普遍使用，程序很多，各有特点，但尚无经过鉴定的水工隧洞专用程序，

在设计中，可结合工程的实际情况选用。

8.7 衬砌的分缝、灌浆、防渗和排水

8.7.3 灌浆

1 衬砌结构隧洞顶部必须进行回填灌浆，其目的是使隧洞顶部浇注的混凝土衬砌层及顶部回填料能与洞顶岩层紧密结合，防止因洞顶岩层风化透水，增大对衬砌结构的外水压力和垂直山岩压力等不利荷载，以及使衬砌层安全耐久等因素而规定的必要措施。

2 并非所有水工隧洞都要固结灌浆，应根据具体工程来确定固结灌浆的必要性和范围。有些情况可不进行固结灌浆，如当围岩单位吸水率 $w<0.01$ L/(min·m·m)时可不进行固结；吃浆量很小时可不进行固结；当裂隙为泥质充填根本不吃浆时也可不进行固施。固结灌浆的目的即为改善围岩的整体性，提高围岩的变形模量，故应根据具体工程的需要确定固结灌浆的必要性以及灌浆的部位与范围。

3 并非每条隧洞都有防渗和排水设计问题，应根据施和运行检修的要求，实际的工程地质和水文地质条件确定是否进行防渗、排水设计。如无防渗要求的无压隧洞就不用进行防渗设计，有严格防渗要求的无压隧洞做专门的防渗设计。土洞和不良地质洞段都要做防渗设计。外水压力较大已控制结构设计时应进行排水设计，内水外渗会恶化围岩条件时不仅要做防渗设计，也要做排水设计。

9 农桥

9.1 一般规定

9.1.1 本章规定只适用于与渠道相关的桥梁。跨渠桥中数量最大的是乡村道路桥，渠堤顶部都设有宽度不等的巡查检修道路，3 级以上渠道的渠顶检修路一般可以通行中型汽车。

9.1.2 我国交通部公路规范仅适用于四级及四级以上各级公路及其桥梁，没有对四级公路以下的道路进行分级。因此本规范规定四级公路以下的乡村道路和渠顶检修路为等外级道路，其上的农桥为等外级桥梁。对所有跨渠桥的设计和农桥的设计等级与荷载作出了规定。乡村道路泛指村与村、乡镇与村庄之间交通部没有规定等级的公路，田间道路是村庄和种植田园之间或者种植田园内部的机耕路，放牧小道指牧区很少通行中型车辆的道路，渠顶检修路也属于该范围，为了统一名称又不要分级过多，把与渠道相关的乡村道路上的桥梁命名为农桥。

9.1.4~ 9.1.6 所有跨渠桥梁都与所跨渠道的安全运行密切相关，这三条代表水利行业提出了对于所有行业在渠道管理范围内建设跨渠桥梁时应遵循的特殊布置要求，强调工程双方应相互充分尊重各自行业的规范要求，确保不影响渠道和桥梁的功能和安全，共同受益。

9.2 总体布置

9.2.1 桥梁位置关系桥梁本身、行驶车辆和渠道的运行安全，生产生活方便和桥梁工程造价，必须认真选择。

9.2.3 桥孔布置关系渠道运行安全、渠道输水能力、灌溉或排水面积及效益，所有跨渠桥梁的桥孔布置必须符合本条规定才能确保不影响渠道功能和安全。同一渠道上的桥梁采用同一形式，有利于优化设计和精心施工，美观整齐，实现桥梁结构形式和跨度的标准化，达到技术、安全、节约的

目的。

9.2.4 本条第 1 款的安全高度值系参考《灌溉与排水工程设计规范》（GB50288—99）及《碾压式土石坝设计规范》（SL 274-2001）的有关规定制定.。

9.2.5 参考我国交通部《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）第 3.3 节的规定，考虑单车道农桥长度较小，为了便于农业机械通行，一般可以按人与汽车不同时过桥的情况设计，不设人行道而且只设路缘石。

关于农桥宽度，编写组调查了国内农业机械生产供应情况，结果表明条文内容是合适的。调查结论如下：

为了了解目前国内大型农业机械的结构外形尺寸，先后对国内二十多家大中型农机制造企业进行了调查考证，其中包括目前全国较大的农机制造公司约翰迪尔佳联合收获机械有限公司和山东双力集团股份有限公司。

目前手扶拖拉机宽度基本上在 0.96m～1.929m 范围内。常州东风农机集团有限公司生产的东风牌系列手扶拖拉机最小宽度为 0.96m，江苏悦达盐城拖拉机制造有限公司生产的黄海金马系列拖拉机宽度在 0.96m～1.929m 范围内。

农机尺寸大小不等，大多在 0.5m～2.7m 之间。江苏悦达盐城拖拉机制造有限公司生产的 1LS-125 型单铧犁宽度仅 0.5m，单铧犁可以组装成三铧犁、六铧犁等。湖洲中收星光收割机有限公司生产的新三王--骄子联合收割机 4LZ-2.5 型宽度为 2.7m。目前国内最大的收获机械为山东双力集团股份有限公司生产的双力 3588 自走式纵向轴流广谱联合收割机，最大割幅达 4.0m（大豆），据厂家专业人员介绍，机械最大零部件均可拆卸，能满足公路运输。约翰迪尔佳联合收获机械有限公司专业人员介绍，他们生产的大型收获机械一般适用用于大型农场，不适于山区，但这些机械都采用把部件运至使用地点再组装成型的方式，每个部件及其包装均能满足公路运输的要求。

目前，公路运输最宽的平板挂车为郑州白云机电装备股份有限公司生产的 YMK9270 栏板半挂车，宽度 2.5m。

因此，目前生产的农机，符合公路运输的规范要求。本规范采用的车行道宽度与公路规范一致，并考虑大型农机只是季节性过桥下田，无须因此而增加桥面宽度。

9.2.6 本条要求立体交叉桥梁的桥下净空除应满足桥下公路的功能要求外，尚应满足视距和前方信息识别的要求。基本是《公路工程技术标准》（JTG B01）规范的原文。

9.2.7 本条内容基本上是我国交通部《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60-2004）第 3.3.6 条的原文。

9.2.8 本条内容是长期实践的总结，合适的桥上和桥头引道纵坡，才能使桥路衔接舒顺，满足行车要求，充分发挥桥梁作用。

9.2.9 按四级公路最低标准取值，足以保证农桥安全。

9.3 农桥的设计要求

9.3.1 本章关于农桥设计的理念，是确定农桥的等级、布置要求和相应的汽车荷载标准，最少量的补充公路设计规范中所没有涉及的这部分内容后，能够全面利用公路桥涵设计系列规范来设计农桥。

本规范中除农桥外，其余渠系建筑物的结构计算均采用单一安全系数法进行设计。除农桥的等级、布置和汽车荷载外，其具体设计则应按采用分项系数极限状态法的公路桥涵系列设计规范进行设计。

9.3.3 公路设计速度是公路设计时确定几何线形的基本要素。它是在气象条件良好，车辆行驶只受公路本身条件影响时，具有中等驾驶技术的人员能够安全、舒适驾驶车辆的速度，因此它与运行速度有密切关系。根据国内外观测研究，当设计速度高时，运行速度低于设计速度；而当设计速度低时，运行速度高于设计速度。这也说明设计速度与运行安全有关。表 9.3.3

摘录了我国交通部规定的各级公路设计速度，农桥采取了与四级公路相同的设计速度。

表 9.3.3　　各级公路设计速度

公路等级	高速公路			一级公路			二级公路		三级公路		四级公路
设计速度（km/h）	120	100	80	100	80	60	80	60	40	30	20

四级公路可以是双车道，也可以是单车道。上国家等级的四级公路都可以是单车道，因此交通量更低的农桥按单车道设计是可行的，仅对特殊情况予以放宽。

9.4 农桥的车辆及行人荷载

9.4.1 表 9.4.1 内容摘自（JTG D60-2004）规范。本规范中其他渠系建筑物设计均采用定值单一安全系数法并使用“荷载及荷载组合”等术语，而现行公路桥涵设计规范采用分项系数极限状态法并代之以“作用和作用效应”这一术语。这里，作用是指外界环境施加给建筑物的影响，而作用效应则指结构受到作用后产生的内力变形、振动等。按作用随时间的变异性可分为永久作用、可变作用和偶然作用。在设计表达式中作用变量所采用的值称为作用代表值，对于永久作用和可变作用采用标准值作为代表值。本规范认为上述术语是通用的。

9.4.2 我国交通部《公路工程技术标准》（JTGB01-2003）根据公路功能和适应的交通量，将公路分为五个等级。公路功能是指二级以上为干线公路，二级至四级为集散公路，而且三、四级公路的主要技术指标按供汽车行驶的要求设计，但同时也允许拖拉机、畜力车、人力车等非汽车交通使用车道的混合交通公路。

桥梁设计中采用的车辆荷载将涉及设计车辆的外廓尺寸、代表车型与

车辆折算系数、干扰因素等，现分述如下。

1） 设计车辆外廓尺寸。按照设计车辆外廓尺寸以及行驶于公路上各种车辆的交通组成是公路几何设计中的重要控制因素。在公路设计过程中，“设计车辆”是设计所采用的有代表性的车型，其外廓尺寸、载质量和运行性能是用于确定公路几何设计、交叉几何设计和路基宽度的主要依据。

根据我国行驶车辆的具体情况、汽车发展远景规划和经济发展水平，出于经济和实用的考虑，设计车辆的外廓尺寸是按现有车型的尺寸进行统计后，满足 85%以上车型的外廓尺寸作为设计标准。公路设计所采用的设计车辆外廓尺寸规定如表 9.4.2—1。

表 9.4.2—1　　设计车辆外廓尺寸

车辆类型	总长（m）	总宽（m）	总高（m）	前悬（m）	轴距（m）	后悬（m）
小客车	6	1.8	2	0.8	3.8	1.4
载重汽车	12	2.5	4	1.5	6.5	4
鞍式列车	16	2.5	4	1.2	4+8.8	2

2） 各汽车代表车型与车辆折算系数。据 2001 年交调资料统计，大部分国道、省道的交通流以小客车为主，小客车已占汽车交通量的 36.3%，超过了中型车等其他车型所占比例，而拖拉机与人、畜力车、自行车等非机动车的比重逐年下降，分别占交通量的 7.6%、2.2%和 2.5%。随着全国干线公路网的逐步完善，高速公路通车里程的增加，特别是加入 WTO 后汽车产业政策与结构的调整，交通流中的小客车和大型客货车以及集装箱车的比重将会随着平均距离的增加而逐年增长，而拖拉机与非机动车交通量所占比重会继续下降。因此，根据今后的交通发展趋势，同时也为与国际接轨的需要，将涵盖小客车与小型货车的“小客车”定为各级公路设计交通量换算的标准车型。

用于交通量换算的车辆折算系数是在特定的公路、交通组成条件下，

所有非标准车相当于标准车（小客车）对交通流影响的当量值。根据“九五”公关项目《公路通行能力研究》的成果，以车辆运行特性（运行速度和总体标准差）作为车辆分类标准，从对交通运行的影响考虑，将公路上的常见机动车归并为小客车、中型车、大型车和拖挂车四类，交通量采用小客车为标准车型进行统计。各种汽车换算为小客车时的折算系数规定如表 9.4.2—2。

公路通行能力分析所要求的车辆折算系数应针对路段、交叉口等形式，按不同的地形条件和交通需求，采用相应的折算系数。

表 9.4.2—2　　各汽车代表车型与车辆折算系数

汽车代表车型	车辆折算系数	说明
小客车	1.0	≤19 座的客车和载质量≤2t 的货车
中型车	1.5	＞19 座的客车和载质量＞2t ～≤7t 的货车
大型车	2.0	载质量＞7t～≤14t 的货车
拖挂车	3.0	载质量＞14t 的货车

3） 干扰因素。根据公路上拖拉机和非机动车交通量所占比重持续下降这一趋势，将构成比例小于 5%的行人、畜力车与自行车等非汽车交通不再作为交通流中的独立车型，仅作为路侧干扰考虑。

拖拉机则分为两种情况予以考虑，一是在行车道两侧设有慢车道的二级公路，拖拉机遇汽车向右侧避让，很少挤占机动车道，此时拖拉机对车流的运行影响，同自行车与行人、畜力车等非汽车交通一样，作为路侧干扰因素考虑而不再参与交通量换算；另一种情况是在路面较窄的三、四级公路上，拖拉机混行于机动车道内，对车流形成纵向干扰，此时拖拉机应按交通流的一部分参加折算，每辆折算为 4 辆小客车。

本条第 1 款补充规定的农桥—I 级和农桥—II 级汽车荷载等级，分别相当于已作废公路规范（JTJ 021-89）中略高于汽车—15 级的和略低于汽车

—15 级的荷载等级。所谓略低于汽车—15 级的荷载指将汽车—15 级车队中的 20 吨重车用 15 吨主车取代后（无 20 吨重车）的车队荷载。因为不能使用作废的荷载等级名称和车队的计算图式，而只能套用（JTG D60-2004）的表述方式。在制定本规范中经与中交公路规划设计院共同商讨后，认为农桥—II 级汽车荷载可以将已作废的（JTJ 021-89）的汽车—15 级荷载标准转化为现行规范公路—II 级汽车荷载效应的百分数表达。车道荷载通过对乡村道路上常用的不同跨径简支梁，采取原来和现行的两种规范分别计算，找出汽车—15 级车队最大跨中弯距与公路—II 级车道荷载同截面处荷载效应的比例关系，这样的关系在各种跨径是不同的，取其加权平均值。车辆荷载可用原规范汽车—15 级车队中主车（标准车）与新规范的车辆荷载进行比较得出适当比值。

9.4.3 在我国经济发达地区，相当于汽车—15 级的中型货车经常进入乡镇工厂或进入农田蔬菜大棚、果园、养殖厂运输货物，本规范规定将这类等外乡村道路上的农桥，按重型车辆较少的四级公路桥涵同样对待。

而在我国经济欠发达地区，大多数只通行汽车—15级以下吨位的车辆，即按（JTJ021-89）作废规范设计的乡村道路桥梁仍然适用新建的农桥，因此本规范仍采用汽车—15 级即向现行规范靠拢的农桥—II 级汽车荷载设计。

田间道路通车情况复杂且不便划分太多的等级，故采用农桥—II 级荷载等级或按专用人行农桥设计。

9.4.4 考虑到专用人行农桥过桥的人负重较大，所以人群荷载标准值取值稍大于公路专用人行桥的 3.5KN/m^2。农桥栏杆的设计荷载值与公路规范相同。

本规范由于篇幅所限，不可能也没有必要专门写出农桥的具体设计规定。通过以上规定，农桥即可以和公路桥梁一样，使用公路桥涵设计规范进行具体设计。

附录 9A（JTG D60-2004）的公路—I 级和公路— II 级汽车荷载，分别相当于已作废的《公路桥涵设计通用规范》（JTJ021-89）的汽车—超 20 级和汽车—20 级荷载等级。由于现有四级公路多数按（JTJ021-89）的汽车—15 级荷载设计，故（JTG D60-2004）规范第 4.3.1 条第 3 款最后一段所表述的荷载即为略高于汽车—15 级的荷载。但计算图式等发生了很大变化。

实践表明原规范荷载的计算图式对人工和计算机加载计算都不很方便，且计算效应随桥梁跨径的变化是不连续的。现行公路规范采用由均布荷载 q_K 和集中荷载 P_K 组成的图式，只要知道梁的影响线面积和最大竖坐标值，荷载效应即可算出来，而这些影响线面积和竖坐标值可在桥梁设计的有关手册查得或通过较为简单的计算得到。

10 涵　洞

10.1 一般规定

10.1.1 渠道涵洞一般采用明挖或者顶推法施工建成，要承担全部荷载。

渠道涵洞可以分为渠涵和渠下涵两大类。实际上只有渠涵会出现道路被渠道穿越的情况，但其要求又与渠涵相同，故将其仍称为“渠涵”。至于道路被非设计的其他渠道穿越的情况，才是真正的“路下涵”但与本规范所称的设计渠道无关，故只有“渠下涵”之称。

当涵洞洞口设有控制流量和挡水的闸门时，其功用与水闸相同。与开敞式水闸相比，仅以洞身段代替了开敞式闸室，且洞身可用以代替水闸的交通桥，其余部分与水闸基本相同，故常称为“涵洞式水闸”或“封闭式水闸”。基于上述原因，在渠系建筑物中均将其归类到水闸中，而不列为涵洞，故涵洞仅指不设闸门的情况。

10.1.4 本条规定考虑的主要原因是，单孔比多孔经济，因此，当宣泄能力相近时，凡能修孔径较大的单孔时，不修孔径较小的多孔。

10.2 总体布置及构造

10.2.1 本条除对所有涵洞的总体布置提出了一般要求外，还分别对渠道输水涵和渠下排水涵的布置提出了具体要求。

1 对于通过高地的渠涵，当其轴线位置可能有几条比较方案时，应比较各方案的工程量及施工条件然后确定其轴线位置。傍山渠道上的渠涵应沿等高线布置，同时应结合填、挖工程量及施工条件选择轴线位置。

2 涵洞平面布置的总体原则是进出口及洞身水流要顺畅，对于渠下排水涵，当河沟与渠（路）大致成一角度时，不宜强求正交。但当渠（路）与河沟夹角小于 45^0 很多时，一般不应采用小于 45^0 夹角的斜交涵洞，可在河沟上下分别采取改沟、加设导流和构造物方法，增大水流方向与渠

（路）相交的夹角。在河沟十分弯曲地段，为使水流畅通，可采用裁弯取直或改移河沟办法，正交设涵。

10.2.3 涵洞的水流形态与洞型选择二者是紧密连系、相互关联的，需统筹考虑

1 涵洞一般均优先选用无压流态。其理由是虽然在通过相同流量时其断面尺寸比有压和半有压涵洞大，但其水头损失小、出口流速低、出口只需简单防冲加固，而有压及半有压涵洞则要设消能设施；其上游壅水低于有压和半有压涵洞，可降低对渠（路）堤的高度及质量要求，能减少进口护砌工程量；由于整个断面不充满水及上游水深较小，故对防渗要求也相应降低。有压流虽可减小涵洞断面尺寸，但由于洞内流速较高，压力大，涵前积水较深，因而水流对涵洞和渠（路）基的破坏性较大，此外，有压排水涵洞在排泄洪水时，因流量变化大，可能出现明满流交替状态而产生震动，影响工程安全，一般应慎用。半有压流由于在流量变化大时流态更不稳定，也不宜随意采用。

2 涵洞的各种横断面形式具有明显的构造和受力特点，合理利用这些特点是保证工程安全和经济的前提条件。盖板涵的盖板结构虽然不能承担很大压力，但其空间高度小、可预制安装、施工方便，适用于涵洞高度受限或者施工条件苛刻的场合。盖板涵的结构缝多，不适宜有较大内水压力的有压流。拱涵受力条件好，适用于涵顶填土较高及跨度较大的无压涵洞。箱涵多为刚结点矩形钢筋混凝土结构，具有较好的静力工作条件，对地基不均匀沉降的适应性能好，适用于洞顶覆土较厚、洞跨较大和地基较差的无压和低压涵洞，唯施工较复杂。圆管的水力条件和静力条件都较好，便于采用预制管安装，是普遍采用的一种形式。

关于静空面积和高度的要求，是在实践中总结出的保持无压流态的必要条件，应按照涵内流速大取大值的原则执行。

10.3 水力设计

10.3.2 排水涵洞流量计算在水文学中属中小流域洪水流量计算。所谓中小流域通常指汇水面积小于 $500km^2$ 的小型沟、谷。其特征是：洪水暴涨暴落；流量小而洪水历时短；缺乏水文观测资料，设计流量只能按无观测资料进行推算；暴雨往往是形成洪峰流量的根本原因。

推算无观测资料设计洪水流量的途径很多，水利、公路、铁路设计部门均提出过适合各自特定条件的方法。水利工程中排水涵洞设计流量应采用《水利水电工程设计洪水计算规范》（SL44-93）提出的经验公式法或推理公式法进行计算。

由于影响中小流域流量计算的因素错综复杂，尽管目前有多种不同方法，但仍难以给出符合实际又简单明了且普遍适于全国的方法或公式。目前常采用的方法有径流形成法、形态调查法和直接类比法。在确定设计流量时，需认真研究所在省、区水利、铁路或公路部门制定的适合本地区的中小流域流量计算公式，分别不同情况加以选用，并尽可能与其他流量计算公式所得结果进行比较对照，在设计中，一定要注意某些简化的条件及使用范围，切忌随意搬用。

在确定涵洞设计流量时，还要考虑涵前积水的影响。洪水期间，由于涵洞上游汇水的瞬时流量大于相应水位下涵洞所能宣泄的瞬时流量，因而在涵洞前将积蓄一部分水量。由于蓄水的调节作用，通过涵洞的最大流量必然小于上游天然来水的最大流量。在涵洞设计中，特别是平原地区的涵洞设计，如果考虑涵前积水，将使涵洞设计流量明显减小，从而达到减小涵洞的孔径尺寸、降低工程造价的目的。涵前积水计算，由于影响因素众多，较难得出切合实际的计算结果，建议按以下原则和方法考虑：

1） 考虑涵前积水时，不应使选定的涵洞设计水流形态有所改变，或使涵洞出口流速过大。直接采用类比法确定设计流量时，由于实际上已将积水影响考虑

在内，故不再考虑积水影响。

2） 流域面积为 300~500km^2 的涵洞不应考虑积水影响，应以设计洪峰流量作为涵洞设计流量。

3） 流域面积为 100~300km^2 的涵洞，当考虑积水影响时，涵洞设计流量可比设计洪峰流量减少 5%～10%。流域面积大，平面上呈狭长形，汇流时间长的，其减小的比率可取小值，否则取大值。工程经济效益大，水毁损失大的，其减小的比率宜取小值，否则可取大值。

4） 流域面积小于 100km^2 的涵洞，如考虑积水影响时，涵洞设计流量可较设计洪峰流量减少 10%～20%。对于特小流域，最大减小值不应超过 25%。

对于单孔洞径大于 6m 的大型涵洞，其涵前水深不宜再按积水计算方法确定，

应采用洪水调节计算方法确定，所需有关资料也应满足调节计算的精度要求。

10.3.3 涵洞过流的流态有无压流、半有压流及有压流三种，根据出口下游水位是否影响过涵流量，又分为自由出流和淹没出流两种状态。涵洞的进口通常均为无坎型式。涵洞的过流能力计算目前尚无法完全用理论方法来解决，均采用半试验半理论的方法来计算。长期以来，涵洞过流能力一直近似采用无坎宽顶堰流的研究成果进行计算。本规范附录 10A.中给出的过流能力计算公式(10A.0.6—1)系引自《水闸设计规范》（SL265—2001），该公式中，当 $s=1$ 时，即为自由出流公式。对于公式中的几个系数值的确定，该规范作了以下说明：

1 堰流流量系数 m 值

无坎高的平底宽顶堰，其进口局部能量损失几乎接近于零，其堰流流量系数最大值为 0.385。

2 堰流侧收缩系数 e 值

由于上游翼墙和隔墩（包括边墙和中隔墩）对过堰水流的影响，使涵洞进口水流发生横向收缩，增加了局部能量损失，从而影响泄水能力，这种影响综合反映为堰流侧收缩系数的大小。而影响堰流侧收缩系数的因素很多，如孔径、墩型和作用水头等。根据有关试验研究资料，本规范采用了简化的别列津斯基公式计算无坎高的平底堰流侧收缩系数值，即公式(10A.0.6-3)。但该公式仅适用于一般常用的圆头型隔墩和圆弧形翼墙情况。表 10A.-2 为该公式的表格化，可供设计查用。对于多孔涵洞的堰流侧收缩系数，可由公式(10A.0.-4)计算。

3 堰流淹没系数 s 值

平底堰流淹没系数的经验公式见式(10A.0.6-2)，表 10A.0.6-1 是该式的表格化，可供设计查用。当 $s=1$ 时，公式(10A.0.6-1)即为自由出流公式。

11 排洪建筑物

11.1 一般规定

11.1.1 灌溉渠道由于下列原因易遭受洪水破坏：傍山修建的盘山渠道截断了天然洪水排泄的通道导致暴雨洪水夺渠而入；渠道因大量塌方、渠旁树木、杂物进入渠中阻塞漫溢水而形成的意外事故；渠首或其他闸门操作失误造成的事故；渠道下游泵站或水电站突然停机关闭使引水渠道水位上涨漫溢等。修建排洪建筑物的目的就是为了防止由于上述原因而造成渠水漫溢、渠堤决口垮塌及对渠系建筑物的破坏。此外，延续一定长度的渠道上或重要渠系建筑物、重点保护区上游也需要设置兼有泄空退水功能的排洪建筑物。

11.1.2 当洪水等于或高于渠道且流量不大，而渠道设计水位以上的超高断面可以容纳该洪水顺利通过时，或者渠道可以停水全力排洪时，可引其进入渠道再择机排出。流量较大、污染严重的洪水应视其与渠道高程的关系，采取跨渠或穿过渠底的建筑物排泄。对洪水排、引结合且水面高程基本持平的可采用平交排洪建筑物。在条件允许时，应尽量采用非入渠排洪建筑物，不让洪水入渠，减轻渠道负担并方便管理。

本章主要规定渠道排洪建筑物的设计，不包括相关的河流、沟溪防洪保护、坡面排水、退水渠道和容泄区整治等工程设计内容。

11.1.3 排洪建筑物的数量、位置、形式、功能和布置应根据地形地质和运用条件通过方案比较综合确定，满足渠道防洪设计的统一要求。不必强求等距离设置或过分集中排泄，要尽量减少附属工程数量。排洪建筑物应该尽量利用原有的洪水通道，新建的也应尽量与原洪水通道连通。

在不影响自身运用且有条件时，与其它渠系建筑物结合布置可以减少对渠道的干扰和工程量。如：排洪闸与泄空退水闸结合、排洪渡槽与桥或灌溉渡槽结合、渠下排洪涵洞与交通涵洞结合等。

11.1.4 排洪建筑物的防洪标准是指标准频率所对应的设计洪水的洪峰流量、洪水过程和洪水总量。渠道洪水的成因类型通常有暴雨型、融雪型、沟溪小水库的溃坝型或其复合型。形成渠道洪水的汇流面积一般不大，应采用小流域设计洪水的计算方法或当地适用的经验、推理公式计算。对于非入渠洪水的设计方法可参见 11.3.2～11.3.3.的条文说明。对入渠的洪水，常常是在渠道以外先行收集洪水，经入渠口引入渠道，沿途汇集几个入渠口引入的洪水后，再经渠侧排洪建筑物排出，故其设计流量应是几个入渠口所引入洪水的流量之和。

一般的排洪建筑物应尽可能可以自动启用运行，以提高安全可靠性。

11.2 总体布置

11.2.1 排洪建筑物应布置在渠道防洪规划或渠道防洪设计统一选定的位置上，以保证重点保护对象的安全和方便泄洪。如：被渠道截断的天然溪沟处，易发生事故，需特别保护的危险渠段（如高边坡渠段、填方渠段、大量坡地径流汇入的渠段等）和重要的渡槽、倒虹吸、隧洞等渠系建筑物的上游，临近河流、沟道处。

11.2.2 入渠排洪建筑物的功能是将洪水安全的引入渠道。以便增加灌溉水源或者利用渠道超高断面的过流能力输送洪水并将其由排洪建筑物泄入天然溪沟。

1 进入渠道的洪水流量应小于渠道设计水位以上安全超高断面所具有的泄洪能力；

2 四川省等这样一些多雨地区的灌溉渠道，常是唯一便利的泄洪通道，在灌溉季节遭遇洪水时宁肯停止灌溉，也要腾出渠道全力泄洪。

3 引洪入渠口宜结合地形或防洪设计分散、多处设置。要准确推算入渠洪水流量，确保引洪入渠口正常运行，使洪水安全通过。实际工程中常见因洪水超过设计流量以及施工弃渣改变了洪水流道位置等原因，导致毁

坏入渠口、使洪水不能从设计的引洪入渠口顺利入渠的事故。含沙量大的引洪入渠口前应设置沉沙池，避免泥沙入渠。

4 溢洪侧堰：溢洪侧堰是最简单的开敞式渠堤溢洪建筑物，过堰水流方向与渠道水流方向垂直，其泄流能力主要由堰顶长度、高度和堰型决定。堰顶应与渠道设计水位齐平，溢流时，堰前水位允许达到渠道加大水位。应以组合洪峰流量和渠道设计流量的差值作为设计流量，其宣泄能力较小，宜作为渠道上的辅助泄洪建筑物。为加大泄量，常采用降低堰顶，并加设自动翻板闸门、自毁式子埝等措施。

溢洪侧堰应设在良好的地基上，自身稳定耐冲、有完善的导墙、堰后有完善的消能防冲设施和洪水出路，确保安全泄洪。

5 虹吸溢流堰

虹吸溢流堰是在渠堤上利用虹吸作用自动渲泄水量的泄洪建筑物，由设于渠顶的矩形过水断面虹吸管、驼峰状堰、通气孔和末端消力池组成。堰顶高程与渠道设计或加大水位齐平，虹吸管断面尺寸根据作用水头和要求泄量按有压流估算，一般不宜过小，以便进行检修。其特点是，在相同水头下，其有压流的泄量远大于溢洪侧堰无压流的泄量，或者是泄量相同时需要的水头及堰顶长度较小。虹吸管道进口应有足够的淹没深度，进口断面尺寸至少为堰顶断面的两倍以上，以避免带入空气、漂浮物和减少水头损失。在堰顶下游具有一定水头的堰面上设挑流低坎，将刚开始溢出的水流（尚未充满虹吸管的）成水帘状挑向对面管顶以封闭虹吸管，避免空气由管尾进入，促进形成有压流。虹吸溢流堰结构紧凑，能自行启闭，可作为单独的安全溢流设施，也可作为重要排洪闸的安全保险措施同时建设。实用效果极佳。

6 排洪闸：排洪闸泄量大并可以很快泄空渠道水量，兼有排洪、排沙和事故退水功能，分开敞式和涵洞式两种。排洪闸底槛高程宜与渠道底齐平或降低，出口宜设置陡坡或跌水及消能防冲设施。

与渠道节制闸联合布置的排洪闸，可加快泄洪、拉沙，便于管理。陕西省上个世纪七十年代开始采用一种不设渠道节制闸的泄洪闸，需在其闸前渠底设凹槽，使渠水跌入槽内后再泄出，这种型式具有投资少、效果好等优点，可以推广。

提高排洪闸自动运行能力是十分必要的安全措施。加强养护、提高遥控能力、允许从关闭的闸门顶部溢流和闸旁设置虹吸式溢洪堰都是实践证明可行的方法。

排洪闸的设计流量应包括渠道设计流量和进入该渠段的洪水流量。

11.2.3 非入渠排洪建筑物

1 非入渠排洪建筑物包括与渠道立体交叉的排洪渡槽、涵洞、倒虹吸管等渠系建筑物，用以将被渠道截断的天然溪沟洪水、收拢的坡面雨洪和洼地积水通过渠顶或渠下排走，不让洪水入渠。

2 排洪渡槽（桥）的布置和设计方法与常规渡槽相同，所不同的是对水头损失和进出口水流平顺条件要求不严格，故可以采用较大的纵坡，简化细部结构，必要时增设出口陡坡和消能防冲措施，以减小槽身段过水断面，节约投资。排洪渡槽（桥）不应阻断渠顶检修道路，渡槽两端过渠顶段应采用过水路面或埋设涵洞等型式，既满足渡槽过水，又保障渠顶道路畅通。排洪渡槽（桥）下部构造和净空应满足渠道运行要求，不影响渠道正常输水和渠堤道路畅通。

北方地区的排洪渡槽每年泄洪次数有限，可以兼作农桥沟通日常交通，做到物尽其用。

3 渠下倒虹吸管、涵洞或竖井式倒虹吸管的设计要点：一是要防止其淤积堵塞，进口应设沉沙池，断面不得过小；二是对水头损失要求不高，可以采用较大纵坡；三是应注重维护渠道各类设施安全，确保渠道和排洪建筑物共同安全正常运行。

采用渠下涵洞泄洪时，争取兼作交通涵洞。

11.2.4 平交排洪建筑物

在鄂、湘两省的平原、圩垸水网发达区，溪沟或河道的洪枯水量差别不大，含沙量较小，渠道与溪沟的水面高程接近，且水稻等农作物需水量较大。针对这些特点采用平交排洪建筑物可以使两相交水流在不同的时段内，根据需要或引入渠道灌溉，或泄向下游溪沟，同时满足了渠道和河道安全运行需要。

11.2.5 排洪退水渠道

连接排洪建筑物与容泄区的排洪退水渠道，直接关系到排洪建筑物的运行安全，是排洪工程的必要组成部分，因此应采用与主渠道相同的设计级别和洪水标准。

11.3 水力和结构设计

11.3.2～11.3.3 渠系排洪建筑物的设计洪水一般为小流域洪水，推求排洪建筑物的设计洪水流量时，首先要确定小流域集水面积和洪水成因。按成因划分的洪水类型一般有暴雨洪水、融冰雪洪水、降水和冰雪混合洪水以及沟道谷坊小水库的溃坝洪水，均有相应规范指导具体计算，主要推求设计洪峰流量、洪量、洪水过程线及相应的洪水位。但是一般小流域常常缺乏水文观测资料，需要采取推理公式法、地区经验公式法、综合参数法等经验方法推算。这类小流域设计洪水的计算方法各地的差异较大，故应以各省、地水文系统总结的成熟方法为主进行计算。参见本规范第 10 **章** 10.3.2 **条文说明。**

11.3.4 排洪建筑物的型式不同，其过流能力应采用不同方法计算。排洪渡槽（桥）、倒虹吸管、排洪闸、涵洞分别参见本规范第 4、5、7、10 **章，溢洪侧堰的水力计算可按水力学中分水角为** 90° **时的实用堰水力计算方法进行计算。其结构计算和地基处理方法也同样参见上述各章。**

11.4 运行管理

11.4.1～11.4.3 **排洪建筑物、排洪渠道和洪水排泄区容泄区应该作为一个整体，加强运行管理和养护维修，作到必要时能及时启动、安全运行，满足渠道工程总体运行管理的要求，确保渠道工程的安全。**

12 量水建筑物

12.1～12.3 在灌溉及排水工程中为提高工程管理的现代化水平，给结算或征收水费提供可靠依据，需要准确地测量流量或水量。现代明渠量水方法、测流仪器设备越来越多，多数具有自记录功能，为水利工程实现现代化管理创造了条件。在利用渠系建筑物或堰槽测流的方法中，现在不少也安装了自动记录水位计，可实现自动化监测。在设计或使用这些仪器设备时，要注意按照产品的安装和使用说明书实施。

在设计量水建筑物时，除满足本标准外，同时应满足以下所列的主要标准：

测流相关标准

1 《水工建筑物测流规范》SL20--92

2 《堰槽测流规范》SL24--91

3 《河流流量测验规范》GB50179--93

4 《动船法测流规范》SD185--86

5 《水位观测标准》GBJ138—90

6 《水道观测规范》SL257--2000

----测流仪器相关标准

1 《水位计通用技术条件》SL/T243--1999

2 《明渠水流测量　浮子式水位计》GB11828--89

3 《水文测报装置　遥测水文计》GB11830--89

4 《压力式水位计》SL50--93

5 《水位测针》SL/T147--1995

6 《超声波水位计》SL/T184--1997

7 《水文测报装置　遥测闸位计》SL/T209--1998

8 《旋桨式流速仪》GB11826--89

9 《旋杯式流速仪》GB11827--89

10 《直线明槽中转子式流速仪的测定方法》SL/T150--95

11 《超声波流速仪》SL/T186—1997