

中华人民共和国水利行业标准

灌溉与排水渠系建筑物设计规范

SL 482—2011

条 文 说 明

目 次

1	总则	155
2	术语和符号	157
3	建筑物级别划分和洪水标准	158
4	基本规定	160
5	渡槽	164
6	倒虹吸管	175
7	涵洞	200
8	水闸	204
9	隧洞	208
10	跌水与陡坡	214
11	排洪建筑物	221
12	农桥	226
13	量水设施	234
14	安全监测设计	242

1 总 则

1.0.1 渠系建筑物是在灌区或排水区渠道系统上为使渠道通过天然或人工障碍输送水流、控制及合理分配水量、保证渠道安全运用而修建的一系列水工建筑物的总称。

渠系建筑物分布在灌区或排水区的各级渠道上、数量巨大、种类繁多、型式多样、地域特色显著。一些骨干输水渠系建筑物位居关隘山口常常成为灌排区渠道的咽喉性关键工程，大量的渠系建筑物虽然其单个建筑物规模不大，但由于数量众多，故总工程量及在灌排区工程总投资中所占的比例却很大。例如湖南韶山灌区总干渠和北干渠工程总投资中，渠系建筑物投资占 44%，是渠首取水枢纽工程投资的 6.3 倍。尤其值得注意的是，我国 20 世纪 50 年代末至 70 年代初修建的大量渠系建筑物现在已呈现老化病害。据 1992 年对全国大型灌区 225570 座渠系建筑物的统计，需大修 的占 13.02%，需加固改造的占 10.84%，需重建的占 9.66%，需要再投入大量的资金和劳力。因此，制定本规范以统一渠系建筑物的设计标准和技术要求，提高设计质量，做到技术先进、安全可靠、经济耐用是十分必要的。

1.0.2 大、中型渠系建筑物泛指输水流量大于 $100\sim 20\text{m}^3/\text{s}$ 的 1~3 级渠系建筑物。

随着经济及社会发展，当前渠道工程已经广泛应用于灌溉、排水、城镇供水、工业用水、跨流域调水等多个方面，大多具有综合利用性质。由于上述多个方面执行的现行国家和水利行业标准各不相同，具体的建筑物型式各有特色，突出的技术要求各有差异，限于篇幅难以照顾周全。故本规范按灌溉渠道和排水沟道渠系建筑物设计编写，其他方面如有需要，可根据实际自身具体情况参考使用。另外依据当前铁路、公路运输发达或者对水质要求较高，现在渠道内船舶运输较少的情况调查结果，本规范没有

编写通航渠系建筑物的内容，因此，特别强调只适用于非航运渠道。

特大型渠系建筑物泛指输水流量大于 $300\text{m}^3/\text{s}$ 的渠系建筑物。为了合理配置水资源，跨区域调水将是 21 世纪中国水利建设的一大特点，此类渠道的渠系建筑物规模常特别巨大。例如南水北调中线工程干渠渠系建筑物的设计流量多在 $500\text{m}^3/\text{s}$ 左右，其渡槽槽身的每延米荷载（不包括自重）可为铁路荷载的十几倍乃至二三十倍，在设计理论、结构型式、新材料运用、施工技术等方面均带来一系列需要研究的新问题，故这种特殊重要的特大型渠系建筑物设计需要专门研究。

1.0.5 《水工混凝土结构设计规范》（SL 191—2008）采用经多系数分析的单一安全系数 K 的表达方式。农桥可按本规范取定汽车荷载，再按照 SL 191—2008 或《公路桥涵通用设计规范》（JTG D60—2004）的规定进行结构设计。

1.0.6、1.0.7 本条中明确列举的只是相关规范的一部分，使用本规范时应注意使用相关规范或技术标准的最新版本。

2 术 语 和 符 号

2.1 主 要 术 语

本节所列举的的名词、术语详见下列标准和文献：

《岩土工程基本术语标准》(GB/T 50279—98)；

《砌体结构设计规范》(GB 50003—2001)；

《水利水电工程技术术语标准》(SL 26—92)；

《农田水利技术术语》(SL 56—93)；

《中国水利百科全书》(水工建筑物分册)。

2.2 符 号

本节所列举的和未列举的符号、单位详见下列标准：

《水利水电量、单位及符号的一般原则》(SL 2.1—98)；

《水利水电通用量和单位》(SL 2.2—98)；

《水利水电专业量和单位》(SL 2.3—98)。

3 建筑物级别划分和洪水标准

3.1 渠系建筑物级别划分

3.1.1 本条的渠系建筑物分级标准执行了《灌溉与排水工程设计规范》(GB 50288—99)的规定,同时也照顾到所在渠道因某种理由而提高了工程级别的特殊情况。

3.1.2 渠系建筑物与铁路或公路工程分级指标的型式、内容互不相同,两者从指标值上难以比较,已成工程的业主也常常会要求较高的级别。本条强调应按相交工程中最重要工程的工程级别和特殊要求为准的原则,实事求是地积极协商确定。

3.1.3 堤防工程级别遵循《堤防工程设计规范》(GB 50286—98)规定确定。堤防上修建的渠系建筑物与堤防同时起挡水作用,不能因渠系建筑物失事导致堤防破坏而造成损失,故规定渠系建筑物级别不应低于堤防工程的级别。

3.1.4 与其他建筑物结合修建的渠系建筑物,只有按其中的最高级别确定其工程级别才能有效地保证共同安全。例如公路桥与水闸或与渡槽结合修建,则应以两者中级别高者为准确定该建筑物的级别。对于多用途的渠系建筑物,例如用于灌溉、城镇和工业企业供水的渡槽,则应按上述不同行业规定的级别最高者确定。

3.1.5 所处位置或者作用特别重要者和“失事后将造成重大灾害和损失者”,主要指失事后将会给人、设施、环境或工程自身造成重大损失或严重后果的渠系建筑物;“大跨度”一般指40m以上的跨度;“高支撑”一般指高度在30m以上的支撑结构;“高水头”一般指15m以上的水头;“大落差”一般指10m以上的落差。提高渠系建筑物的级别还应经主管部门批准后方可执行。

3.2 洪水标准

3.2.1 本条引自 GB 50288—99 表 3.3.3，并取该表表列上限值。

本规范将渠系建筑物与灌排建筑物同等看待，综合 GB 50288—99 表 3.3.3 及其注解内容写成本条文。如果存在需要将渠系建筑物与渠道同等看待的情况，可以说明具体情况并按照 GB 50288—99 有关规定选择合适的防洪标准。

3.2.2 表 3.2.2 引自 GB 50288—99。潮汐河口（兼挡潮）渠系建筑物的安全主要与潮汐水位有关，因此若按表 3.2.2 确定的设计洪水位低于当地历史最高洪（潮）水位时，应将当地历史最高洪（潮）水位所对应的洪水作为校核洪水标准。

设计洪水依靠概率统计、经验或推理公式分析计算，除洪水流量外，还有洪水位、洪量和洪水历时过程等要素。应强调采用历史洪水调查方法、类比分析和调查已成同类工程成功经验的方法综合分析得出结论，以更全面地保证渠系建筑物的安全。

4 基本规定

4.1 建筑物类型选择

4.1.1 渠系建筑物的设计，包括其服务对象和范围、规划布局、座数、设计方案、结构型式、施工方法、投资以及在其等级同一条渠道上所有渠系建筑物产生的总水头损失值等，均应满足渠道工程总体设计的要求。

4.1.2 属于渠系建筑物但已有专门规范的抽水和发电建筑物，本规范不再重复规定。

4.1.3 渠系建筑物设计在经济发达地区可优先采用斜拉式桥（渡槽）、预应力混凝土结构等先进技术和精密量水等仪器设备。同时应满足各地区渠道可能突出存在的抗冻、抗震、防泥沙淤积等特殊要求，并应优先采用已往的成功经验。

4.1.4 同一条渠道（指一条干渠、支渠或斗渠）上初步拟定的所有渠系建筑物的水头损失和造价之和，不能大于渠道规划给定值。

4.2 总体布置原则

4.2.2 本条所述的“急坡”是指渠道纵坡大于其临界坡度的水力学专用名词。由于急坡所具有的水力学特性，如不遵照此条规定，将会发生分水闸引不进足够的水、下游产生冲击折射波强烈冲刷渠槽、水流跃出渠槽等严重后果。

4.2.3 渠道长度和范围大，渠系建筑物有条件时应尽量避开不良地质渠段，或者在不良地质渠段中选用比较容易处理的渠段，努力降低地基处理费用和缩短处理时间。当受条件限制，渠系建筑物确需修建在不良地质渠段上时，则应分析研究采用适宜的布置方案、结构型式和工程措施使其达到设计要求。例如渡槽，当通过地段的地基承载力不满足要求时，既可采用轻型结构并减小

跨度来减轻上部荷载，也可采取地基加固措施提高地基承载能力，还可采用深基础把上部结构荷载传至坚固的深层地基或以与地基产生摩阻力的方式承载。

4.2.4 做到本条对几种建筑物布置原则的规定，则可基本满足水力条件好和工程量小的要求。条文中采用“宜”字的规定还兼顾了其他因素的综合要求。例如，分水闸或设于渠道一侧的泄水闸，其中心线与上级渠道中心线的夹角不宜为 90° 以有利于引水、泄水。连接与渠道斜交公路的农桥在安全范围内也可不是正交以方便交通等。

4.2.5 明流流态的水头损失较小，能使渠道控制较大的灌溉面积。

4.2.6 为确保人身安全必须采取相应措施。

4.2.7 制定安全运行规程、操作制度和进行安全监测设计，都是有利于渠系建筑物安全保障的规定。

4.3 结构设计计算基本规定

4.3.1 采用外形优美的新结构需要额外的资金支持，故本条对使用范围作出了一定限制。

4.3.4 根据全国经验，使用强度等级为 C25 以上的混凝土所增加的投资有限，但混凝土的抗碳化能力有很大提高。在重要部位如渡槽槽身、倒虹吸管管壁、涵洞洞壁、隧洞混凝土衬砌等部位，止水发生破坏的可能性较大，采用两道不同型式止水的规定是确保建筑物安全正常运行的必要措施。

4.3.5 作用于各种渠系建筑物上的荷载及荷载组合是不同的。本条按照《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—1997)附录 A 的分类并增加了部分内容写成，符合 SL 191—2008 的要求。

4.3.8~4.3.13 这几条指出了 DL 5077—1997 缺失的几种荷载的计算方法。其中关于渡槽风压力及温度荷载计算说明如下：

长期以来渡槽的风压力一直参照《工业与民用建筑结构荷载规范》(TJ 9—74) 及其以后的修订版给出的方法及公式进行计

算。但渡槽和工业与民用建筑有较大区别，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型情况。近些年，同济大学土木工程防灾国家重点实验室根据水利工程中出现的渡槽风毁情况，对渡槽进行了风洞实验，提出并发表了有关研究成果，其风载体型系数 u_s 值见附录 A.0.5 表 A.0.5-3 中的槽身部分。该表中的排架、拱圈及槽墩的风载体型系数参考《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 21—89) 确定，桁架部分则主要参考《建筑结构荷载设计规范》(GB 50009—2001) 确定。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，为安全计通常不予考虑。表 A.0.5-1 的风振系数 β_z 取自 TJ 9—74。对于重要的高排架梁式渡槽的抗风计算还应参考有关书籍进行。

温度荷载对大体积水工混凝土建筑物的影响一直受工程界重视，但对于渠系建筑物的影响则研究甚少。从国内已建渠系建筑物的情况看，如渡槽、倒虹吸管，基本上是无槽不裂、无管不裂，这与设计中未充分考虑温度应力有密切关系。由于渡槽、倒虹吸管长期经受持续变化的日温、日照辐射及槽、管内水温的影响，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混凝土体内温度发生变化；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，除应分析探索渡槽、倒虹吸管的温度应力计算方法之外，更加重要的是设计中必须采取遮阳、苫盖、埋藏等针对性强的保温措施，只有将温度变差降低到最小程度的前提下，才有可能有效防止因温度变化而引起的混凝土开裂。本规范附录 A.0.4 给出了渡槽及倒虹吸管温度荷载的计算方法，温度应力可由结构力学方法求得。

4.3.14 荷载组合应根据本规范各章的有关规定选用，还可根据具体情况增加可能出现的最不利荷载组合。

4.4 地基处理原则

4.4.1 地基处理费用占渠系建筑物总造价的比例常较大，因此对不良地基首先应设法避开，其次应避重就轻，实在不得已时才对不良地基采取处理措施。

4.4.2~4.4.6 地基处理的方法很多，发展也很快，建筑、公路、铁路行业均单独发布了地基处理规范。为减少篇幅本规范只提示性的作了原则规定。

4.4.7 地基处理方案其实是与渠系建筑物的总体布置、水力设计和结构设计方案一起反复比较而同时确定的。

5 渡 槽

5.2 总 体 布 置

5.2.2 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,已从全局考虑确定了渡槽的位置。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。可以找寻地质条件较佳的位置,还可以用渠道沿河沟绕向上游后再设渡槽以求减小渡槽的跨度或降低高度等。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。

5.2.4 渡槽进、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(槽台、挡土墙等)以及为满足运用、交通和泄水等要求而设置的建筑物。

渡槽进、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,且应做到填方沉陷小、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。

槽身与两岸渠道或其他建筑物连接处,应做好防渗排水处理,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。

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；为停止灌溉或轮流（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。

渡槽进、出口两端的急弯会造成槽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。

渐变段两侧一般为挡土墙结构，其型式与长度直接影响工程量的大小和施工难易。收缩角或扩散角愈小，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（收缩角或扩散角）。

渡槽槽身接缝漏水是一普遍现象，已成为严重威胁渡槽安全运行和浪费水量的突出问题，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致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。

5.3 结构型式和构造

5.3.1 渡槽结构型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）的结构型式、材料和跨度。

梁式、拱式及桁架式渡槽是较常用的渡槽型式。斜拉式渡槽是以墩台、塔架为支承，用高强缆索将梁以弹性支承型式吊挂在塔架上的输水结构。斜拉结构较早地用于桥梁，20 世纪 80 年代开始在渡槽中引入了这一结构型式。20 世纪 80 年代末在渡槽工程建设中应用了拱梁组合式这一新型结构型式，拱梁组合式是用槽身作为桁架拱的上弦杆，和竖杆（排架）、下弦杆（拱）组成

整体，联合作用、共同受力。 π 形拱渡槽是最简单的拱梁组合式渡槽，即用两根斜杆代替竖杆和下弦杆，与槽身组成联合受力的 π 形刚架。

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。地形、地质条件对渡槽结构型式选择起重要作用。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型式的大跨度渡槽，在滩地则采用梁式、桁架式或中、小跨度拱式渡槽等，以便缩短工期，降低造价。对地形、地质条件，既可采用不同结构型式来适应，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。

5.3.2 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拉能力以减少裂缝、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，施工方法也较复杂，相应地也增加了投资，这里有一个经济比较问题，应针对每一工程的具体情况经技术经济比较论证后选定。

5.3.3 中、小型渡槽槽身横断面采用的是单槽的矩形和 U 形断面型式，当跨度及槽身荷载较大时，为减小槽壁厚度可于槽身横向加肋或槽底设置纵梁。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

一种型式。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。U形渡槽若采用多槽互联，仅在直壁段互联，节省材料有限，但施工复杂，故采用多个单槽型式更合适。

对于跨宽比不小于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。

5.3.4 梁式渡槽纵向结构型式除简支梁式、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。大型渡槽采用预应力结构后，其跨越能力大大提高，采用较大的跨度较为经济，而且外形协调、美观。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多方案技术经济比较才能解决的问题。

5.3.5 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。条文中给出的矢跨比的选用范围是根据实践经验得出的，可供参考。

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

修建了一批拱体变宽、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 1/50~1/40，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。

5.3.6 梁式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，称梁式桁架。有简支和双悬臂两种型式。桁架梁式渡槽与梁式桁架不同的是，以矩形截面槽身的侧墙和 1/2 槽底板（呈 L 形）取代梁式桁架的下弦杆或上弦杆而成，取代下弦杆的称下承梁式桁架渡槽，取代上弦杆的称上承梁式桁架渡槽。

拱式桁架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，耐久性差，对混凝土浇筑和施工吊运要求较高。但由于其优点较多，如果在承受拉力的弦杆（如下承拱式桁架的下弦杆）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。

5.3.7 混合式墩架不仅用于跨越河流的渡槽，当槽高较大，用加大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。

在实际工程中，除多跨拱式渡槽每隔 3~5 跨应设一加强墩外，有的多跨单排架工程，当跨度小于排架高度时，也每隔 3~5 跨设一加强墩。

5.3.8 橡胶支座已经广泛应用于桥梁工程中，近年来在渡槽工程中也有大量应用，尚未见到不良事故报道，应进一步总结经验。

5.4 水力设计

5.4.1 对于长渡槽，其总水面降落采用能量方程计算，见附录 B 中第 B.1.2 条的公式 (B.1.2-1) ~ 公式 (B.1.2-5)，4 级、5 级渡槽也可按附录 B 中第 B.1.2 条的公式 (B.1.2-6) ~ 公式 (B.1.2-8) 简化计算。对于短渡槽，因公式 (B.1.1-2) 及公式 (B.1.1-5) 已是按总水面降落计算，可不再进行总水面降落计算。

槽身最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 B 中第 B.1.3 条的公式 (B.1.3-1) ~ 公式 (B.1.3-3) 确定。

按设计流量工况确定了渡槽各处底部高程后，还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。

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型式有关，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 ξ_1 、 ξ_2 均有出入，而且每种渐变段型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 B 中的表 B.1.2 取用 ξ_1 、 ξ_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 ξ_1 、 ξ_2 值。水流通过渡槽的总水头损失 ΔZ 中，进、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都将产生一系列影响，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型式，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 0.3m，准确值应通过水工模型试验确定。

在寒冷地区，渡槽出口端与渠道的连接宜设计为正坡，以免冬季停灌后，渠道或建筑物结冰，造成冻融破坏。

本条第 6 款所述的河床冲刷问题十分复杂，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，南水北调中线穿黄河工程比较方案中的孤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《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30—2002)中的公式。

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。

5.4.2 渡槽布置型式多样，常出现由于渡槽布置型式、出口转弯过急、下游渠道横断面、纵坡变化等情况而影响渡槽过流能力的事例，因此强调对大型、重要渡槽进行水工模型试验是必要的。

5.5 结构设计

5.5.6 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，就应按翼缘宽度的规定计入部分或全部底板的作用。对于 U 形槽身，由于断面型式较复杂，纵向配筋多按总拉力法计算，即考虑受拉区混凝土已开裂，不能承受拉力，因而形心轴以下全部拉力由钢筋承担。

对于大、中型预应力槽身结构，其三维受力效应明显，设计中宜采用梁理论与弹性理论相结合的分析方法，即先按常规的结构力学方法，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。但上述结构力学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。

5.5.7 关于 U 形槽身端肋的结构计算，还可参考杂志《湖南水利》1983 年第 3 期刊登的《介绍 U 形渡槽支座计算》一文的

方法。

5.5.8 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处，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。

土质地基上的超静定拱，墩台位移后引起拱的塑性变形，计算墩台位移引起的拱圈附加应力应考虑塑性变形的影响，将其按弹性变形计算的附加应力折减 50%。

本条第 5 款所述关于计算偏心受压构件（钢筋混凝土主拱圈）时，应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响问题，因内容较多，详细应执行 SL 191—2008 第 7.3 节规定。

5.5.10 中、小型渡槽荷载不是很大，采用的是一端两支点的支承方式。但对于大型渡槽，如南水北调工程中的渡槽，荷载巨大，一般采用多槽型式，当选用矩形断面时，往往多槽互联，此时，槽身两端形成多点支承，支座变位及承载力分布十分复杂，应进行专门研究分析。支座的材料及结构型式对渡槽的减震效果影响很大，地震烈度 6 度以上地区的大型渡槽应包含支座结构进行整体动力有限元分析和抗震性能的试验研究。

5.6 地基与基础

5.6.1~5.6.3 水利行业没有专门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》（JTG D63—2007）、《铁路桥涵地基与基础设计规范》（TB 10002.5—2005）、《公路钢筋混凝土及混凝土预应力桥涵设计规范》（JTG D62—2004）、《建筑地基与基础设计规范》（GB 50007—2002）。这些规范，有的采用允许应力设计法，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作用，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。

5.6.9 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，可见桩基使用的普遍性。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。在渡槽桩基中又以技术比较成熟的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《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)、《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—2008)、《建筑地基与基础设计规范》(GB 50007—2002)。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证明，“m”法比较符合实际。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。

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。

5.6.11 沉井基础是铁路部门习惯采用的成熟技术，特点是不需要钻机等大型设备，依靠人工便可施工，适用于多个基础同时施工、上部荷载大、覆盖层厚度小于 30m、没有顽石树根等不易粉碎挖出的障碍等情况。

6 倒虹吸管

6.2 总体布置

6.2.2 有关倒虹吸管线布置原则说明如下：

(1) 采用直线、正交布置的管线通常工程量较小；

(2) 高差大的倒虹吸管，其管身露天敷设有开挖工程量小、便于检修的优点，但在气温影响下内、外管壁将产生较大温差，易引起纵向裂缝而漏水，故钢管以外的倒虹吸管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、外壁温差的作用已不明显，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。其余情况的埋深均出于管道安全的要求；

(3) 倒虹吸管内应无空气，以免发生气蚀破坏；

(4) 倒虹吸管两端可采用斜（缓）坡式结构或竖井式结构。一般来说，岸坡较缓者，宜采用斜（缓）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斜（缓）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 $16.2\text{m}^3/\text{s}$ 、工作水头 67.5m、横穿长江河段水平长 900m，为三条 $D=2\text{m}$ 圆形断面的隧道，进出口两端均采用竖井式布置。又如南水北调穿黄河工程的孤柏咀倒虹吸管，采用两条 $D=8.2\text{m}$ 的隧道，长 3.5km，每条隧道的设计流量为 $220\text{m}^3/\text{s}$ ，加大流量为 $250\text{m}^3/\text{s}$ ，进口利用施工竖井采用竖井式结构，为便于将来检修，出口布置为斜井式。再如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 $82.5\text{m}^3/\text{s}$ ，两岸进、出口均采用 1:4 的斜井型式。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。

6.2.3 管道型式包括管道、管床选型、管身布置型式和管道材料选择三方面内容：

(1) 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（管径 $D \leq 600\text{mm}$ ）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 $170\text{m}^3/\text{s}$ ，加大流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ ，采用矩形箱涵式钢筋混凝土管身，为 3 孔一联结构，单孔断面 $6.0\text{m} \times 6.2\text{m}$ 。又如北京永定河倒虹吸，设计流量 $Q=50\text{m}^3/\text{s}$ ，加大流量为 $60\text{m}^3/\text{s}$ ，采用 4 孔一联，单孔断面为 $3.8\text{m} \times 3.8\text{m}$ 的矩形箱涵式。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。结合地形、地质条件和管座型式，经过论证还可以采用其他合适的断面型式。

(2) 管身通常采用地埋式和露天桥式两种布置型式，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，地埋式比桥式经济，但通过深沟大河时也常采用桥式露天布置。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一坪地公路的建筑物，总长 951m ，设计流量 $30\text{m}^3/\text{s}$ ，工作水头 35m ，采用长 840m 的两根 $\phi 3100\text{mm}$ 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 $20\text{m}^3/\text{s}$ ，工作水头 18m ，跨末水段采用桥式结构共 14 跨，每跨宽 28m 。

(3) 在管道材料选择时，应综合考虑地形、地质条件、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。通常以工作水头 H 和管径 D 的乘积 HD 值来确定各种管道材料的适用范围。目前国内各种管材的实际运用情况如下：

a) 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, $HD=20\sim150\text{m}^2$ 。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),例如陕西宝鸡峡漳水倒虹吸管,水头 50m,管道内径 3.25m, $HD=162.5\text{m}^2$ 。平原区的低水头、大流量倒虹吸管工程多采用矩形箱涵式。其中南水北调河北南沙河倒虹吸管 ($Q_{\text{设计}}=320\text{m}^3/\text{s}$,为 2 孔箱形,每孔内径 $9.6\text{m}\times9.6\text{m}$),白河倒虹吸管 ($Q_{\text{设计}}=330\text{m}^3/\text{s}$,采用 4 孔一联 $6.2\text{m}\times6.2\text{m}$ 的箱形管道),滹沱河倒虹吸管 ($Q_{\text{设计}}=170\text{m}^3/\text{s}$,为 3 孔一联的箱形管道,断面 $6.0\text{m}\times6.2\text{m}$)是目前国内断面尺寸最大的几个矩形箱涵式倒虹吸管。

b) 预应力钢筋混凝土管 (PCP) 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 40~80m, $HD=100\sim300\text{m}^2$ 。国内采用 PCP 管的倒虹吸管最大水头 212m,相应管径 $D=1.25\sim1.30\text{m}$ 、 $HD=275.6\text{m}^2$ 。湖南新安铺倒虹吸管 $D=2.0\text{m}$ 、 $H=140\text{m}$ 、 $HD=280\text{m}^2$ 。

c) 预应力钢筋混凝土管 (PCCP) 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 ($H=160\text{m}$ 、 $D=2.8\text{m}$ 、 $HD=448\text{m}^2$) 和南水北调北京总干倒虹吸管双排 ($D=4.0\text{m}$ 、 $H=60\text{m}$ 、 $HD=240\text{m}^2$) 的实际工程经验,目前国内 PCCP 管的适用范围为 $HD=200\sim500\text{m}^2$ 。

d) 玻璃钢夹砂管 (GRP) 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 ($D=3.1\text{m}$ 、 $H=46\text{m}$ 、 $HD=142.6\text{m}^2$) 等工程的经验,目前国内玻璃钢夹砂管应用的 $HD=100\sim200\text{m}^2$ 。

e) 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, $H=1074\text{m}$ 、 $D=2.0\text{m}$ 、 $HD=2148\text{m}^2$ 。在倒虹吸管中,昆明掌鸠河引水工程中的岔河倒虹吸管 $H=420\text{m}$ 、 $D=2.2\text{m}$ 、 $HD=924\text{m}^2$ 。目前国内钢管和钢衬混凝土管适用范围为 HD

$\leq 1000\text{m}^2$;

f) 球墨铸铁管 (DIP) 具有强度大、延伸率高、耐冲击、耐腐蚀等优点, 国内一些中、小型输水工程中已广泛采用。如正在施工中的湖南省长沙市引水工程, 设计流量 $950000\text{m}^3/\text{d}$, 设计水压 1.8MPa , 在地势较平坦的 51km 线路上采用了 DN2400、DN2200 和 DN1800 三种球墨铸铁管, 其中跨浏阳河的倒虹吸管采用了双线 DN2000 的球墨铸铁管。

综上所述, 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附录 C 中表 C.1.1, 供选择参考。

6.2.4 有关进、出口段布置说明如下:

(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。在沉沙池下游侧还需配套设置冲沙闸, 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, 栅面倾角一般为 $70^\circ \sim 80^\circ$, 栅条距 $100 \sim 250\text{mm}$, 采用人工清污时, 过栅流速控制在 $0.8 \sim 1.0\text{m/s}$; 采用机械清污时, 过栅流速控制在 $1.0 \sim 1.25\text{m/s}$ 。

(3) 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连接, 转弯半径一般采用 $2.5 \sim 4$ 倍管径, 如图 1 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, 而不用弯管连接, 如图 1 所示。

6.2.5 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, 应进行地基处理, 以免由于不均匀沉降而使管身

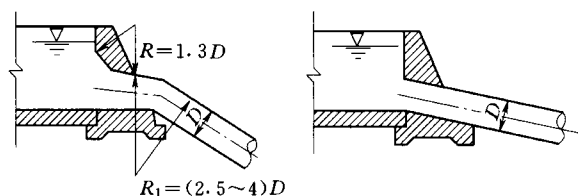


图 1 进水口示意图

产生裂缝，甚至开裂漏水。柔性连接的镇墩适应不均匀沉降，管身伸缩变形能力较好，但施工较复杂。位于斜坡上的中间镇墩，应采取上游端为刚性连接、下游端为柔性连接的型式，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。

6.3 水力设计

6.3.1 倒虹吸管通过水力设计选定管道横断面尺寸、管道数量和进、出口段各部分的布置型式、尺寸和有关高程。为此，在渠道工程规划或初步设计中，应给出上、下游渠道的断面形状、糙率、流量、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。通常存在下列三种情况：

(1) 已知设计流量、倒虹吸管的纵向布置、轴线长度和上、下游渠道水位，要求计算管道根（孔）数和经济过水断面或直径。

(2) 已知设计流量、倒虹吸管纵向布置、轴线长度和允许的最大总水头损失，要求计算所需的管道横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) 已知倒虹吸管的纵向布置、轴线长度、管道横断面尺寸和水头损失，验算其过水能力。

当出现在最小流量时进、出口管道没有充分淹没、管内流速和总水头损失不符合设计条件或出口需要消能等情况时，应调整布置和管道横断面重新计算。

6.3.2 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。平均流速与管材、制造与安装能力和造价有关。水头损失与流速的平方成正比，流速越大，水头损失越大，因此流速的选择对于倒虹吸管，特别对于平原地区水头宝贵的渠道上的倒虹吸管尤为重要。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 $1.5 \sim 2.5 \text{ m/s}$ 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管工程，通过设计流量 $440 \text{ m}^3/\text{s}$ 时，选择了双排 $D=8.2 \text{ m}$ 的倒虹吸管，其平均流速达 $4.16 \text{ m}^3/\text{s}$ 。已建和在建倒虹吸管的平均流速见表 1。

表 1 倒虹吸管平均流速选择统计表

工程名称	$Q_{\text{设}}$ (m^3/s)	管径 (m)	面积 (m^2)	$v_{\text{平}}$ (m/s)
新安铺 (湖南)	7.5	2.0 (圆管)	3.14	2.39
大市 (湖南)	20.0	3.5 (圆管)	9.62	2.10
黄庄 (山东)	176.0	7-4.2×4.0 (矩形管)	117.6	1.50
四头河 (山东)	58.0	4-2.5×2.9 (矩形管)	29.0	2.00
白河 (河南)	330.0	4-6.2×6.2 (方管)	153.16	2.15
孤柏嘴 (河南)	440.0	2-8.2 (圆管)	105.62	4.16
西赵河 (河南)	630.0	8-5.8×5.8 (方管)	269.12	2.34
小洼槽 (新疆)	30.5	2-3.1 (圆管)	15.1	2.00
三个泉 (新疆)	30.5	2-2.8 (圆管)	12.32	2.48
永定河 (北京)	50.0	4-3.8×3.8 (方管)	57.76	0.90
滹沱河 (河北)	170.0	3-6×6.2 (矩形管)	111.60	1.52

表 1 (续)

工程名称	$Q_{\text{设}}$ (m^3/s)	管径 (m)	面积 (m^2)	$v_{\text{平}}$ (m/s)
深圳大坝河 (广东)	30.0	2-3.1 (圆管)	15.1	1.99
重庆过江隧道 (重庆)	16.2	3-2.0 (圆管)	9.42	1.72
漳水 (陕西)	52.0	2-3.25 (圆管)	8.30	3.13
		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 C 中公式 (C.1.2-1) 计算的有压管流挟沙流速 v_{np} 。如 $v_{\text{平}} < v_{\text{np}}$, 则应缩小管径、增加管道数或加大上下游水面高差。

6.3.3 关于水头损失计算说明如下:

(1) 根据工程具体情况,倒虹吸管的总体布置不同时,其水头损失和水面降落计算也因具体布置而各不相同。

如图 C.1.3-1、图 C.1.3-2 所示,一般渠道与倒虹吸进水口之间设一渐变段,平顺连接。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 ΔZ_1 。该水面落差 ΔZ_1 可按附录 C 中公式 (C.1.3-2) 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各个局部阻力的影响,会造成水头损失 ΔZ_2 。该水头损失 ΔZ_2 可按附录 C.1.3 进行计算。

倒虹吸管管道出口与下游渠道之间通常也设渐变段平缓连接。由于能量的转化,将产生某些水面恢复 ΔZ_3 。该水面恢复值 ΔZ_3 可按附录 C 中公式 (C.1.3-4) 进行计算。

(2) 倒虹吸管的局部损失系数:对于圆形管道按附录 C.1 选取。对于矩形压力管的局部损失系数,目前研究尚不充分,一般也仿照圆形管的局部损失系数来选取。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 $5.8\text{m} \times 5.8\text{m}$ 的方管组成,最大过流量为

800m³/s，其布置见图 2）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 655m³/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 2，可供类似工程参考。

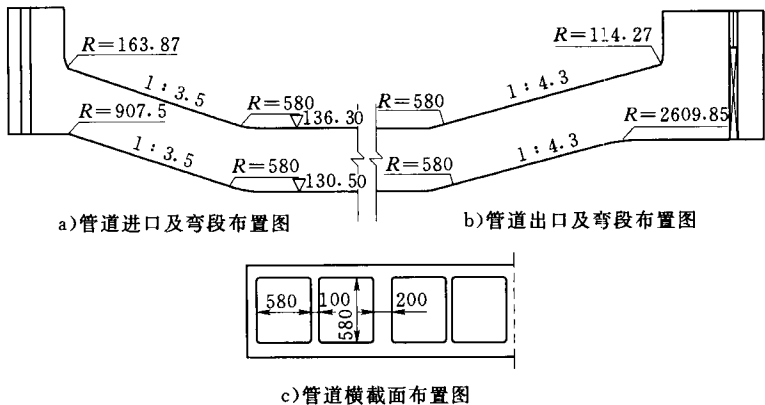


图 2 西赵河倒虹吸管布置示意图

表 2 管道局部和沿程损失系数表

建筑物 型式	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型式与渠道相接。渐变段的水头损失系数分别为：ξ₁＝0.10，ξ₄＝0.30。

(3) 压力管道边壁的糙率 n 值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: $n=0.011\sim0.0125$, 正常值为 0.012; 对于铆接钢管: $n=0.0125\sim0.015$, 正常值为 0.0135; 对于钢筋混凝土管,我国早期用 $n=0.016\sim0.017$, 随着施工工艺水平的提高,现在多用 $n=0.014\sim0.015$ 。

工程实际运行情况:

a) 钢筋混凝土管的 n 值:

湖南新安铺倒虹吸管,设计流量 $Q=7.5\text{m}^3/\text{s}$,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,设计糙率系数 $n=0.015$ 。运行 19 年后,于 1998 年进行了原型观测。施放 $Q=3.67\text{m}^3/\text{s}$ 、 $v=1.16\text{m/s}$ 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 $3.35\text{m}\times3.35\text{m}$ 方涵,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 $n=0.0116\sim0.0107$,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 $60\text{m}^3/\text{s}$,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,平均高差 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 $22.3\sim62.36\text{m}^3/\text{s}$,7 个流量、5 个区段的糙率值 $n=0.01125\sim0.0128$,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 $n=0.0122$ 。

三个工程的原型观测表明,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),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所取的 $n=0.0118\sim 0.0125$ ，我国采用类似方法施工的 n 值取 $0.012\sim 0.013$ 也不是没有可能的。

b) 预应力钢筒混凝土管是标准化、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 年山东省水利科学研究院曾对 PCCP—E 管（浇筑管）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 $7.5\text{m}^3/\text{s}$ ，管内平均流速 $1.5\sim 3.75\text{m/s}$ 。13 组试验获得的平均糙率值 $n=0.01005$ （由 $\lambda=0.0109$ 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。

c) 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。

6.3.5 关于进、出口水面衔接形式说明如下：

(1) 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，要求在通过不同流量，特别是通过小流量时管道进口处仍保持充分淹没状态，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型式等的差别，通常倒虹吸管的进水口和管身的连接有如下三种型式：

a) 深式进水口。例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 3 所示。

b) 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嘴倒虹吸管工程均采用此种布置型式，如图 4 所示。

c) 斜坡式进水口。进水口的管身沿斜坡铺设，管身头部直

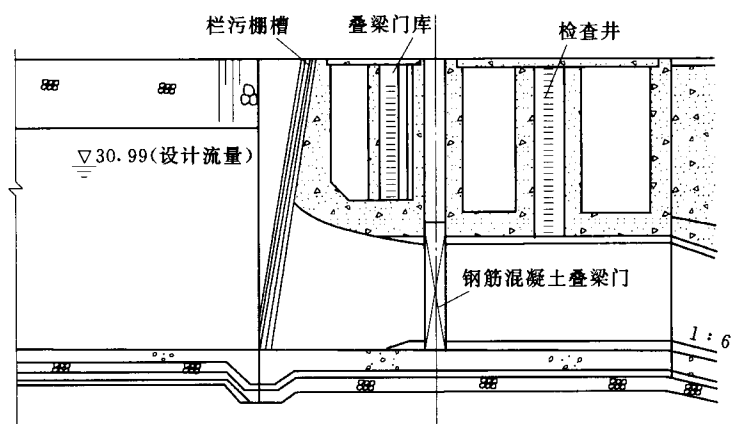


图3 某倒虹吸管深式进水口示意图

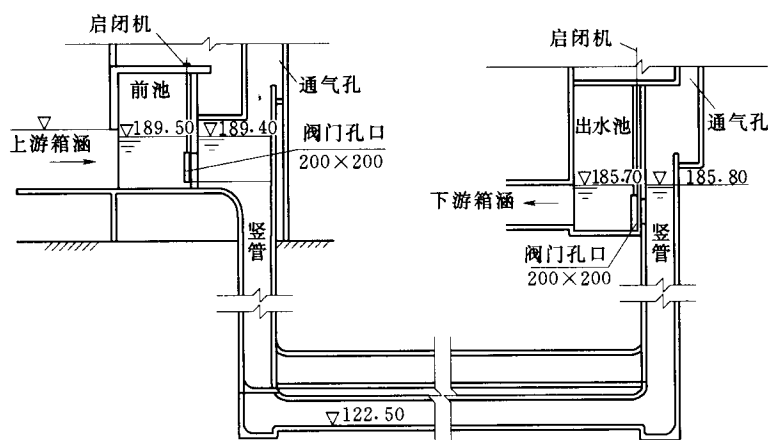


图4 某倒虹吸管竖井式进水口示意图

接插入挡水胸墙，管身底部平渠底或低于渠底。例如湖南的新安铺、大市等多处倒虹吸管和陕西宝鸡峡漳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。

以上三种进水口布置型式的工程实例情况见表3。

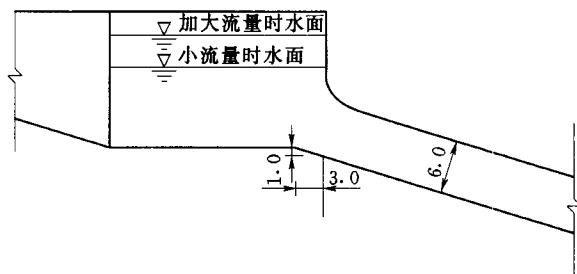


图 5 某倒虹吸管斜坡式进水口示意图

表 3 进水口布置型式和特性表

工程名称	进口与管道连接型式	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 (山东)	深式	75	方形	3-3.5×3.5	设检查孔	238.2	0.65
永定河 (北京)	深式	50	矩形	4-3.8×3.5	设通气孔	2500	0.65
主城区 过江排 污工程 (重庆)	竖井式	16.2	圆形	3-20	设通气孔	水平段 长约 900	进出口 高差
孤柏嘴 (河南)	进口竖井式 出口斜井式	440	圆形	2-8.2	设通气孔	3752	进出口 高差 3m
新安铺 (湖南)	斜坡式	7.5	圆形	1-2.0	未设	4368.3	14.36
大市 (湖南)	斜坡式	20	圆形	1-3.5	未设	1251.7	1.68
漳水 (陕西)	斜坡式	52	圆形	2-3.25; 1-2.9	未设	880	3.29
南排水河 (河北)	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 (山东)	斜坡式	176	矩形	7-4.2×4.0	未设	378	0.48

进水口与管身的连接型式不一样,则倒虹吸管压力流形成的条件也不一样。

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连接。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加以改善。经验表明,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。对于此种布置型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》(SL 285—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,如加大进水口埋深、关小出口闸门壅高进口水位等措施来达到上述要求。

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型式进入竖井,不利于竖井的运行。这时,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。

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)为淹没出流并能淹没管口。

(2) 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 $Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} < 1.0$, 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 4。由表 4 可见,除新安铺、大市两个倒虹吸管出口淹没度尚嫌不足以外,多数工程的出口淹没度均满足要求。

表 4 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
主城区过江排污工程 (重庆)	2.0	1.72	0.30	1.10
白河 (河南)	6.2	2.15	0.47	3.80

6.4 结构设计

6.4.2 本条只考虑了几种常见的荷载组合。对某些工程因结构不同、施工方法不同、设计运行要求不同,还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、运输或施工中的荷载,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,一般应为设计内水压力的 1.2~1.5 倍。

(5) 温度变化的影响也和其他恒载一样,对管道是经常存在且影响较大的,故此处将其列为基本荷载组合。对钢筋混凝土

管,虽然 SL 191—2008 第 8.1.2 条的注解规定:构件正截面抗裂验算“所指裂缝不包括因温度变化、干缩等非荷载原因产生的裂缝”。但本规范认为,对于倒虹吸管的抗裂验算,应将采取保温措施后仍可能出现的温度变化值作为基本荷载列入基本荷载组合。

(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) 埋管土压力计算公式,在《水工建筑物荷载设计规范》(DL 5077—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。《倒虹吸管》(取水输水建筑物丛书,2006 年)一书中,对高填土建议将 DL 5077—1997 中推荐垂直土压力系数乘以 1.25 系数。

6.4.3 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。

6.4.4、6.4.5 关于现浇钢筋混凝土管说明如下:

(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。另外因其抗裂性能较差,所以能够承受的水头(内水压力)也受到了一定限制,因此当水头 $H > 50 \sim 60\text{m}$ 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、钢管等。

a) 钢筋混凝土圆形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。对于常规管道宜简化为纵、横向两个平面问题分别计算。即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。

b) 横向内力计算:通常取 1m 管长作为计算单元,按管壁厚度 δ 和平均半径 r_c 的比值 δ/r_c 先判别属于薄壁管还是厚壁管,然后进行内力计算。

$$\text{薄壁管} \quad \frac{\delta}{r_c} \leq \frac{1}{8}$$

$$\text{厚壁管} \quad \frac{\delta}{r_c} > \frac{1}{8}$$

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,然后叠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按薄壁管的结构力学方法计算。

c) 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计算。由于管座是刚性结构,其弧形支承面上都铺设有关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,可不进行计算,在管壁内按抗裂的构造要求布置纵向钢筋即可。

间断式管座上管身的纵向内力计算,宜按横断面为圆环形的梁式管计算。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；

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

当 $\frac{L}{D} < \frac{1}{2}$ 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）。

(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。

a) 钢筋混凝土矩形倒虹吸管按规模大小其各部位壁厚可设计为等截面或变截面，按布置方式可分为单孔管和多孔管。

b) 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为杆件形心轴之间的距离，即水平杆件的计算长度为竖直杆件形心轴轴线间的距离，竖直杆件的计算长度为顶底板形心轴轴线间的距离。矩形管内角加腋的作用显著，但加腋边长 $\beta \leq 0.1L$ （ L 为孔跨）时应不考虑其影响，按等截面计算。

c) 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。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方法进行计算，特大型矩形倒虹吸管宜采用有限元方法进行应力分析。

6.4.6 关于预应力钢筋混凝土管说明如下：

(1) 预应力钢筋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、抗外压能力低、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) 预应力钢筋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 $D \leq 600\text{mm}$ 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、水泥省。如湖南大圳灌区新安铺倒虹吸管, 管径 $D=2.0\text{m}$, 设计水头 $H=140\text{m}$, 管壁厚 $\delta=130\text{mm}$, 就是采用一阶段法生产的。

6.4.7 关于钢管说明如下:

(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 ($H>50\text{m}$)、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, 只在桥式倒虹吸等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 $32\text{m}^3/\text{s}$, 采用 2 根管径为 2.65m 钢管。

(2) 钢制倒虹吸管的结构设计, 实质就是压力钢管设计问题。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, 只列出了设计中对几个主要问题 (管壁厚度、允许应力、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《水电站压力钢管设计规范》(SL 281—2003)。

6.4.8 关于预应力钢筒混凝土管说明如下:

预应力钢筒混凝土管又称 PCCP 管 (Prestressed Concrete, Cylinder. PiPe), 在美国、加拿大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, 维修工作量小, 是一种具有推广价值的好管材, 缺点是重量较大, 运输和施工不便。

我国目前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《预应力钢筒混凝土管》(JC 625—1996), 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。

钢筒检验压力按公式 (1) 计算:

$$P_g = \frac{2\delta T_y}{D_1 - 2T_y} \quad (1)$$

式中 P_g ——钢筒检验压力, MPa;

δ ——钢板承受的拉应力, MPa, 卧式水压时为 140MPa, 立式水压底部的应力为 175MPa;

D_1 ——钢筒外径, mm;

T_y ——钢筒壁厚, mm。

(3) 管芯成型及养护:

a) PCCP—L 管管芯混凝土一般采用离心法成型, PCCP—E 管管芯混凝土一般采用立式振动法成型。

b) 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。

c) 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:

a) 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%。

b) 缠绕时, 预应力钢丝在张拉控制应力下按设计的螺旋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。

c) 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。在采购中应明确管径、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 (要求采用单条或双条) 等技术参数和要求, 有特殊需要的可与工厂联合设计生产。

(6) 预应力钢筒混凝土管产品分类: 按我国建材行业 JC 625—1996 标准进行产品分类。

a) 产品型号: 预应力钢筒混凝土管 (PCCP), 按其结构分为内衬式 (PCCP—L)、埋置式 (PCCP—E)。

b) 管道压力级别: 根据管道使用时承受静水压力的大小分为九级 (0.4MPa, 0.6MPa, 0.8MPa, 1.0MPa, 1.2MPa,

1.4MPa, 1.6MPa, 1.8MPa, 2.0MPa), 以罗马字母 I 级、II 级、…、IX 级表示。

c) 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 (相当于承受内水压力为 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 ($D=2.6\text{m}$, 长 9.5km)、引黄工程连接段 ($D=3.5\text{m}$, 每节管长 5m)、南水北调中线北京段 ($D=4.0\text{m}$, 长 100km) 等。

目前我国生产预应力钢筒混凝土管厂家较多, 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。

6.4.9 关于玻璃钢夹砂管说明如下:

玻璃钢夹砂管又称 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) 玻璃钢夹砂管特点:

a) 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。

b) 抗老化性能和耐热性能好。玻璃钢夹砂管可在 40~70℃ 温度范围内长期使用, 采用特殊的耐高温树脂还可在 200 以上温度下正常工作, 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, 可延缓玻璃钢夹砂管的老化。

c) 抗冻性能好。可用于零下 20℃ 以下, 管内结冰后, 不会发生冻裂。

d) 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。

e) 水力条件好, 内壁光滑, 不结垢, 不生锈, 水阻小。

f) 在阳光直接照射下易老化, 不宜露天式布置。

g) 受力不均时管身容易变形, 并导致接头处漏水。

(2) 玻璃钢夹砂管管壁一般按其功能不同可分为三大层: 防

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）玻璃钢夹砂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）玻璃钢夹砂管产品分类：

玻璃钢管按我国城镇建设行业标准《玻璃纤维增强塑料夹砂管》（CJ/T 3079—1998），其产品按制作工艺方法、压力等级、管道刚度等级进行分类。

a) 按工艺方法分类：①定长缠绕工艺；②离心缠绕工艺；③连续缠绕工艺。

b) 按压力等级 PN 分类：压力等级：0.1MPa，0.6MPa，1.0MPa，1.6MPa，2.0MPa，2.5MPa。

c) 按刚度等级 SN 分类： $SN = EI/D^3$ ，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 N/m^2 ，2500 N/m^2 ，5000 N/m^2 ，10000 N/m^2 。

（5）目前我国有许多厂家生产玻璃钢夹砂管，管径 300~3100mm，压力等级 0.1~2.5MPa，管道刚度 1250~10000 N/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。采用玻璃钢夹砂管的工程也很多，如新疆某

供水工程，全长 400km，全部采用玻璃钢夹砂管。其中小注槽倒虹吸管全长 13km，直径为 3100mm，刚度为 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夹砂管口径最大、用量也最多的工程实例。

6.4.10 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。

6.5 管 座

6.5.1~6.5.4 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。选择时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，应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 $90^\circ\sim 135^\circ$ ，包角越大，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，以采用包角 $2\alpha=180^\circ$ 为宜。座垫厚度可采用 1.5~2.0 倍的管壁厚度，座垫肩宽可采用 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 6），以利于管道纵向自由滑动。

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，多用于钢管或预制混凝土管材的倒虹吸管或 3

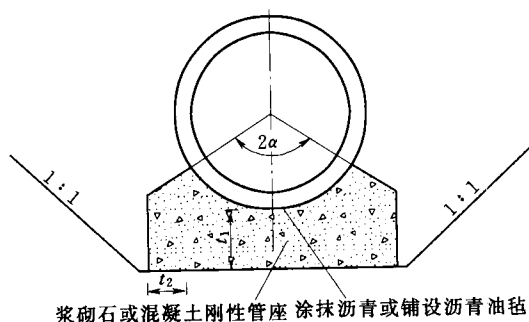


图 6 刚性弧形管座

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，其管座型式选择可按水电站钢管设计的有关规范要求进行。

6.6 细部结构设计

6.6.1 钢筋混凝土管裂缝产生原因是错综复杂的，一般主要是由于温度应力过大（超过混凝土抗裂强度允许值），设计不当（分节过长，支座型式不适宜，配筋不当）或施工不当（质量差，养护不到位）等所致，其中由于温度应力过大而引起裂缝是最常见的。根据湖南新安铺预应力钢筋混凝土管的现场观测，夏天管身内外最大温差可达 26.4°C ，试验表明，采取管身外侧填土（厚度 $0.5\sim 0.8\text{m}$ ）或采用泡沫混凝土作保温层（厚度 0.1m ）对减小温度应力效果显著，是防止裂缝最有效的措施。其他如选择合适的管道分节长度、选配合适的变形钢筋也是较为理想的措施，对高水头倒虹吸管宜采用预应力钢筒混凝土管等。

6.6.2 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 $20\sim 25\text{m}$ ，岩基上可取 $15\sim 20\text{m}$ ，露天取小值，完工后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），以减小摩阻力。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，加固时或采用环氧基液贴橡皮止水。各种接缝止水型式，应注意塑料（或橡皮）不能直接与沥青类材料接触，以免加速其老化。

6.6.5 进人孔通常可与泄水孔结合布置在镇墩内。若布置在管身上，则应将管壁局部加厚，并设密封盖（或泄水闸阀）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，后两种适用于浅埋式管，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应严密精细。这些孔洞的盖板或者闸阀还应不为非管理人员轻易打开，以确保输水安全。

7 涵 洞

7.1 一 般 规 定

7.1.1 渠道穿越道路、圩堤、高地时宜选用渠道涵洞（简称渠道涵），填方渠道被沟溪、道路或其他渠道穿越时宜设渠下排洪、交通或输水涵洞（统称渠下涵）。上述涵洞的进、出口均不设闸门，采取明挖、建涵、填埋的方式施工。

本章内容不宜直接应用于进（出）口设置闸门控制水位、流量的涵洞式水闸，以及渠首引水、分水和渠道泄水、冲沙等建筑物中的涵洞部分。

涵洞分为以下类型：

- （1）按作用划分——渠涵、渠下涵。
- （2）按流态划分——无压流、半压力流和压力流涵洞。
- （3）按型式划分——盖板涵、圆涵、拱涵和箱涵。
- （4）按材料划分——以钢筋混凝土、混凝土、浆砌石、成品管道等一种材料为主修建的涵洞。

在过水能力相同的条件下，单孔涵洞比多孔涵洞经济，应优先选取单孔涵方案。

7.2 总 体 布 置

7.2.1 涵洞平面布置的总体原则是进、出口及洞身水流应顺畅，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° 很多时，一般不应采用小于 45° 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。

7.2.4 涵洞的水流形态与洞型选择两者是紧密连系、相互关联

的，应统筹考虑。涵洞一般均优先选用无压流态。其理由是：①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防设施；②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；③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；④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振动，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。

7.2.5 涵洞的各种横断面型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，承载能力高，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。圆管主要用于小流量的排水涵洞，便于采用预制管安装，一般多不进行结构设计，可直接根据设计荷载，按定型产品的性能指标，选用相应规格的圆涵即可。

关于净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，应按本条规定执行。

7.2.8 渠下涵孔径尺寸的选定主要有两种情况：一种情况是已知设计流量、进口水深及出口水深，确定洞身断面尺寸。对于矩形断面，此时的洞高及洞宽均为未知，且涵洞流态判别又与洞高有关，有的流量计算公式还含有洞高要素，故需试算；另一种常

见情况是，对从渠底穿过的排水涵洞，多需根据拟定的洞身断面尺寸及出口水深，计算确定进口壅高水深。此时，一般是拟定多个不同断面尺寸的布置方案，分别计算确定进口水深，然后根据上游地形、地物允许的淹没条件，经方案分析比较后，确定出比较经济合理的洞身断面尺寸布置方案。当上游沟、河断面较大，或有低洼地带，具有一定的蓄水容积和调蓄作用，可使设计洪水时涵洞的下泄流量相应减小，则往往还应结合调洪演算确定比较经济合理的洞身断面尺寸。

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。如果考虑涵前积水，由于积水的调蓄作用，通过涵洞的最大流量必然小于上游天然来水的最大流量，从而使涵洞设计流量减小，达到使涵洞孔径尺寸减小，降低工程造价的目的。但由于涵前壅水计算影响因素众多，较难得出切合实际的计算结果，为安全计，其最大减小值不应超过对应于防洪标准时的洪水流量的 25%。

7.3 水 力 设 计

7.3.2 排水涵洞的流量计算属小流域洪水流量计算。在渠系建筑物中，排水涵洞所在河（沟）道的流域面积一般较小，多在 100km^2 以下。例如湖南韶山灌区的穿渠排水涵洞，上游流域面积多在 10km^2 以内；河南省陆深灌区总干渠及东一干渠 170 余座穿渠排水涵洞，除极少数上游流域面积为 $5\sim 10\text{km}^2$ 外，其余均小于 5km^2 ；南水北调中线工程，在其总干渠规划中，将河渠交叉建筑物中河（沟）道上游流域面积小于 20km^2 的排水建筑物称作“排水建筑物”，穿渠排水涵洞就包括在其中；平原地区排水涵洞所在河（沟）道的流域面积大些，但一般也多不超过 100km^2 。

小流域洪水的特征是：洪水暴涨暴落；流量小而洪水历时短；没有实测的洪水流量资料，设计流量只能按无实测资料进行推算，暴雨往往是形成洪峰流量的根本原因。

推算无实测资料设计洪水流量的方法很多，在我国水利系统中，对于山丘区，是按推理公式由设计暴雨间接计算洪峰流量，在推理公式中有一些设计参数，我国各省区水利系统均编制有用于本地区查算确定这些参数值的图集供选用；对于平原地区，则由设计暴雨确定的排涝模数计算洪峰流量。我国公路系统计算洪水流量的方法一般有径流形成法、形态调查法、直接类比法等。由于影响小流域流量计算的因素错综复杂，采用的计算确定方法又多，在选用时，应尽量选用适合本地区情况且比较成熟的地方性计算方法及公式，并尽可能与其他计算公式所得结果进行比较对照，在设计中要注意某些简化的条件及使用范围，切忌随意搬用。

7.3.3 20 世纪 50 年代我国较早而全面系统介绍有关涵洞水力计算方法及计算公式的是原苏联版的《水工手册》，以后的《水工设计手册》、《水力计算手册》以及一些水力学书籍和某些规范等所介绍的基本计算方法与计算公式也多与《水工手册》相同，但在某些方面相互间又有一定出入，有的所介绍的个别计算公式尚有值得商讨之处，且计算方法较为繁琐。最近出版的取水输水建筑物丛书中的《涵洞》一书，在长期生产实践中，对上述各种文献中介绍的有关涵洞水力计算方法及计算公式曾作了较全面的对比、分析和校正，根据生产实践经验，对原公式进行了改进，提出了一套实用而合理的计算方法与计算公式，这些方法与公式经长期生产实践中证明是正确合理而简便实用的，附录 D 给出了这一计算方法与相应的计算公式。

8 水 闸

8.0.1 为了避免与《水闸设计规范》(SL 265—2001)重复,本章只就渠道水闸设计特点进行补充性的规定,具体设计应执行SL 265—2001的规定。

8.0.2 对本条关于水闸分类和功能的有关款项补充以下说明:

冲沙闸常设在有坝或无坝渠首中配合其他设施冲沙。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,故未列入条款。

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° 的分水角引水,多采用涵洞式,规模较小,故未列入条款。

本条第2款提倡将就近的多个闸集中在一起,建成水闸枢纽。

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》(SL 265—2001)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》(GB 50288—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 SL 265—2001 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泄水的特点。

8.0.3 渠道水深有限、灌溉渠道水头宝贵，采用开敞式水闸的过闸水头损失和工程量均较小。对过水流量和孔口尺寸较小并位于渠堤上的水闸，以涵洞及填土代替桥梁沟通渠堤交通，同时也经济美观。

8.0.4 关于渠系水闸的总体布置说明如下：

(1) 闸址选择应以渠道规划为主，同时考虑地形、地质等条件。

闸址宜优先选用地质条件良好的天然地基，最好选用新鲜完整的岩石地基，或承载力大、抗剪强度高、压缩性低、透水性小、抗渗稳定性好的土质地基。淤泥、淤泥质黏土或粉沙、细沙地基最差，特别是粉沙、细沙地基抗渗稳定性差，应尽可能避开。中等土质地基若设计采取的措施失当，也有可能发生局部渗流破坏或局部冲刷，对此应予以注意。

分水闸闸址宜选择在顺直渠段或弯道凹岸顶点稍偏下游处。因为在弯曲渠段深槽一般都是靠近凹岸一侧，无论水位高低，主流随着深槽而偏向弯道凹岸，不仅对分水闸引水有利，而且由于弯道环流作用，底沙向凸岸推进，从而减少底沙被挟带入渠。

泄水闸、退水闸、排水闸闸址宜选择在距离容泄区近、地势低洼、出水通畅处，这样可缩短水头损失和土方量，增加有效排水量，减少工程投资。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，将渠水引入容泄区。例如陕西

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。渠道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 30 多年，泄水闸的安全作用功不可没。

(2) 为了保证过闸单宽流量和过闸水头损失不致影响渠道运行，闸孔净面积与渠道过水面积大致相等。

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。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。

水闸总净宽可根据闸的具体结构型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；闸底与渠底齐平的节制闸按淹没式宽顶堰计算；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，详见 SL 265—2001 的规定。

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 $5 \sim 10 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ ，砂壤土 $10 \sim 15 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ ，壤土 $15 \sim 20 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ ，黏土 $15 \sim 25 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$ 。

奇数闸孔便于使过闸水流对称于渠道中心线，从而减少渠道冲刷。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应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，且应与下游渠（河）道有良好的连接。

(3) 为了保证分水闸能得到足够的分水量，减少分水闸闸前泥沙淤积，泄水闸能够及时有效地排除渠道内的余水，分水闸、泄水闸的中心线与渠道中心线的交角宜为 $60^{\circ}\sim 90^{\circ}$ 。对分水闸较多的闸枢纽，因位置所限，也有交角更小的可能，但不宜小于 30° 。泄水闸下游的引渠宜短而直，以利迅速泄水，并减少泥沙在下游引渠中淤积。

(4) 闸底板或闸槛高程的确定，不仅对闸孔的型式、尺寸和闸室的稳定有着决定性的影响，而且直接关系到整个水闸工程的工程量和造价。应根据渠底高程、水流、泥沙、闸址地形、地质等条件，结合选用的堰型、门型，经技术经济比较确定。多泥沙河流上的分水闸，在满足分水条件下，闸槛高程可比渠底高程略高一些，以防止大量推移质泥沙被挟带入渠。排水闸、泄水闸，在满足排水、泄水条件下，闸底板或闸槛高程应尽量定得低些。以保证渠系集水面积内的洪水迅速排走。据调查了解：渠道泥沙少的江苏、河南、四川等省的水闸闸底板或闸槛高程多数与渠底齐平，安徽等省某些水闸闸槛高程比渠底高程略高一些，认为只要满足泄流条件就可以了。

(5) 工作闸门门槽应设在闸墩水流较平顺部位，这是一条基本原则。这样可以避免产生因水流流态不好对闸门运行带来不利的影响。

(6) 水闸的墙体相对单薄，我国北方地区的水闸常因冻胀原因造成墙体歪斜倾倒。抗冻胀措施以加大尺寸、加强排水为主，在墙背换填砂砾料、泡沫塑料板等措施也常采用。

9 隧 洞

9.0.1 隧洞设计应执行 SL 279—2002 的规定。本章仅做了一些补充性的规定，以方便理解和使用。

9.0.2 为了减小水头损失，渠道上常选用无压隧洞。关于洞线布置说明如下：

(1) 洞线不得偏离渠道规划线路太远。洞线选择时隧洞上覆岩体厚度应适中，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。

(2) 由于隧洞工程施工比一般明渠艰巨，单位长度造价高，当傍山渠道长度超过渠道直穿山岭的长度 5 倍时，选用隧洞输水可能是经济的。

(3) 泥沙不能淤积在隧洞中。设置集渣坑、沉沙池以促进推移质为主的泥沙沉积在洞前，再用定期清理或水力冲刷的方式排除。

9.0.3 无压隧洞洞身断面型式和尺寸很大程度上决定于围岩特性和地应力分布情况。圆拱直墙式断面轴线与实际内力分布状态有较大差别，但施工方便、水流平稳，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。其断面高宽比宜为 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型式，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，其受力条件比前两者好，适合于地质条件差、围岩压力大的情况。

9.0.5~9.0.8 这几条中所引出的几个附录，其内容是对 SL 279—2002 的规定的补充，以方便设计使用。

(1) 在洞身水力计算中，糙率 n 值的选用是一个较为重要的问题，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、流速大小及断面型式等有关。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。《锚杆喷射混凝土支护技术规范》(GB 50086—2001) 中介绍了两个喷射混凝土支护糙率系数的计算公式 [见该规范公式 (4.4.18-1) 和公式 (4.4.18-2)]，但公式中洞壁平均起伏差较难操作及准确测定，该规范曾对三个隧洞的喷射混凝土支护的糙率进行过实测，并与公式的计算值进行过对比，对比表明，当开挖采用光面爆破时，其壁面的平均起伏差可控制在 115mm 左右，其实测的糙率值为 0.0248，计算的糙率值为 0.025 左右，基本相同。在初步计算时，如表面可达到基本平整的要求，其糙率值可采用 0.025。

(2) 关于隧洞支护与衬砌设计的原则说明如下：

a) 隧洞支护是指通常所称的施工期的临时支护，其作用是加固围岩，提高围岩的自承能力，保证施工期的围岩稳定或提供必要的稳定时间。隧洞衬砌是指保证围岩稳定及使洞内有良好水流条件的洞壁支护结构，是隧洞永久运行所采用的专门衬护结构，包括在施工完成后又作为永久支护的一部分或全部的临时支护，本规范是将支护与衬砌分开的，支护仅指施工期的临时支护。对于施工后作为永久衬砌的临时支护则归为衬砌。

b) 理论和实践都证明，稳定和基本稳定的围岩具有自承和承载能力，将围岩作为与支护衬砌结构联合工作的承载体，而围

岩作为荷载承载的主体，以共同承担水压力及各种荷载，这是水工隧洞设计理论的进步，设计中应充分发挥这种能力，以节省工程投资。

c) 支护的型式选择应根据具体情况，在满足施工期围岩稳定或给后续工作留有足够稳定时间的前提下，通过方案比选确定。如果拟将支护作为永久衬砌，或必须留作永久衬砌，在支护方式的选择时，应考虑运行要求。选择支护型式时，应进行必要的计算（或估算）、分析，以确定支护结构所承受的荷载、支护可能达到的效果和安全程度。工程类比法是选择支护型式的有效方法，结合本工程实际情况，参照类似工程的实例进行支护型式选择有许多成功的例子。

d) 进行隧洞衬砌型式选择时，对于无压隧洞，可不考虑承担内水压力问题，也不要求满足最小覆盖厚度，但要考虑内水外渗问题。对有严格防渗要求的，可采用钢筋混凝土结构并加防渗措施。工程实践证明，水工隧洞采用钢筋混凝土衬砌结构，由于各种原因都存在裂缝而起不到抗裂作用，因此对有严格防渗要求的无压隧洞，若采用非预应力钢筋混凝土结构时，应与防渗措施联合使用。对一些特殊的地质条件，可研究采用预应力混凝土结构，并通过技术经济比较确定。有一般防渗要求的无压隧洞，对Ⅰ类、Ⅱ类围岩多采用锚喷结构，但考虑内水外渗会恶化围岩条件时，为安全计也常采用钢筋混凝土衬砌，应通过技术经济比较确定，当围岩是Ⅲ类、Ⅳ类、Ⅴ类时宜采用钢筋混凝土结构，主要是为了保证围岩稳定，满足安全运行要求。无防渗要求的无压洞，应以维护围岩稳定为条件来确定衬砌型式，具体采用哪种型式主要取决于地质条件，宜经过技术经济比较确定。

e) 如围岩坚硬完整、透水性小，且内水外渗不致影响相邻建筑物及围岩和山坡稳定时，通过技术经济比较，也可采用不衬砌隧洞。不衬砌隧洞可显著缩短工期，提前发挥工程效益，但糙率大、水头损失大，需要加大断面尺寸。

混凝土和钢筋混凝土衬砌厚度在满足强度和构造要求前提

下,应采用较薄衬砌。理论分析和工程实践表明,用增加衬砌厚度提高结构的抗弯曲破坏能力是有限的,甚至是不合理的。SL 279—2002 第 6.3.1 条给出的最小厚度是从施工要求出发的,实践证明,该厚度可保证施工质量。

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类、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,计算边界条件清楚,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具体情况选用。

(3) 关于围岩压力、弹性抗力及荷载组合中的几个问题说明如下:

a) 普氏山岩压力计算方法是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 (М. М. 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 的岩体重力,即均布的垂直围岩压力强度 q 为:

$$q = \gamma h \quad (2)$$

式中 γ ——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

中积累了较成熟的经验，故在无压隧洞衬砌设计中仍多采用此法。

b) 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：

$$H_p = 2.5 H_g \quad (3)$$

$$H_g = \frac{q}{\gamma} \quad (4)$$

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（2）；

γ ——土的容重，103kN/m³。

c) 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，衬砌与围岩应紧密结合，围岩应坚硬完整，并有足够的覆盖厚度，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 E 表 E.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 E 第 E.0.1 条。

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。

d) 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，其偶然组合即为基本组合与偶然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。

9.0.9 鉴于《水工混凝土结构设计规范》(SL 191—2008) 已经颁布实施，故增加本条规定，并应注意采用 SL 279—2002 的最新版本。

10 跌水与陡坡

10.1 一般规定

10.1.3 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或高填方的上、下游渠道连接建筑物外，在干支渠分水处，如两者高差较大时，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，常作为进水道等的连接建筑物。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），其后也需要使用跌水或陡坡来连接渠道或河（沟）道。

跌水与陡坡型式的选择，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，要满足安全经济则应是挖填方工程量少（水面线宜低于地面），即要选择地面落差集中处布置，或者随地形坡降而布置。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落差成正比，所以全国各地已建成的灌区中，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 $1:3 \sim 1:5$ 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。

斜管式跌水和跌井为地下封闭结构，具有土方开挖量、工程量和占地面积都小的优点，斜管段覆土后可以绿化复耕，恢复景

观或者通行道路，特别是能很好地适应高寒地区的抗冻胀要求，在我国东北等寒冷地区的多年运用经验表明，其防冻胀效果明显。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，也常采用跌井型式。此外，有些退水渠，如遇有陡坎且落差较大，土质较好且边坡稳定时，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 $6\text{m}^3/\text{s}$ ，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。

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。噪声对这些区域产生的影响应满足环境法的规定，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。

10.1.5 陡坡陡槽段的轴线如为折线会产生折冲波、水流不对称、淤积和空蚀等一系列问题，应慎重对待或采取相应处置措施。

10.2 总体布置

10.2.3 跌水与陡坡进口段的主要任务是：满足泄流能力的要求；使水流尽量平顺通过进口控制段进入跌落或陡坡；在通过各级流量时，均能保证上游渠道要求的水位，不发生过大的壅水和降水现象，同时做好防渗。为此，本规范规定了进口的形状、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。

10.2.4 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，故应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采用越来越陡的纵坡，这对防止出现

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 $7\sim 8\text{m/s}$ 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 14m/s 后就增加了空蚀破坏的可能性，因此，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型式、一定间距、高于陡槽的突出物组成。若其间距过小或者型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振动，严重影响建筑物自身安全，所以选择加糙型式时必须慎重或经试验确定。工程中常用的加糙型式有棋盘式、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，同时应加大陡槽边墙高度。

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型式。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。

陡槽的衬砌应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，往往会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，因此应严格控制接缝的施工质量。

10.2.6 跌水与陡坡设计中最关键的问题是防止下游渠道的冲刷。根据我国西北地区渠道的调查,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、深度和型式,消力池与下游渠道的连接型式以及运行管理情况等。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,而且应使跌口单宽流量 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) 消力池的宽度应能使消力池的单宽流量不大于 $10 \sim 15 \text{ m}^3/\text{s}$,跃前水流佛劳德数大于 2.5,在 4.5~9.0 之间;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 F.2。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。应注意,消力池的最大池长和池深并不一定与渠道最大设计流量相对应,应将通过陡坡或者跌水的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。

(3) 应保证消力池出口断面的流速分布均匀。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) 国内外在渠系建筑物新型消能设备方面的研究成果较多, 在大量试验的基础上提出了一些新型消力池, 如格栅式、USBR 式、SAF 式、冲击式和菱形陡坡消力池等, 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, 应结合具体工程情况详细类比选择, 跌差较大而重要的跌水或陡坡的消力池的布置型式, 宜进行水工模型试验确定。

10.2.8 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。因渗流及其冻胀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, 会加大跌水墙背的填土容重, 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时设置基础排水设施。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。

10.2.9 要求多级跌水(多级陡坡)在各级消力池末端至下一级的跌口(或下一级陡坡的陡槽起点)之间设置一段底坡为零的整流段, 整流段的纵向顶长应大于其水跃的跃后水深, 是为了使从消力池出来的极度紊乱水流能在整流段中得到调整并达到稳匀后再进入下一级, 使下级陡槽中不出现折冲波。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, 应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, 则应按出口断面处河道或宽阔沟道的实际水深来确定消力池深度, 无水河沟的水深应取为零。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。

10.2.10 为了保证斜管式跌水管内为压力流态, 应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,则浪费了管道断面,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、纵断面不应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型式的消力池。

10.2.11 我国东北寒冷地区为了保温,城市市政暗渠或为了使暗管少占地,多采用跌井型式,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工程量显著较小,跌差有时超过 20m。跌井的竖井为上小下大形状的,设计简单,而上大下小的竖井、弯管和横洞不应为满管有压流,设计比较复杂。跌井存在的主要问题一是进口淹没水深小、进口和井口顶坎的形状欠佳而常出现漏斗状漩涡,二是消能不完全,常造成出口冲刷破坏。

10.3 水力设计

10.3.1、10.3.2 在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必须进行的内容。

水跃计算首先应确定跃前水深,跃前水深一般由降水曲线推求。对下游水深较大,淹没式水跃在陡槽末端开始的情况应利用参考书籍介绍的方法推求跃前水深,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,本规范不便详述。本规范只简述了平底矩形消力池的设计原则,并在附录 F.2 中给出了其计算公式。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。

10.3.3 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应确定起始断面及其水深。大量试验表明,陡坡起始断面的

水深一般小于临界水深，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，最终向正常水深趋近。在实际工程设计中，为了简化计算，一般可采用临界水深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。

10.4 结构设计

10.4.7 关于跌水与陡坡消力池挡土墙及陡槽荷载的计算方法，可参考《溢洪道设计规范》（SL 253—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淤积机械的荷载。

11 排洪建筑物

11.1 一般规定

11.1.1、11.1.2 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而形成的意外事故，渠首或其他闸门操作失误造成的事故，以及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。我国四川等地区还有灌溉汛期兼做排洪渠道的习惯。修建排洪建筑物的目的就是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，在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设置兼有泄空退水功能的排洪建筑物。

当洪水水位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，不让洪水入渠以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、结构型式、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，应尽量减少附属工程数量。排洪建筑物应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，与其他渠系建筑物结合布置可以减少对渠道的干扰和工程量。例如：排洪闸与泄空退水闸结合、排洪渡槽与桥结合、渠下排洪涵洞与交通涵洞结合等。

11.1.4 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 条、11.3.3 条的条文说明。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。沿途汇集几个人渠口引入的洪水后，再经渠侧排洪建筑物排出，故其设计流量应是几个人渠口所引入洪水的流量之和。

11.1.5 一般的排洪建筑物应尽可能可以自动启用运行，以提高安全可靠性能。

11.2 总体布置

11.2.1、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) 引洪入渠口宜结合地形或防洪设计分散、多处设置。应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。

四川省等一些多雨地区的灌溉渠道，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。

(2) 进入渠道的洪水流量应不大于渠道设计水位以上安全超高断面所具有的泄洪能力。

11.2.3 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，堰前最高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、自溃式子埝等措施。溢洪侧堰应设在稳定的场地和良好的地基上，堰后有完善的消能防冲设施和洪水出路，确保安全泄洪。

11.2.4 虹吸溢流堰是在渠堤上利用虹吸作用自动宣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水位或加大水位齐平，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，实用效果好。

11.2.5 排洪闸泄量大并可很快泄空渠道水量，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 20 世纪 70 年代开始采用一种在被泄渠道上不设节制闸的无闸式泄洪闸。其潜没式泄洪闸开启后，被泄渠道的水流全部进入闸前渠底凹槽后泄出，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。

11.2.6~11.2.8 非入渠排洪建筑物包括与渠道立体交叉的排洪渡槽（桥）、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。

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。

渠下倒虹吸管、渠下涵洞的设计要点：一是要防止其淤积堵塞，进口应设沉沙池，断面不应过小；二是对水头损失要求不高，可采用较大纵坡；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，有条件的宜兼作交通涵洞。

11.2.9 在湖北、湖南两省的平原、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，根据需要或将河水引入渠道灌溉，或将渠道洪水泄向下游溪沟，同时满足了渠道和河道安全运行的需要。

可将平交的河沟与渠道比拟为十字路口交叉的两条大街，把节制闸比拟为设于路口的红绿灯，就可充分体会到平交排洪建筑物之妙处。

11.3 水 力 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，首先应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（自治区、直辖市）水文系统总结的成熟方法为主进行计算，参见本规范第 7.3.2 条条文说明。积水计算参见本规范第 7.2.8 条条文说明。

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、涵洞、排洪闸的水力计算分别参见本规范第 5 章～第 8 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。

12 农 桥

12.1 一 般 规 定

12.1.1 本章的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（即国家4等公路以下的等外级道路桥梁）。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可通行原汽—15级中型汽车。

12.1.2 《中华人民共和国水法》第四十三条规定：“国家对水工程实施保护。国家所有的水工程应当按照国务院的规定划定工程管理和保护范围。

国务院水行政主管部门或者流域管理机构管理的水工程，由主管部门或者流域管理机构商有关省、自治区、直辖市人民政府划定工程管理和保护范围。

前款规定以外的其他水工程，应当按照省、自治区、直辖市人民政府的规定，划定工程保护范围和保护职责。

在水工程保护范围内，禁止从事影响水工程运行和危害水工程安全的爆破、打井、采石、取土等活动”。

根据这一法律规定，所有在渠道管理或保护范围内兴建的所有行业的任何建筑物，都应服从本规范的规定。

12.1.4 我国交通运输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道路进行分级的规定。因此，本规范规定四级公路以下的乡村道路和渠堤专用检修路为等外级道路，在其上的桥梁为等外级桥梁，并定义为农桥。本章对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，田间道路是指村庄和种植田园之间或者种植田园内部的机耕路，放牧道路是指牧区很少通行中型车辆的道路，渠堤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统一命名为

农桥。

按本章规定的农桥的定义可知：一是农桥属于等外级桥梁；二是农桥不能通行重型车辆，只能通行中型汽车（按农桥—I级汽车荷载设计的农桥）或小客车（按农桥—II级汽车荷载设计的农桥），或者只能通行分别与中型车、小客车荷载相同的拖拉机、低速货车、三轮汽车；三是农用人行桥只能通行人群。否则应按国家等级公路桥梁设计。

根据国家发展和改革委员会决定，从2006年起取消“农用汽车”称谓，与汽车管理相衔接。按照《汽车产业发展政策》、《车辆识别代号管理办法（试行）》和有关国家标准的要求，三轮农用运输车更名为三轮汽车，四轮农用运输车更名为低速货车。

12.1.6 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，汽车运行速度低于设计速度；当设计速度低时，汽车运行速度高于设计速度。这也说明设计速度与汽车运行安全有关。表5摘录了我国交通运输部规定的各级公路设计速度，说明农桥已经采取了与四级公路相同的设计速度。

表5 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。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。

12.2 总体布置

12.2.2 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应符合本条规定，才能

确保不影响渠道功能和安全。同一渠道上的桥梁宜采用同一结构型式,以有利于优化设计和便于施工,且美观整齐。实现桥梁结构型式和跨度的标准化,可以达到提高质量、缩短工期、减小造价的目的。

12.2.3 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》(GB 50288—99)及《碾压式土石坝设计规范》(SL 274—2001)的有关规定制定。

12.2.4 参考《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,本规范编制组调查了国内农业机械生产供应情况,调查结果表明条文内容是合适的。调查结果如下:

为了解目前国内大型农业机械的结构外形尺寸,先后对国内20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0.96~1.929m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0.96~1.929m范围内。

农机尺寸大小不等,大多在0.5~2.7m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。湖州中收星光收割机有限公司生产的新三王一骄子联合收割机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,该公司生产的大型收获机械一般适用于大型农场,不适用于山区,

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。

12.2.5 本条要求当跨渠桥从渠堤检修路上空立体交叉通过时，其桥下净空除应满足桥下公路的功能要求外，还应满足视距和前方信息识别的要求，同时应满足渠堤宽度的要求。

12.2.7 本条内容基本上是《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2004)第 3.3.6 条的原文。

12.2.8 本条内容是长期实践的总结，合适的桥上和桥头引道纵坡可使桥路衔接顺畅，满足行车要求，充分发挥桥梁作用。

12.2.9 对小农桥可以采用一侧栏杆一侧路缘石的布置型式，既方便了满载秸杆的车辆通行，行人也有一侧栏杆保护。对跨度和高度更小的农桥，即万一有人掉下去也无危险的可只设路缘石。

12.3 农桥荷载标准

12.3.1 表 12.3.1 内容摘自 JTG D60—2004 的规定。本规范中其他渠系建筑物设计均采用 SL 191—2008 的规定，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，而作用效应是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。本章为了方便引用公路规范，故采用了公路规范的说法。

12.3.2 本条所说的公路—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》(JTJ 021—89)的汽车—超 20 级和汽车—20 级荷载等级。但车道荷载的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。

12.3.3 本规范增补农桥 I 级和农桥 II 级两个汽车荷载等级是出于下述原因:交通运输部公路设计中已经淘汰了汽车—15 级和汽车—10 级荷载。由于现有四级公路多数按原 JTJ 021—89 的汽车—15 级荷载设计,故 JTG D60 第 4.3.1 条第 3 款最后一段所表述的汽车荷载即为汽车—15 级的荷载,本规范将其命名为农桥—I 级汽车荷载。同理考虑到大量生产桥实际上以通行载质量为 2t 以下各种车辆为主,故本规范所命名为农桥—II 级的汽车荷载实际就是原 JTJ 021—89 规范的汽车—10 级荷载。

所增补的两个汽车荷载等级的计算图式仍为由均布荷载和集中荷载组成的车道荷载计算图式。但没有明确的荷载标准值,而是用其荷载效应和乘了折减系数后的公路—II 级荷载效应相等的方式表达的。其车辆荷载可以采用这种打折的方式表达,当然也可以直接使用汽车—15 级和汽车—10 级的汽车荷载或其车队中的加重车后轴重(分别为 130kN 和 100kN)来计算。

关于农桥—I 级汽车荷载折减系数的计算方法,系 JTG D60 第 4.3.1 条第 3 款已经采用的方法。而关于农桥—II 级汽车荷载折减系数的计算方法,本规范征得中交公路规划设计院同意后采用了分别计算跨度为 2~50m 的简支农桥在汽车—10 级或公路—II 级汽车荷载作用下的内力,然后以两者跨中最大弯矩和支座最大剪力关系的平均值作为折减系数。实际设计中对其他跨度和支承方式桥梁的折减系数则可照此推理计算确定。

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，本规范规定采用农桥—I 级汽车荷载设计这类等外乡村道路上的农桥，其实是将这类农桥与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，大多数乡村道路只通行汽车—10 级以下吨位的车辆，即按原 JTJ 021—89 规范设计的乡村道路桥梁仍然适用，因此本规范采用农桥—II 级汽车荷载设计。

由于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。

中型车指载质量小于 5t 的汽车。小客车指载客量为 19 座以下的客车，即载质量小于 2t 的汽车，以及载质量更小的低速汽车、三轮汽车、小四轮拖拉机等车辆。

《公路工程技术标准》(JTG B01—2003)中关于中型车的定义为：大于 19 座的客车和载质量大于 2t 至不大于 7t 的货车。小客车的定义为：不大于 19 座的客车和载质量不大于 2t 的货车。

《公路工程技术标准》(JTG B01—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，而且三级、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，以满足 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见表 6。

表 6 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。根据 2001 年交通调查资料统计，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将会继续下降。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”攻关项目《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见表 7。

公路通行能力分析所要求的车辆折算系数应针对路段、交叉口等型式，按不同的地形条件和交通要求，采用相应的折算

系数。

表 7 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	不大于 19 座的客车和载质量不大于 2t 的货车
中型车	1.5	大于 19 座的客车和载质量大于 2t 至不大于 7t 的货车
大型车	2.0	载质量大于 7t 至不大于 14t 的货车
拖挂车	3.0	载质量大于 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, 拖拉机遇汽车时向右侧避让, 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级、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, 每辆拖拉机折算为 4 辆小客车。

12.3.4 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为 4.0kN/m^2 , 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。

13 量 水 设 施

13.1 一 般 规 定

13.1.1 本章从渠系建筑物设计角度看,本应只规定量水测站布置及量水设施的结构设计。考虑到量水技术不为大部分水工专业设计人员所熟悉,内容又涉及水文水资源、量水设备和仪表、供电、交通和房建等多个专业。因此本章依据已有的《灌溉渠道系统量水规范》(GB/T 21303—2007)等的规定,对量水站网、量水方法等作了一些介绍性的、提示性的规定,具体设计应执行GB/T 21303—2007等的规定。至于量水设备和仪表、供电、交通和房建等专业设计也请执行相关规范。

13.1.3 作出本条规定的目的,是为了帮助水工专业设计人员理解渠道量水方法的实质。今后可能还有新技术诞生。

13.2 量 水 测 站 布 置

13.2.1、13.2.2 量水技术的发展首先是从实行灌溉计划用水制度开始的。20世纪60年代,陕西省关中地区的泾、洛、渭等灌区已经普遍实行了按照农作物灌溉制度编制用水计划,灌区管理局依据河道来水多少统一调配水量,争取最大灌溉效益,按斗渠为单位按用水量收费的灌溉管理制度。当时灌区内斗渠以上各级渠道的量水设施已经是比较完善的,巴歇尔量水堰是当时量水设施的主体型式。现在全国各个灌区都普遍实行了灌溉计划管理,先进灌区已经实现了全灌区联网自动化、遥控化的量水配水管理。量水技术在全国大发展是从水利工程的水费征收开始的。1985年,国务院发布了《水利工程水费核订、计收和管理办法》,首先是灌区量水技术受到重视。“九五”期间,国家将“灌区量水新技术研究”作为一项重要的攻关课题,促进了量水技术的发展。随着工业的发展,对有限水资源的要求与日俱增,而水

的开发成本又日益加大。为解决一些大城市缺水问题,实施了引滦济津等跨省区的一批大型调水工程。在此情况下,对用水进行有效的控制与量测的要求也越来越迫切,精度要求越来越高。渠系量水的任务已从水费征收向合理调度水资源,正确执行用水计划,加强渠系科学管理等多方面提出了要求,以达到水资源的合理运用。

(1) 渠系量水的任务主要包括:

- a) 按用水计划准确、合理地向各级渠道和田间输配水量。
- b) 为合理征收水费提供依据。
- c) 根据量水结果,检验水的利用效率,改进用水管理工作,促进节约用水。
- d) 在渠道系统运行中,提供实时的量测信息,为渠系实时控制提供依据。
- e) 为科学研究和灌区改建、扩建及新建提供基本资料。

(2) 渠系量水站网是在渠系上设立的,按一定技术标准,用适当数量的测水站构成的水量资料收集系统的总称。因此,设置一定密度的量水站网,对于提高水资源的利用效率非常重要。

(3) 基本测站是为综合需要的共用目的,经统一规划而设立的测站。基本测站应保持相对稳定,在规定的时期内连续进行观测。

(4) 辅助站是基本站的补充,可以弥补基本站观测资料的不足,是帮助基本站正确控制水文情势变化而设立的一个或一组测站。

(5) 布置测水站时,首先应根据各个测水站的作用和要求,在渠系平面图上,全面规划,统一布置,优先保证渠首等大用水单元和受水区分界点的水量计算。然后设立标志及施测断面,鉴别建筑物类型或安设特设量水设施。测站布置完毕后,应将测站类别、位置的测流方法等,编表列册,并分别标示在渠系平面图上,以备查用。

13.2.6 在选择量水方法时,应充分考虑渠道的水流等各种情

况，同时应对各种量水建筑物与量水设施的基本性能及适用情况充分掌握，只有将两者科学地结合起来考虑，才能选择出经济而合理的量水方法。在综合分析上述两方面的因素时，根据我国目前情况，应遵循以下一些要求：

(1) 经济性。就目前现状，还不大可能对量水工作投入大笔资金，故在满足量水要求的前提下，其成本及运行费用应在可能承受范围内。

(2) 实用性。所采取的量水措施，应在技术上可行，便于操作。应充分考虑从事量水工作人员的文化技术水平，对于原理上难以理解且操作复杂，甚至性能不稳定、不可靠的量水方法应尽量避免采用。

(3) 精确性。量水对精度的要求常受经济条件限制，过高会导致过大的投资，过低则不能起到为合理使用水资源提供正确依据的目的，对于渠系量水，量水结构的计量误差可在 $5\% \sim 10\%$ 范围内。

(4) 适用性。量水方法各有其适用情况，应根据不同的条件及量水要求，选择合适的方法。

(5) 水头损失小。渠道特别是灌溉渠道一般坡度缓，故量水结构不能允许大的水头损失。一般的量水堰槽，在自由出流情况下，量水精度较高，但往往要求较大的水头损失。如果使用淹没流计算公式，往往要增加量测下游水位的装置，提高了造价，也带来了误差。因而，在其他条件相同的情况下，宜选择非淹没限高的量水结构。

(6) 测流范围大。各种量水设备的适用流量范围和价格相差很大，根据测流范围选取合适的量水设备，可以做到又准确又省钱。任何测流范围都有对应的量水方法和设备，这一因素一般不会成为影响量水设备选择的制约因素。

13.2.7 应避开急流状态的渠段或将急流状态的渠道转为缓流状态后再量水。

13.2.8 到目前为止，国内外投入使用的灌区量水设备已超过

100 种，但在量水设备的选型上，存在两个较为突出的问题：一是选型时，不注意我国灌区的特点，不作比较，随意选用，甚至盲目推广一些国外业已淘汰或不适用的设备，带来很大浪费；二是尽管量水设备的型式及种类很多，但就灌溉系统而言，能全面满足结构简单、坚固耐用、精度合理、水头损失小、基建和维护费用低、操作简单等要求的却很少。特别在田间进水口小型建筑物方面，由于小支渠和田间进水口数量很大，不能采用昂贵复杂的量水设备，应使用简单、经济、具有合理精度，既能量水又能调节的建筑物。以上问题给我们提出了两方面的任务：一是发展新型量水结构去满足上述要求；二是在使用时进行优化选型，尽可能做到经济合理。

与天然河道相比，灌区量水由于它的使用场合特定，自然条件及考虑因素较之天然河道简单，其他方面的要求也明确，这就有可能从目前众多的设备和方法中优选出适用于灌区量水的少数特定的型式和方式，在使用中加以大面积推广，以带来巨大的经济效益。

近些年国内有关单位对灌区量水优化选型作了大量工作，根据我国目前灌区量水的条件和要求，提出了以下建议：

(1) 在能满足测流精度要求的前提下，尽可能优先选用渠道上原有的水工建筑物测流。尽管有时为保证量水精度及其他要求进行局部整修或改造，添置一些量测设备，但由于不需增加额外水头损失，并省去另建量水结构投资，总体来说，在技术上和经济上是合理的。

(2) 在需要特设量水设施的渠道上，建议首先选用长喉道槽。同其他型式的量水堰槽比，长喉道槽的优点是：临界淹没度高，水头损失小，量水精度高，能较好地防止泥沙淤积和漂浮物阻塞，适用于水头宝贵平原灌区及坡降较缓的灌溉渠道，造价低（比巴歇尔槽和无喉道槽的低），型式简单，施工工艺要求不高，是较能全面满足量水条件，值得推广的型式。1984 年，M. G. Bos, J. A. Replogle 和 A. J. Elemmens 根据自己多年研究

成果出版了《渠系测流槽》一书，该书中应用边界层理论，不但能计算流量系数 C_d ，而且能比较精确计算长喉槽的水头损失、淹没界限等，首次实现了测流堰槽各项设计参数的理论计算，完善了长喉槽的设计计算方法；所推荐的结构淹没度大于 0.85，可达 0.93。上述成果，使长喉槽研究和应用进入了新的阶段，被国际上认为是 20 世纪 70 年代灌溉排水主要技术进步之一。美国垦务局最新版《量水手册》已按新的长喉槽结构型式及设计理论对长喉槽进行介绍，本规范第 13.6.4 条根据国外最新资料已将长喉槽的结构型式及设计技术理论列入规范。

(3) 短喉道量水槽是一种喉道长度大为缩短的临界水深槽，代表性槽型为巴歇尔槽和无喉道槽。有关巴歇尔槽的适用条件及优缺点见《堰槽测流规范》(SL 24—91)。无喉道槽是将巴歇尔槽喉段切去而得的改进槽，水力特性复杂，目前国外大多不推荐使用此种结构，美国垦务局编写的最新版《量水手册》，对无喉槽也不予以具体介绍，限制应用。

13.2.9 有些量水测站的量水设备需要渠旁测量水井，测头安装桥，机械式流速仪的测流桥、测流船或缆索，以及保护通信设备和工作人员的办公、住宿用房等附属设施。

13.3 量水方法选择

13.3.2 从经济、实用的角度看：利用渠系建筑物量水是最合理的方法，其次是结构最简单的标准断面法，再次是修建量水堰槽，最后是对管流采用量水仪表。还有一种适应范围最大、最基本的量水方法就是流速仪测流法，在 13.3.3 条中单独特别介绍。各种方法的优缺点在相关规范和书籍中已经讲的很多了，这里不赘述。

作为量水槽的一种，长喉道槽也要靠利用两侧或抬高渠底压缩水流，制造临界流态然后量水，必然也有相应的水头损失。长喉道槽是一种在明渠上设置缩窄喉段，使水流加速，形成临界流的测流设施。收缩段应有足够长度，以保证产生平行水流。加速

方式可以是收缩边墙、抬高底板，或两者结合起来。当下游水位较低，喉道段存在足够收缩时，形成临界水深水流，此时，喉道内流线接近平行，因而水流向心加速度与静水压力分布的偏差可忽略不计。为获得上述流态，水流方向喉道长 L 与堰上水头 H_1 之间应满足关系 $0.10 \leq H_1/L \leq 1.0$ 。此时，水流具有不受下游水流条件影响的单一水位—流量关系。故长喉道槽通常也叫临界水深槽。

13.3.3 流速仪测流量水法适用范围广，增加测点可以达到较高精度，但需要人工操作。相关规范已有详细介绍，本规范不再单独立节作重复规定。

13.4 利用渠系建筑物量水

13.4.1 在有条件的渠段上，利用渠系建筑物量水应是首选方法。用于测流的渠系建筑物应具备本条规定的边界条件、水力条件和精度指标才符合标准。但渠系建筑物一般均不完全具备这些条件，故需按条件要求进行局部整修或改造，以达到标准型建筑物的要求。标准型建筑物应在现场率定流量系数和水位—流量关系，以便读取水深便可查算出流量。详细方法应按 GB/T 21303—2007 和《水工建筑物测流规范》（SL 20—92）等的规定执行。

13.6 堰槽量水

13.6.2、13.6.3 这两条是堰槽量水所涉及到的行近渠道、水头损失、渐变收缩、测量精度、下游渠槽及建筑物安装的基本规定。

13.6.4 长喉道槽的断面型式，矩形喉道槽比较常见，也最容易修建，它适用于流量变化较小或不要求精确测定小流量的渠槽。梯形喉道槽可以设计成适应多种不同水位条件的测流槽，它适用于流量变幅较大，以及要求精确测量小流量的渠道。U 形槽槽底为水平轴圆柱面，特别适于装设在 U 形渠道或装在需测

定 U 形及圆形断面管道通过流量的地方。当行近渠槽为 U 形时，有两种基本型式：水平槽底型，槽底拱起型。

各种形状断面长喉道槽的结构和安装型式如图 7 所示。

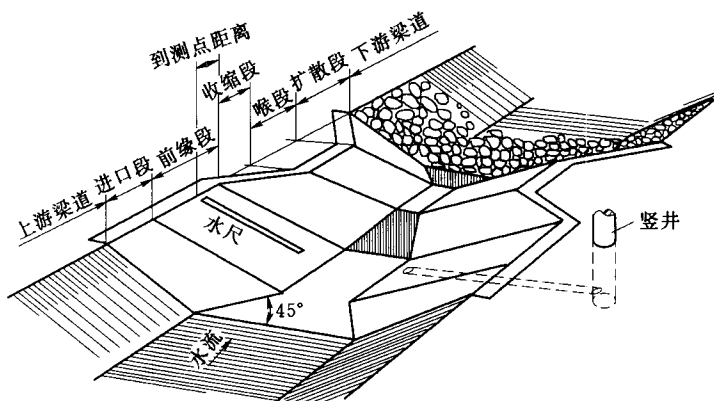


图 7 长喉道槽结构示意图

13.6.5 为了减小水面波动的影响，保证观测点与喉道间的能量损失可以忽略不计，使观测点充分靠近长喉道槽，一般取上游观测点位置距喉道槽上游收缩段起始点 1~2 倍上游观测点最大水头处。

13.6.6 为了在喉道槽段获得较平顺水流流态，也为了方便计算，采用的喉道槽边坡通常与引渠一致，这样可减小局部水头损失。边坡也可根据实际需要由用户给定。

确定适宜的上、下游渐变段长度，对于矩形、梯形及 U 形等不同型式长喉道槽而言，可根据实际需要将上、下游渐变段设计成不同型式，但不论采用哪种型式，其上游收缩段应尽量使得水头损失最小，同时又要保证流线比较平顺。通过长喉道槽水力学实验，所获得的最佳尺寸为：两侧边收缩比为 1:3（垂直水流方向：顺水流方向），底收缩比为 1:3。出口段采用 1:6（垂直水流方向：顺水流方向），扩散比可以使能量得到充分恢复，并得到较高的淹没度。在尾水回升影响不是很大时，可将渐扩段

截短。

13.6.7 喉道长度一般选用最大水深的 1.5~1.7 倍,以保证临界断面处形成平行水流。其具体采用值与喉道宽、 H_1/L 值 (H_1 为通过渠道设计流量时喉道以上的能头, L 为喉道长度) 有关,通过优选,使拟定的长度可以得到较高的淹没限值,可确保在整个测流范围内均能满足测流精度要求。

13.6.9 流量计算公式 (13.6.9-1) 中如果去掉 C_d 及 C_v , 则为理想状态下推出的流量计算公式,为了反映实际情况,引入了流量修正系数 C_d 及流速修正系数 C_v 。 C_d 是用于校正由于测量断面和控制断面间的摩擦、流速分布不均,以及这两个断面间的流线弯曲所引起的水头损失; C_v 是引渠流速校正系数,用来校正因用水头 h_1 代替水头 H_1 ,忽略了速度水头 $\alpha v^2/2g$ 而引起的误差。

13.7 结构设计

13.7.1 量水设施的设计级别和洪水标准应不低于所在渠道的设计级别和洪水标准。

附属设施的含义同第 13.2.9 条的条文说明。

14 安全监测设计

14.1 一般规定

14.1.1 根据建筑物的具体情况和特点,做好不同级别的安全监测设计,设置必要的监测项目、监测设施和制度是十分必要的。这样可以监视渠系建筑物在施工期、首次通水期和运行期的实际工作状态并鉴定其安全可靠程度,监督施工、指导运行和工程维修,提供竣工验收、施工与管理交接的基础资料,积累设计、施工及科学研究资料。

20世纪90年代水利部农水司曾组织对全国195处大型灌区10多万座老化损坏的渠系建筑物进行过大规模调查,调查结果是:工程基本完好,仅通过正常维修和养护就可正常运行的仅占30%左右;已经报废和处于冒险运行或降低标准运行而无维修价值的约占30%;其余40%处于严重老化病害,亟待进行大修、加固和改造。以上情况说明渠系建筑物安全监测的重要性和迫切性,做好安全监测设计是为及时消除建筑物隐患,维护其正常运行和延长使用寿命,保证其安全的重要措施。

14.1.2 由设计部门编制安全监测概算,更能接近实际情况,避免漏项,特别注意应计入工程施工期间的安全监测运行费。

14.1.3 本条根据渠系建筑物的重要性,划分了安全监测的等级。大量的渠系建筑物采用以巡视检查为主的方法进行一般安全监测。在总体布置、结构型式或地基条件等某个方面具有代表性或具有科研意义的一类或一个渠系建筑物可进行专门安全监测。重要的或发现有问题的渠系建筑物需进行重点安全监测。

14.1.4 监测标准值是用来评判渠系建筑物是否安全的重要数值。监测标准值应采用设计选取值,并写出相关规范的允许范围,超出该范围的就是不安全的。设计规范不详、不足的,按序用其他规范或标准值补充。

14.1.5 监测时段和频次是安全监测的重要内容，可根据全国各地和各类渠系建筑物的具体情况，因地制宜地作出决定。按照灌溉、排水区经验，最重要的监测是基层进行的日常检查和年度检查，发现问题后可报上级部门组织力量，分别主次，有针对性的转入特殊检查或专门监测。所取得的经验又用来指导日常检查和年度检查。

14.2 监测项目

14.2.1 根据实践经验，本条列出了影响工程安全和正常运行的重点安全监测项目。可按照具体情况进一步调整增选，同时应根据确定的项目制定详细的监测实施计划，以便取得完整的监测数据，以指导安全施工和积累经验。

渠系建筑物在施工和运行中的某些工作状态、采用的施工方法和数据，会对建筑物的安全产生重大影响，应对这些过程是否合理或符合设计要求进行必要监测。例如第2款规定要监测施工吊装构件的结构完好性。实际上是应对选用的吊装机械、吊装方法和场地安全、吊点的数目、位置、吊件的受力状态及稳定性等进行全面监控。再如对分段砌筑拱圈的加载顺序及其应力与稳定性，也应在整个施工过程中不断进行监控，才能获得有价值的数据和直到施工完成。

通过监测信息反馈，及时确认和调整施工参数，以保证施工安全和稳定运行，是安全监测的重要作用。这些年来监控信息反馈设计和施工在水利水电工程中得到了广泛应用，对成功处理施工难题，改进工程设计和施工方法，提高综合技术水平起到了重要作用。例如本条第4款的规定，就体现了隧洞采用新奥法施工的精髓所在，即应通过监测信息反馈及时确认和修改支护参数，确定支护方式，以确保施工安全和隧洞长期稳定运行。

14.2.2 应根据渠系建筑物的不同种类及要求，选择下列专门性安全监测项目的全部或部分：

(1) 水流流态及水面衔接：渡槽、倒虹吸管和隧洞在通过各

级流量时进、出口水面衔接；跌水与陡坡在通过各级流量时进口水面衔接；排水涵洞在各种上、下游水位时洞内流态；水闸闸下流态及冲刷；跌水与陡坡下游渠道及两侧堤岸冲刷。本条是监测渡槽、倒虹吸管、隧洞、跌水与陡坡在通过各级流量时水面衔接情况。重点是在通过加大流量或小流量时是否会在上游渠道发生过大的壅水或降水现象；通过小流量时，倒虹吸管是否会发生水流跌落、掺气及振动，以便采取措施，使建筑物正常运行。对于排水涵洞，则应监测其在各种上、下游水位时，洞内是否保持设计的水流流态。

(2) 渗流：包括建筑物与渠道两岸连接处的渗流，进、出口底部和两侧的渗流，建筑物本身及伸缩缝渗流的监测。

(3) 扬压力：测点的位置及数量应根据建筑物的结构型式、基础轮廓线形状和地质条件等因素确定，以能测出扬压力的分布及其变化为原则。本条不仅指水闸底板的扬压力，其他建筑物如需监测某些部位的渗透压力时，也应按本款的规定执行。

(4) 应力及土压力：应根据建筑物强度、稳定控制的要求，选择有代表性的控制部位设置测点，测定其应力及分布；对挡土或有较厚覆土的建筑物应测定其土压力及分布。本条所提出的应力监测，对于不同的建筑物，其监测的部位及测点位置是不同的，应根据建筑物的不同特点进行选择。

(5) 挠度、纵向伸缩变形及伸缩缝：桥梁、梁式渡槽及间断管座上的倒虹吸管应监测其挠度与纵向伸缩变形；各类建筑物的伸缩缝应监测其开合程度、止水材料有无损害及其可靠程度，掌握其变化规律。本条主要是监测渡槽、倒虹吸管纵向挠度是否在设计允许范围；监测伸缩变形主要是为分析裂缝产生的原因、计算渡槽支座摩擦阻力和计算倒虹吸管纵向应力提供依据。

(6) 变形：监测变形量一是间接地监测了应力变化；二是由此判断建筑物的稳定性。例如隧洞围岩变形、应力以及隧洞衬砌结构的应力、变形和裂缝的监测，挡土墙整体变形监测等。

(7) 裂缝：渡槽、倒虹吸管应监测有无裂缝及裂缝的分布、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监测，并应同时监测气温、水温、混凝土温度及荷载情况。渡槽单薄槽身、倒虹吸管现浇钢筋混凝土管身及隧洞衬砌混凝土的抗裂能力，与混凝土的入仓温度以及养护过程的温度变化关系极大，应紧密配合温度应力及变形监测的需要合理布置测点，掌握槽身及管身混凝土由于气温、水温、太阳辐射等因素形成的温度分布和变化过程。工程实践表明，裂缝是渡槽槽身及倒虹吸管管身存在的普遍现象，应进行专门性监测，为分析裂缝形成的原因及计算温度应力提供依据。

(8) 边坡稳定：指深挖高填的渠段或建筑物两端连接段的边坡稳定监测。例如隧洞进、出口洞脸和两侧边坡应设置与施工监测相结合的位移安全监测点，监测地面下沉及边坡稳定情况。本款的边坡稳定监测，是因为在工程实践中，隧洞（特别是土洞）洞脸及两侧边坡易失稳坍塌造成严重后果所提出的，对此应特别引起重视。根据监测，发现问题及时采取补救措施，以防造成更大危害。

(9) 伸缩沉降缝等关键部位的完好性：渡槽、涵洞等伸缩沉降缝的完好性与安全密切相关。

(10) 寒冷地区的渠系建筑物，应对其所受到的冻胀力及其在冻融作用下引起的变形和破坏进行监测。我国东北、华北、西北等地区广泛分布着季节性冻土，这些地区的渠系建筑物基础或支挡建筑物，在冻胀力及地基土冻融作用下常发生破坏。据黑龙江省某灌区 1978 年调查，有 80% 的建筑物都遭到不同程度的冻胀破坏。本款提出对这些地区应进行冻胀破坏的监测，以便根据冻害破坏的特征及原因，采取冻害防治措施。

本条各款列出的专门性监测项目，适用于不同的建筑物。

14.2.3 渠系建筑物的一般安全监测项目是常规监测项目，也是渠系建筑物施工和运用过程中最基本的监测项目。由于渠系建筑

物种类多，本规范规定的 6 种监测项目可以概括各种渠系建筑物的一般监测需要。对具体的一个渠系建筑物，可根据不同型式、特点和要求，再对一般监测项目进行必要的增减。

特殊安全监测的项目应包括专门和一般安全监测的全部项目内容。专门安全监测的项目应包括一般安全监测的全部项目内容。

14.3 监测方法

14.3.2 灌溉排水区内的渠系建筑物具有分布广、种类多、数量大的特点，实践证明采取先面后点、先易后难、先一般后重点（或专门）的监测方法是科学有效的。即采用简单易行的巡视检查方法进行全面的、日常的一般安全监测，对发现的小问题及时修复纠正，而对发现较大问题的重要建筑物再采取重点或专门安全监测，以求查明原因，再制定修复方案及检验实施效果。

14.3.3 渠系建筑物通常产生的变形、裂缝、沉陷、渗漏、冲刷等故障或破坏苗头，均会在其外露部位及周围环境外表有所表现，巡视监查方法是适合日常性的一般安全监测的重要和有效手段。具有及时、易行的特点，可及早发现问题，及时解决，防微杜渐。

14.3.4 精确监测应使用仪器设备，配合测量、分析、实验等其他手段，有利于发现深层次的根本原因，但费时耗财，适用于重要渠系建筑物的重点及专门安全监测。

精确监测的具体内容在本规范第 14.1.6 条所指的相关规范中已有详细规定，本条不再重复。

14.3.5 作出典型设计有利于展示设计思路，检查设计的全面、协调及合理性，也有利于在相关检测点上推广。

14.3.6 记录是监测工作的成果，是下一步分析解决问题的原始依据和以后查询参考的宝贵资料，没有记录的监测就不能称为安全监测。

14.4 监测资料整编

14.4.2 按照规定的管理制度和技术要求所分析整理出来的资料，才便于供各地各行的使用。监测原始资料是分析研究的基础，分析研究的结果是决策的基础，也是检验决策正确性的基础。符合规范要求的整编资料不仅具有时效性，还将是历史性的宝贵财富。