JTG

中华人民共和国行业标准　　JTG C30—2002

公路工程水文勘测设计规范

Hydrological Specifications for Survey and Design of Highway Engineering

2002—05—15 发布　　2002—12—01 实施

中华人民共和国交通部发布

中华人民共和国行业标准

公路工程水文勘测设计规范

Hydrological Specifications for Survey and Design of Highway Engineering

JTG C30—2002

主编部门：河北省交通规划设计院
批准部门：中华人民共和国交通部
施行日期：2002 年 12 月 1 日

关于发布《公路工程水文勘测设计规范》（JTJ 062—2002）的通知

交公路发〔2002〕195号

各省（自治区、直辖市）交通厅（局、委），各有关单位：

现批准发布《公路工程水文勘测设计规范》（JTJ 062—2002），作为行业标准，自2002年12月1日起施行，原《公路桥位勘测设计规范》（JTJ 062—91）自施行之日起废止。

该标准由河北省交通规划设计院主编并负责解释，人民交通出版社出版。希各单位在实践中注意积累资料，总结经验，及时将发现的问题和修改意见函告河北省交通规划设计院，以便修订时参考。

中华人民共和国交通部

二〇〇二年五月十五日

关于变更《公路工程水文勘测设计规范》标准编号的通知

交公便字〔2002〕269号

各有关单位：

根据交通部《关于发布〈公路工程标准体系〉的通知》（交公路发〔2002〕288号）的文件要求，《公路工程水文勘测设计规范》的编号由原标准号JTJ 062—2002变更为JTG C30—2002，特此通知。

交通部公路司

二〇〇二年十月二十八日

前　言

根据交通部公路司公技字[1998]70号文通知，由河北省交通规划设计院为主编单位，对现行的《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)(以下简称原规范)进行修订。为便于组织、协调及质量把关，由王玉、周立强担任顾问，周立强完成统稿工作。

本规范是在协会标准《公路工程水文勘测设计指南》的基础上，由刘新生、徐厚福、高冬光、王京芳编制完成。

为适应公路建设需要，统一公路水文勘测设计方法和标准，将公路勘测设计中有关水文调查、勘测和水文水力分析计算方面的内容，均纳入本规范，增加了“小桥涵水文勘测设计”和“路基水文勘测设计”的内容，剔去了原规范“桥位选择”、“桥位测量”及“工程地质勘察”等属于路线勘察方面的内容，补充了大跨径桥梁二种墩形系数，调整了最小桥孔长度计算式及各章节部分内容，并根据《工程建设标准编写规定》，对原规范书写和编排方式作了较大变动。

为使本规范更好地适应我国公路建设事业发展的需要，请在使用过程中，注意积累资料，不断总结经验，将发现的问题和意见，函告河北省交通规划设计院(地址：河北省石家庄市建设南大街70号，邮编：050011)并抄中建标公路工程委员会秘书处(北京西土城路8号，邮编100088)，以便修订时参考。

主编单位：河北省交通规划设计院

参编单位：四川省公路规划勘察设计研究院
陕西省公路勘察设计院
江西省交通设计院
长安大学(原西安公路交通大学)
中交第二公路勘察设计研究院

主要起草人：刘新生　伍佳玉　钟晓山
徐厚福　高冬光　宋志朝

在编制过程中，王京芳、王明太也作了大量的辅助性工作。

本稿最后经中建标公路委员会桥梁专业工作委员会审核。

1 总则

1.0.1 为适应公路建设需要，统一公路工程水文勘测设计工作内容、方法和标准，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于新建和改建公路的水文勘测设计。

1.0.3 公路工程水文勘测设计包括路基和桥涵的水文调查和勘测，水文、水力分析和计算，以及桥涵布设、调治工程设置等。

1.0.4 水文调查和勘测应根据工程设计要求和所在区域条件，采用相应的方法，收集和调查的资料应作可靠性评价，勘测精度应符合规定。

1.0.5 水文、水力分析和计算成果，应作合理性论证。对水文条件复杂或通航等级较高的特殊大桥，应进行水文测验及水力模型试验。

1.0.6 桥涵布设除必须满足排水、输沙及通航要求外，应与路线排水系统、水利规划相配合，并适应农田排灌。

1.0.7 调治工程的设置，应不影响河道的原有功能及两岸河堤(岸)、村镇和农田的安全。

1.0.8 公路工程水文勘测设计除应符合本规范外，尚应符合现行国家颁发的有关标准、规范的规定。

2 术语

2.0.1 桥下净空安全值 safety value of headroom under the bridge superstructure

设计水位加各种可能发生的水位增高值后,或最高流冰水位以上预留的安全值。

2.0.2 水文断面 computing section for hydrology

为进行水文观测和水文分析计算而选定的河流横断面。

2.0.3 基本河槽宽度 basic width of river channel

多年洪水过程作用下形成的河槽平均宽度,由河相关系确定。

2.0.4 允许(不冲刷)流速 the permit velocity for no scour

桥涵和排水计算时,保证不出现冲刷所采用的允许流速。

2.0.5 起动流速 threshold velocity

河床床面泥沙随流速和床面切应力增大,从静止开始运动的临界流速。

2.0.6 起冲流速 the approach velocity during initial scour of pier

桥墩迎水面两侧的泥沙,在绕流切应力作用下开始移动时,所对应的墩前行近流速。

2.0.7 中泓线 midstream of channel

河流各横断面表面最大流速点的连线。

2.0.8 深泓线 thalweg

河流各横断面最大水深点的连线。

2.0.9 波浪高度 wave height

水面风浪的波谷到波峰的高度。

2.0.10 波浪爬高 wave run - up

波浪沿坡面向上的爬高，以静水面算起的竖直高度。

2.0.11 波浪壅高 wave set - up

波浪遇桥墩后发生变形，在墩柱迎水面产生的水面壅高。

2.0.12 水拱 the rising of local water surface in spate

洪水涨水时，横断面上主流水面的局部壅高。

2.0.13 涉河工程 structures in river affecting the bridge engineering

河流上对工程有影响的所有构造物。

3 各勘测设计阶段的工作内容和要求

3.1 可行性研究阶段

3.1.1 可行性研究阶段的水文勘测设计,主要为选择路线方案提供水文依据,初拟大、中桥桥梁长度,估算小桥涵及浸水路基防护工程数量。

3.1.2 水文勘测设计的资料整编可按以下要求进行:

1 说明

1)调查和勘测日期;

2)沿线地形类别;

3)多年平均年降雨量及气象情况、洪水期;

4)沿线主要大、中河流,低洼内涝区,分洪、滞洪区的分布;

5)历年地区洪涝灾害(淹没水位和时间);

6)水利规划、河道整治规划以及对路线布设的建议等。

2 水系图

1)示出主要河流位置;

2)低洼内涝区、分洪、滞洪区分布、范围;

3)主要水利工程位置、形式;

4)主要地名、路线位置等。

3 现有大、中桥调查表

4 大、中桥梁设置一览表

5 小桥涵设置一览表

6 浸水路基防护工程一览表

3.2 初步设计阶段

3.2.1 初步设计阶段的水文勘测设计，主要为路线布设及路基、桥涵等工程设计提供水文依据，确定桥涵、浸水路基防护工程总体布设方案。

3.2.2 水文勘测和分析计算成果整编可按以下要求进行：

1 说明

1)调查和勘测日期、范围。

2)地形类别、水文、气象情况。

3)河流分布、特征，各河主要涉河工程的分布、运用情况及对桥位河段流量、流向、冲淤变化的影响，水利规划和河道整治方案。

4)低洼内涝区、分洪区、滞洪区等的分布，历史最高淹没水位、淹没范围、洪涝灾害和运用情况。

5)各座大、中桥的桥位河段类型、历史洪水情况、河道变迁及发展趋势预测、河道安全泄洪量、通航要求、漂浮物和冰凌情况，设计流量、水位、流速、冲刷深度的计算成果，桥孔确定和调治工程布设依据。

6)小桥涵孔径计算依据及漫水桥、过水路面设置理由。

7)各沿河路基设计流量、水位、流速、路基坡脚冲刷深度的计算成果，防护工程布设依据。

8)各低洼内涝区、分洪区、滞洪区的设计水位及排水构造物布设依据。

9)路线布设及路基和桥涵设计中应注意的问题。

2 水系图

3 桥位平面图及河道变迁平面示意图

4 水文断面图

5 河段比降图

6 河床质颗粒分析或塑、液限试验表

7 水文(位)站历年实测最大流量表

包括观测时间、相应水位、断面平均流速、最大流速、比降、含沙量及河床质等内容。

8 水文(位)站典型流量(水位)过程线及水文要素关系曲线。

9 历史洪水位调查表

包括资料来源、调查日期、地点,被调查人姓名、年龄、职业,洪水年代、洪痕标志、高程、重现期,可靠性评价等内容。

10 历史洪水位平面位置图

11 水尺及浮标控制断面布设图

可在桥位平面图上标出。

12 实测水位过程线图

13 实测垂线水深、流速表

包括垂线间距、垂线水深、各测点流速、垂线平均流速、风向、风力等内容。

14 实测流量成果表

包括测时、水位、河槽平均流量和流速、河滩平均流量和流速、总流量、比降、滩和槽的糙率等。

15 滩、槽及全断面的水位－流速－流量－面积相关曲线

16 冰凌观测资料汇总表

17 现有桥梁冲刷观测成果图表

18 现有涉河工程一览表

19 桥梁总体布设方案图

20 沿河路基调治及防护工程布设方案图

21 低洼内涝区、分洪区、滞洪区排水构造物及防护工程布设方案图

22 水文及桥(涵)孔设计计算书

23 通航论证、河势演变分析及水力模型试验成果

24 有关函件及其他资料

3.3 施工图设计阶段

3.3.1 施工图设计阶段水文勘测设计应按以下要求进行：

1 核实初步设计阶段水文调查和勘测的成果资料。

2 验证初步设计阶段水文分析和计算成果，实地检验桥(涵)孔总体布设及路基调治、防护工程设置的合理性。

3 补充或修正初步设计水文调查和勘测成果资料及水文分析和计算成果，满足施工图设计的需要。

4 根据初步设计审批意见，补充水文调查和勘测内容，调整水文分析和计算成果。

3.3.2 一阶段施工图设计的水文勘测设计工作,应按本规范 3.2 节要求进行。

3.3.3 本节的水文勘测设计工作内容,也适用于技术设计阶段。

4 水文调查与勘测

4.1 一般规定

4.1.1 水文调查与勘测是为水文分析和计算提供基础资料。调查和勘测成果,须经可靠性分析,符合精度要求。

4.1.2 水文调查与勘测的主要内容,应满足工程水文分析和计算的需要。

4.2 水文调查

4.2.1 汇水区概况调查可按下列规定进行:

1 按本规范第3.1.2条绘制沿线水系图。核实低洼内涝区、分(滞)洪区的分布及主要水利工程位置和形式。

2 从地形图上量绘沿线各汇水区面积、长度、宽度、坡度等特征值及主要水利工程控制的汇水面积。

3 调查岩溶、泉水、泥石流等的分布和规模,以及土壤类型、地形、地貌、植被情况等特征资料。

4 调查各汇水区内对工程设计有影响的水利规划、编制单位及实施时间。

4.2.2 河段调查可按下列规定进行:

1 收集河段历年变迁的图纸和资料,调查河弯发展及滩槽稳定情况。

2 调查支流、分流、急滩、卡口、滑坡、塌岸和自然壅水等现象。

3 调查水流泛滥宽度、河岸稳定程度。

4 调查河床冲淤变化,上游泥沙来源,历史上淤积高度和下切深度。

5 调查河堤设计标准、河道安全泄洪量及相应水位。

6 调查河道整治方案及实施时间。

7 调查航道等级,最高和最低通航水位,通航孔数,高、中、低水位的上、下行航线位置。

8 调查筏运、漂浮物类型及尺寸。

9 根据河床形态、泥沙组成、岸壁及植被情况,确定河床各部分洪水糙率。

4.2.3 洪水调查可按下列规定进行:

1 结合所收集的历史洪水资料,在河段两岸调查各次洪水发生的时间、洪痕位置、洪水来源、涨落过程、主流方向,调查有无漫流、分流及受人工建筑物的影响,确定洪水重现期,调查河床断面冲淤变化情况。

2 洪水调查的河段宜选择两岸有较多洪痕点,水流顺直稳定,无回流、分洪及人工建筑物影响,并宜靠近水文断面。

3 同一次洪水应调查3个以上较可靠的洪痕点,作出标志,记录洪痕指定人的姓名、职业、年龄和叙述内容。根据指定的洪痕标志物情况,指定人对洪水记忆程度,综合分析、判断洪痕点的可靠性。

4.2.4 冰凌调查可按下列规定进行:

调查历年封冻及开河时间、最高和最低流冰水位、冰块尺寸、流冰速度和密度、冰塞和冰坝现象、历史上凌汛水害情况以及上、下游建筑物对流冰的影响。

4.2.5 涉河工程调查可按下列规定进行:

1 桥位河段上既有桥梁、过河管缆的跨度、基础埋深、修建年代、水毁和防护等情况。

2 堤坝设计标准、结构形式、基础埋置深度、施工质量、洪水检验情况。

3 上、下游水库位置、设计频率、泄洪流量、控制汇水面积、回水范围及建库后上、

下游河床冲淤变化。

4 其他涉河工程，如取水口、泵站、码头、贮木场、锚地等的位置及其对公路工程的影响。

4.3 水文勘测

4.3.1 水文断面测绘可按下列规定进行：

1 水文断面宜选在洪痕分布较多、河岸稳定、冲淤不大、泛滥宽度较小、无死水和回流、断面比较规则的顺直河段上，宜与流向垂直。

2 水文断面应在桥位上、下游各测绘一个；对河面不宽的中桥，可只测绘一个；当桥位断面符合水文断面条件时，桥位断面可作为水文断面。

3 测绘范围：平原宽滩河流测至历史最高洪水泛滥线以外 50m；山区河流测至历史最高洪水位以上 2～5m。

4 绘制内容：应标出河床地面线、滩槽分界线、植被和地质情况、糙率、测时水位、施测时间、历史洪水位及发生年份、其他特征水位等。滩槽分界线应在现场确定。

4.3.2 河段比降测绘可按下列规定进行：

1 测绘范围。不小于水文断面下游 1 倍河宽，水文断面上游 2 倍河宽。

2 测绘内容。河床比降线、测时水面比降线、历次洪水比降线、水文断面及桥位断面位置。

4.3.3 河床质测定可按下列规定进行：

应根据地质勘探资料确定河床断面各层河床质的类别、性质和平均粒径。对表层河床质，可按《公路土工试验规程》(JTJ 051)规定，采集扰动土样，进行颗粒分析或液、塑限试验确定。河槽内的土样采集数量，小桥涵不少于 1 个，中桥不少于 2 个，大桥、特大桥不少于 3 个，河滩内的采集数量，视土质分布情况取 1～2 个。

4.3.4 冰凌观测可按下列规定进行:

观测内容为冰厚、冰温、冰块尺寸、流动速度和方向、冰层面积、沿水流方向的长度、冰层下的水流流速、水面比降、风速、风向、气温变化率以及冰压力计算所需的其他内容。

观测期不宜少于一个凌期,每隔5日观测一次。

4.4 洪水观测

4.4.1 观测项目可视需要而定,一般包括水位、水深、流速、流向、水文断面、水面比降和含沙量。一般大、中桥可进行水位、流速、流向、比降等观测,洪水过后,补测水文断面。

4.4.2 水位、水面比降观测应按下列规定进行:

1 应在水文断面上设基本水尺或自记水位计观测水位;在基本水尺上、下游分别布设比降水尺,观测水面比降;也可用基本水尺兼用上或下游比降水尺。比降水尺间距不宜小于表4.4.2的要求。

表4.4.2 比降水尺间距

比　降(‰)	0.68	0.38	0.28	0.22	0.19	0.16	0.15	0.13	0.12	0.11
水尺间距(m)	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000

2 基本水尺的观测时段和精度,宜与上、下游水文(位)站一致。在水位变化急剧的洪水期,应增加观测次数,控制洪峰过程。

3 上、下比降水尺的水位,一般应同时观测,观测次数与流速观测相一致。

4 一般大、中桥勘测中的洪水位观测,可在涨水过程、洪峰附近、落水过程中各观测一次,同时沿水文断面上、下游观测水面比降。观测总长度以控制水面差0.1~0.3m,上游长度占2/3,下游长度占1/3。

4.4.3 流速测量宜按下列规定进行:

1 宜采用流速仪施测。在流速仪施测有困难时,可用均匀浮标法施测。当洪峰历时短、须缩短测速时间时,可改用中泓浮标法施测。

2 流速观测不少于一个洪峰过程，每个洪峰至少峰前观测 2 次，峰顶附近观测 1 次，峰后观测 2 次。同时应观测水位、风力和风向。

3 一般大、中桥可采用中泓浮标法或漂浮物浮标法施测，在洪峰峰前、峰后及峰顶附近各测一次。

4.4.4 流向观测宜按下列规定进行：

1 可采用流向仪、流向器、浮标等观测。当采用浮标观测时，宜与浮标测速同时进行。

2 采用浮标观测的河段长度，一般在水文断面或桥位上游不小于二倍河宽，在水文断面或桥位下游不小于一倍河宽。

3 根据浮标运行轨迹确定流向。

4.4.5 水深、水文断面测量宜与测速同时进行。

5 设计洪水分析与计算

5.1 一般规定

5.1.1 设计洪水指符合表5.1.2规定频率的年最大洪水流量及相应的流量过程线。当构造物以水位控制设计时,设计洪水位采用符合表5.1.2规定频率的年最高洪水位。当以暴雨径流计算设计流量时,采用符合表5.1.2规定频率的雨力或降雨量。

5.1.2 设计洪水频率标准,应符合表5.1.2的规定。

表5.1.2 设计洪水频率

构造物名称	公路等级				
	高速公路	一	二	三	四
特大桥	1/300	1/300	1/100	1/100	1/100
大、中桥	1/100	1/100	1/100	1/50	1/50
小 桥	1/100	1/100	1/50	1/25	1/25
涵洞及小型排水构造物	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定
路 基	1/100	1/100	1/50	1/25	按具体情况确定

注:二级公路的特大桥及三、四级公路的大桥,在水势猛急、河床易于冲刷的情况下,可提高一级洪水频率验算基础冲刷深度。

5.1.3 用于分析与计算的洪水资料,应审查其可靠性、独立性、一致性和系列代表性。

5.1.4 洪水分析与计算可根据资料情况及地区特点,采用多种方法,经分析论证后,选用合理的分析计算成果。

5.2 利用实测流量系列推算设计流量

5.2.1 实测流量资料的审查和选择

1 应选择同一洪水类型、符合独立随机条件的各年实测最大洪水流量。

2 各年实测最大洪水流量，如有人为影响或河道自然决口、改道等情况，应按天然条件修正还原。

3 不同时期的实测最大洪水流量，如有站址、水准基面等基本要素改动，应根据历次变动的相关关系修正。

4 实测洪水流量系列中为首的几项，应通过流域洪水分析、比较或实地调查考证，审查其可靠性。

5 计算洪水频率时，实测洪水流量系列不宜少于20年，且应有历史洪水调查和考证成果。

5.2.2 实测洪水流量系列的插补、延长和转换宜按下列规定计算：

1 当水文计算断面的汇水面积与水文站的汇水面积之差，小于水文站汇水面积的20%，不大于1000km^2，汇水区的暴雨分布较均匀，区间无分洪、滞洪时，可按下式将水文站的实测最大洪水流量转换为水文计算断面的洪水流量。

$$Q_1 = \left(\frac{F_1}{F_2}\right)^{n_1} Q_2 \tag{5.2.2}$$

式中：

Q_1、F_1——水文计算断面的洪水流量(m^3/s)和汇水面积(km^2)；

Q_2、F_2——水文站的实测最大洪水流量(m^3/s)和汇水面积(km^2)；

n_1——面积指数。

2 当实测洪水位系列长于实测洪水流量系列，或缺测洪水流量年份而有实测洪水位资料时，宜建立实测水位与流量关系曲线，以此延长或插补洪水流量系列。

3 插补、延长年数不宜超过实测洪水流量的年数，并应结合气象和地理条件作合理性分析。

5.2.3 经验频率计算

1 对连续系列，可按下式估算：

$$P_m = \frac{m_i}{n+1} \times 100 \tag{5.2.3-1}$$

式中：

P_m——实测洪水流量的经验频率(%);

m_i——按实测洪水流量系列递减次序排列的序位;

n——实测洪水流量系列项数。

2 对不连续系列,可按下列方法之一估算:

1)调查期 N 年中的特大洪水流量和实测洪水流量分别在各自系列中排位,实测洪水流量的经验频率可按式(5.2.3-1)估算,特大洪水流量的经验频率可按下式估算:

$$P_M = \frac{M}{N+1} \times 100 \qquad (5.2.3\text{-}2)$$

式中:

P_M——历史特大洪水流量或实测系列中的特大洪水流量经验频率(%);

M——历史特大洪水流量或实测系列中的特大洪水流量在调查期内的序位;

N——调查期年数。

2)将调查期 N 年中的特大洪水流量和实测洪水流量组成一个不连续系列,特大洪水流量的经验频率可按式(5.2.3-2)估算,其余实测洪水流量经验频率可按下式估算:

$$P_m = \left[\frac{a}{N+1} + \left(1 - \frac{a}{N+1}\right)\frac{m_i - l}{n - l + 1}\right] \times 100 \qquad (5.2.3\text{-}3)$$

式中:

P_m——实测洪水流量经验频率(%);

a——特大洪水的项数;

l——实测洪水流量系列中按特大洪水流量处理的项数。

5.2.4 理论频率曲线宜采用皮尔逊 III 型曲线,在特殊情况下,经分析论证,也可采用其他线型。

5.2.5 频率曲线统计参数计算可采用求矩适线法、三点适线法、绘线读点补矩法计算洪水流量系列的均值 $\overline{Q}$、偏差系数 C_v、偏态系数 C_s 初算值。点绘理论频率曲线与实测流量经验频率点据相比较,如吻合程度不理想,可调整 C_v、C_s 值,使二者基本吻合。

5.2.6 设计流量应根据调整后的频率曲线参数按下式推算:

$$Q_p = \overline{Q}(1 + \Phi_p C_v) \qquad (5.2.6)$$

式中：

Q_p——频率为 $p\%$ 的设计流量(m^3/s)；

Φ_p——频率为 $p\%$ 的离均系数。

5.3 利用历史洪水位推算设计流量

5.3.1 历史洪水流量的计算

1 当调查的历史洪水位处于水面比降均一、河道顺直、河床断面较规整的稳定均匀流河段时，可按下列公式计算：

$$Q = A_c V_c + A_t V_t \tag{5.3.1-1}$$

$$V_c = \frac{1}{n_c} R_c^{2/3} I^{1/2} \tag{5.3.1-2}$$

$$V_t = \frac{1}{n_t} R_t^{2/3} I^{1/2} \tag{5.3.1-3}$$

式中：

Q——历史洪水流量(m^3/s)；

A_c、A_t——河槽、河滩过水面积(m^2)；

V_c、V_t——河槽、河滩平均流速(m/s)；

n_c、n_t——河槽、河滩糙率；

R_c、R_t——河槽、河滩水力半径(m)，当宽深比大于 10 时，可用平均水深代替；

I——水面比降。

2 当调查的历史洪水位处于河床断面形状和面积相差较大的稳定非均匀流河段时，可按下列公式计算：

$$Q = \bar{K}\sqrt{\frac{\Delta H}{L - \left(\frac{1-\xi}{2g}\right)\left(\frac{\bar{K}^2}{A_1^2} - \frac{\bar{K}^2}{A_2^2}\right)}} \tag{5.3.1-4}$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 \tag{5.3.1-5}$$

$$\bar{K} = \frac{1}{2}(K_1 + K_2) \tag{5.3.1-6}$$

$$K_1 = \frac{1}{n_{c1}} A_{c1} R_{c1}^{2/3} + \frac{1}{n_{t1}} A_{t1} R_{t1}^{2/3} \tag{5.3.1-7}$$

$$K_2 = \frac{1}{n_{c2}} A_{c2} R_{c2}^{2/3} + \frac{1}{n_{t2}} A_{t2} R_{t2}^{2/3} \tag{5.3.1-8}$$

式中：

H_1、H_2——上、下游断面的水位(m);

ΔH——上、下游断面的水位差(m);

L——上、下游两断面间距离(m);

A_1、A_2——上、下游断面总过水面积(m^2);

A_{c1}、A_{t1}——上游断面河槽、河滩过水面积(m^2);

A_{c2}、A_{t2}——下游断面河槽、河滩过水面积(m^2);

R_{c1}、R_{t1}——上游断面河槽、河滩水力半径(m);

R_{c2}、R_{t2}——下游断面河槽、河滩水力半径(m);

n_{c1}、n_{t1}——上游断面河槽、河滩糙率;

n_{c2}、n_{t2}——下游断面河槽、河滩糙率;

K_1、K_2——上、下游断面输水系数(m^3/s);

$\bar{K}$——上、下游断面输水系数的平均值(m^3/s);

g——取用9.80(m/s^2);

ξ——局部水头损失系数。向下游收缩时,取-0.1~0;向下游逐渐扩散时,取0.3~0.5;向下游突然扩散时,取0.5~1.0。

3 当调查的历史洪水位处于洪水水面线有明显曲折的稳定非均匀流河段时,可按下式试算水面线,推求历史洪水流量。

$$H_1 = H_2 + \frac{Q^2}{2}\left[\left(\frac{1}{K_1^2} + \frac{1}{K_2^2}\right)L - \frac{(1-\xi)}{g}\left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2}\right)\right] \tag{5.3.1-9}$$

$$A_1 = A_{c1} + A_{t1} \tag{5.3.1-10}$$

$$A_2 = A_{c2} + A_{t2} \tag{5.3.1-11}$$

4 当调查的历史洪水位处于卡口,且河底无冲刷时,可按下式计算:

$$Q = A_2\sqrt{\frac{2g(H_1 - H_2)}{\left(1 - \frac{A_2^2}{A_1^2}\right) + \frac{2gLA_2^2}{K_1K_2}}} \tag{5.3.1-12}$$

式中:

H_1、A_1——卡口上游断面的水位(m)、过水面积(m^2);

H_2、A_2——卡口断面的水位(m)、过水面积(m^2);

K_1、K_2——卡口上游断面、卡口断面的输水系数(m^3/s)。

5.3.2 历史洪水流量的经验频率,可根据当地老居民的记述或历史文献考证确定历史洪水流量的序位,按式(5.2.3-2)计算。

5.3.3 设计流量可按下列规定推算:

1 利用历史洪水流量推算设计流量，历史洪水流量不宜少于二次，C_v、C_s 值应符合地区分布规律，如出入较大，应分析原因，作适当调整。

2 当有多个历史洪水流量能在海森机率格纸上点绘出经验频率曲线时，可按本规范 5.2.5、5.2.6 条求算 $\overline{Q}$、C_v、C_s 值及 Q_p 值。

3 当各次历史洪水流量不能在海森机率格纸上定出经验频率曲线时，可按以下方法推算设计流量。

1)参照地区资料，选定 C_v、C_s 值。

2)按以下公式计算平均流量：

$$\overline{Q}_{Ti} = \frac{Q_{Ti}}{1 + \Phi_T C_v} \tag{5.3.3-1}$$

$$\overline{Q} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \overline{Q}_{Ti}}{n} \tag{5.3.3-2}$$

式中：

$\overline{Q}_{Ti}$——按第 i 次历史洪水流量计算的平均流量(m^3/s)；

Q_{Ti}——第 i 次重现期为 T 年的历史洪水流量(m^3/s)；

Φ_T——重现期为 T 年的离均系数；

n——历史洪水流量的年次数。

3)按(5.2.6)式推算设计流量。

5.4 设计流量计算的其他方法

5.4.1 无资料地区，可按地区经验公式及水文参数求算设计流量。求算的设计流量应有历史洪水流量的验证。

5.4.2 汇水面积小于 $100km^2$ 的河流，可按推理公式计算，式中参数和指数，采用各地区编制的暴雨径流图表值。

5.5 设计水位

5.5.1 当桥位计算断面与水文断面间的河段顺直,断面规整,河底纵坡均一时,宜按式(5.3.1-1),绘制水文断面的水位－流量关系曲线,按设计流量确定设计水位后,利用水面比降推算出桥位计算断面的设计水位。

5.5.2 当桥位计算断面和水文断面上、下游有卡口、人工建筑物或断面形状和面积相差较大,河底纵坡有明显曲折时,宜按式(5.3.1-9),采用试算法求算设计流量时的水面线,推求设计水位。

5.6 设计洪水过程线

5.6.1 有流量观测资料时,选用洪水较大,对桥梁设计不利的实测洪水过程线作为典型,按同倍比放大成设计洪水过程线,放大倍比按下式计算:

$$k_g = \frac{Q_p}{Q} \tag{5.6.1}$$

式中:

k_g——放大倍比;

Q——典型洪水的洪峰流量(m^3/s);

Q_p——频率为 $P\%$的设计流量(m^3/s)。

5.6.2 无实测典型洪水过程线时,可按各地水利部门的方法绘制。

6 桥孔设计

6.1 一般规定

6.1.1 桥孔设计必须保证设计洪水以内的各级洪水和泥沙安全通过，并满足通航、流冰、流木及其他漂浮物通过的要求。

6.1.2 桥孔布设应适应各类河段的特性及演变特点，避免河床产生不利变形，且做到经济合理。各类河段的特性及河床演变特点见本规范附录A。

6.1.3 建桥后引起的桥前壅水高度、流势变化和河床变形，应在安全允许范围之内。

6.1.4 桥孔设计应考虑桥位上下游已建或拟建的水利工程、航道码头和管线等引起的河床演变对桥孔的影响。

6.1.5 桥位河段的天然河道不宜开挖或改移。开挖、改移河道应具有可靠的技术经济论证。

6.1.6 跨越河口、海湾及海岛之间的桥梁，必须保证在潮汐、海浪、风暴潮、海流及海底泥沙运动等各种海洋水文条件影响下，正常使用和满足通航的要求。

6.2 桥孔长度

6.2.1 桥孔最小净长度宜符合下列规定：

1 峡谷河段，可按河床地形布孔，不宜压缩河槽，可不作桥孔最小净长度计算。

2 开阔、顺直微弯、分汊、弯曲河段及滩、槽可分的不稳定河段，宜按下式计算桥孔最小净长度：

$$L_j = K_q\left(\frac{Q_p}{Q_c}\right)^{n_3} B_c \tag{6.2.1-1}$$

式中：

L_j——桥孔最小净长度(m)；

Q_p——设计流量(m^3/s)；

Q_c——河槽流量(m^3/s);

B_c——河槽宽度(m);

K_q、n_3——系数和指数,应按表 6.2.1 采用。

表 6.2.1 K_q、n_3 值表

河 段 类 型	K_q	n_3
开阔、顺直微弯河段	0.84	0.90
分汊、弯曲河段	0.95	0.87
滩、槽可分的不稳定河段	0.69	1.59

3 宽滩河段,宜按下式计算桥孔最小净长度:

$$L_j = \frac{Q_p}{\beta_{qc}} \tag{6.2.1-2}$$

$$\beta = 1.19\left(\frac{Q_c}{Q_t}\right)^{0.10} \tag{6.2.1-3}$$

式中:

β——水流压缩系数;

q_c——河槽平均单宽流量($m^3/s \cdot m$);

Q_t——河滩流量(m^3/s)。

4 滩、槽难分的不稳定河段,宜按下式计算桥孔最小净长度:

$$L_j = C_p \cdot B_0 \tag{6.2.1-4}$$

$$B_0 = 16.07\left(\frac{\bar{Q}^{0.24}}{\bar{d}^{0.3}}\right) \tag{6.2.1-5}$$

$$C_p = \left(\frac{Q_p}{Q_{2\%}}\right)^{0.33} \tag{6.2.1-6}$$

式中:

B_0——基本河槽宽度(m);

$\bar{Q}$——年最大流量平均值(m^3/s);

$\bar{d}$——河床泥沙平均粒径(m);

C_p——洪水频率系数;

$Q_{2\%}$——频率为 2%的洪水流量(m^3/s)。

6.2.2 桥孔设计长度

除应满足本规范第 6.2.1 条计算的最小净长度外,尚应结合桥位地形、桥前壅水、冲刷深度、河床地质等情况,作出不同桥长的技术经济比较,综合论证后确定。

6.3 桥孔布设

6.3.1 桥孔布设应与天然河流断面流量分配相适应。在稳定性河段上，左右河滩桥孔长度之比应近似与左右河滩流量之比相当；在次稳定和不稳定河段上，桥孔布设必须考虑河床变形和流量分布变化趋势的影响。桥孔不宜压缩河槽，可适当压缩河滩。

6.3.2 在内河通航的河段上，通航孔布设应符合《内河通航标准》(GBJ 139)的规定，并应充分考虑河床演变和不同水位所引起的航道变化。通航海轮的桥梁桥孔布设应符合《通航海轮桥梁通航标准》(JTJ 311)的规定。

6.3.3 主流深泓线上或主航道上不宜布设桥墩；在断层、陷穴、溶洞、滑坡等不良地质地段也不宜布设墩台。

6.3.4 在有流冰、流木的河段上，桥孔应适当放大。

6.3.5 山区河流的桥孔布设宜符合下列要求：

1 峡谷河段宜单孔跨越。桥面高程应根据设计洪水位，并结合两岸地形和路线等条件确定。

2 在开阔河段可适当压缩河滩。河滩路堤宜与洪水主流流向正交，否则应增设调治工程。

6.3.6 平原河流的桥孔布设应符合下列要求：

1 在顺直微弯河段，桥孔布设应考虑河槽内边滩下移，主槽在河槽内摆动的影响。

2 在弯曲河段，应通过河床演变调查，预测河弯发展和深泓变化，考虑河槽凹岸水流集中冲刷和凸岸淤积等对桥孔及墩台的影响。

3 在滩槽较稳定的分汊河段上，若多年流量分配基本稳定，可考虑布设一河多桥。桥孔布设应预计各汊流流量分配比例的变化，并应设置同流量分配相对应的导流构造物。

4 在宽滩河段，可根据桥位上下游主流趋势及深泓线摆动范围布设桥孔，并可适

当压缩河滩,但应考虑壅水对上游的影响。若河汊稳定又不宜导入桥孔时,可考虑修建一河多桥。

5 在游荡河段,不宜过多压缩河床,应结合当地治理规划,辅以调治工程,在深泓线可能摆动的范围内,不宜设置桥墩。

6.3.7 山前区河流桥孔布设应符合下列要求:

1 在山前变迁河段,在辅以适当的调治构造物的基础上,可较大地压缩河滩。桥轴线应与河岸线或洪水总趋势正交。河滩路堤不宜设置小桥和涵洞。当采用一河多桥方案时,应堵截临近主河槽的支汊。

2 在冲积漫流河段,桥孔宜在河流上游狭窄或下游收缩段跨越。若在河床宽阔、水流有明显分支处跨越,可采用一河多桥方案,并应在各桥间采用相应的分流和防护措施。桥下净空应考虑河床淤积影响。

6.4 桥面设计高程

6.4.1 不通航河流的桥面设计高程宜按下列规定计算:

1 按设计水位计算桥面最低高程时,应按下式计算:

$$H_{min} = H_s + \sum \Delta h + \Delta h_j + \Delta h_0 \qquad (6.4.1\text{-}1)$$

式中:

H_{min}——桥面最低高程(m);

H_s——设计水位(m);

$\sum \Delta h$——考虑壅水、浪高、波浪壅高、河弯超高、水拱、局部股流壅高(水拱与局部股流壅高只取其大者)、床面淤高、漂浮物高度等诸因素的总和(m);

Δh_j——桥下净空安全值(m),应符合表6.4.1的规定;

Δh_0——桥梁上部构造建筑高度(m),应包括桥面铺装高度。

2 按设计最高流冰水位计算桥面最低高程时,应按下式计算:

$$H_{min} = H_{SB} + \Delta h_j + \Delta h_0 \qquad (6.4.1\text{-}2)$$

式中:

H_{SB}——设计最高流冰水位(m),应考虑床面淤高。

表 6.4.1　不通航河流桥下净空安全值 Δh_j

桥梁部位	按设计水位计算的桥下净空安全值(m)	按最高流冰水位计算的桥下净空安全值(m)
梁底	0.50	0.75
支座垫石顶面	0.25	0.5
拱脚	按注(1)要求办理	0.25

注:(1)无铰拱的拱脚,可被洪水淹没,淹没高度不宜超过拱圈矢高的三分之二;拱顶底面至设计水位的净高不应小于 1m。

(2)山区河流水位变化大,桥下净空安全值可适当加大。

3　桥面设计高程不应低于式(6.4.1-1)或式(6.4.1-2)的计算值。

6.4.2　通航河流的桥面设计高程除应满足不通航河流的要求外,同时还应满足下式要求:

$$H_{min} = H_{tn} + H_M + \Delta h_0 \tag{6.4.2}$$

式中:

H_{tn}——设计最高通航水位(m);

H_M——通航净空高度(m)。

7 墩台冲刷计算及基础埋深

7.1 一般规定

7.1.1 桥梁墩台冲刷应包括河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷三部分。在确定基础埋深时,应根据桥位河段情况,取其不利组合作为基础埋深的依据。

7.1.2 墩台冲刷深度应根据地区特点、河段特性、水文与泥沙特征、河床地质等情况采用本规范相应的公式计算,必要时可采用其他公式或利用实测、调查资料验证,分析论证后选用合理的计算成果。

7.1.3 水文与泥沙条件复杂或墩型系数难以确定的特殊大桥,冲刷深度可通过水工模型试验确定。

7.2 河床自然演变冲刷

7.2.1 对于河床逐年自然下切的变形,可通过调查或利用各年河床断面、河段地形图等资料,分析逐年下切程度,估算桥梁使用期内自然下切的深度。

7.2.2 对于河槽横向变动引起的自然演变冲刷,宜在桥位河段内选用对计算冲刷不利的断面作为计算断面。

7.2.3 对于现有涉河工程引起的河床变形,可收集已有分析资料、动床模型试验成果预测,或采用相应公式计算确定。

7.3 桥下一般冲刷计算

7.3.1 非粘性土河床的一般冲刷,可按下列公式计算:

1 河槽部分

1)64-2 简化式

$$h_p = 1.04\left(A_d \frac{Q_2}{Q_c}\right)^{0.90}\left(\frac{B_c}{(1-\lambda)\mu B_{cg}}\right)^{0.66} \cdot h_{cm} \qquad (7.3.1\text{-}1)$$

$$Q_2 = \frac{Q_c}{Q_c + Q_{t1}} Q_p \tag{7.3.1-2}$$

$$A_d = \left(\frac{\sqrt{B_z}}{H_z}\right)^{0.15} \tag{7.3.1-3}$$

式中：

h_p——桥下一般冲刷后的最大水深(m)；

Q_p——频率为 $P\%$ 的设计流量(m^3/s)；

Q_2——桥下河槽部分通过的设计流量(m^3/s)，当河槽能扩宽至全桥时取用 Q_p；

Q_c——天然状态下河槽部分设计流量(m^3/s)；

Q_{t1}——天然状态下桥下河滩部分设计流量(m^3/s)；

B_{cg}——桥长范围内的河槽宽度(m)，当河槽能扩宽至全桥时取用桥孔总长度；

B_z——造床流量下的河槽宽度(m)，对复式河床可取平滩水位时河槽宽度；

λ——设计水位下，在 B_{cg} 宽度范围内，桥墩阻水总面积与过水面积的比值；

μ——桥墩水流侧向压缩系数，应按表 7.3.1-1 确定；

h_{cm}——河槽最大水深(m)；

A_d——单宽流量集中系数，山前变迁、游荡、宽滩河段当 $A_d > 1.8$ 时，A_d 值可采用 1.8；

H_z——造床流量下的河槽平均水深(m)，对复式河床可取平滩水位时河槽平均水深。

表 7.3.1-1　桥墩水流侧向压缩系数值 μ 表

设计流速 V_s (m/s)	单孔净跨径 L_0(m)								
	≤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
3.5	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)系数 μ 是指墩台侧面因漩涡形成滞流区而减少过水面积的折减系数。

(2)当单孔净跨径 $L_0 > 45$m 时，可按 $\mu = 1 - 0.375\frac{V_s}{L_0}$ 计算。对不等跨的桥孔可采用各孔 μ 值的平均值。单孔净跨径大于 200m 时，取 $\mu \approx 1.0$。

2)64-1 修正式

$$h_p = \left[\frac{A_d \dfrac{Q_2}{\mu B_{cj}}\left(\dfrac{h_{cm}}{h_{cq}}\right)^{5/3}}{E\bar{d}^{1/6}}\right]^{3/5} \tag{7.3.1-4}$$

式中:

B_{cj}——河槽部分桥孔过水净宽(m),当桥下河槽能扩宽至全桥时,即为全桥桥孔过水净宽;

h_{cq}——桥下河槽平均水深(m);

$\bar{d}$——河槽泥沙平均粒径(mm);

E——与汛期含沙量有关的系数,可按表 7.3.1-2 选用。

表 7.3.1-2 E 值 表

含沙量 ρ(kg/m³)	<1.0	1~10	>10
E	0.46	0.66	0.86

注:含沙量 ρ 采用历年汛期月最大含沙量平均值。

2 河滩部分

$$h_p = \left[\frac{\dfrac{Q_1}{\mu B_{tj}}\left(\dfrac{h_{tm}}{h_{tq}}\right)^{5/3}}{V_{H1}}\right]^{5/6} \tag{7.3.1-5}$$

$$Q_1 = \frac{Q_{t1}}{Q_c + Q_{t1}} Q_p \tag{7.3.1-6}$$

式中:

Q_1——桥下河滩部分通过的设计流量(m³/s);

h_{tm}——桥下河滩最大水深(m);

h_{tq}——桥下河滩平均水深(m);

B_{tj}——河滩部分桥孔净长(m);

V_{H1}——河滩水深 1m 时非粘性土不冲刷流速(m/s),可按表 7.3.1-3 选用。

表 7.3.1-3 水深 1m 时非粘性土不冲刷流速表

河床泥沙		$\bar{d}$(mm)	V_{H1}(m/s)	河床泥沙		$\bar{d}$(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

7.3.2 粘性土河床的一般冲刷，可按下列公式计算：

1 河槽部分

$$h_p = \left[\frac{A_d \dfrac{Q_2}{\mu B_{cj}}\left(\dfrac{h_{cm}}{h_{cq}}\right)^{5/3}}{0.33\left(\dfrac{1}{I_L}\right)}\right]^{5/8} \tag{7.3.2-1}$$

式中：

A_d——单宽流量集中系数，取 1.0～1.2；

I_L——冲刷坑范围内粘性土液性指数，适用范围为 0.16～1.19。

2 河滩部分

$$h_p = \left[\frac{\dfrac{Q_1}{\mu B_{tj}}\left(\dfrac{h_{tm}}{h_{tq}}\right)^{5/3}}{0.33\left(\dfrac{1}{I_L}\right)}\right]^{6/7} \tag{7.3.2-2}$$

7.4 墩台局部冲刷计算

7.4.1 非粘性土河床桥墩局部冲刷，可按下列公式计算：

1 65-2 式

当 $V \leq V_0$

$$h_b = K_\xi K_{\eta 2} B_1^{0.6} h_p^{0.15}\left(\frac{V - V'_0}{V_0}\right) \tag{7.4.1-1}$$

当 $V > V_0$

$$h_b = K_\xi K_{\eta 2} B_1^{0.6} h_p^{0.15}\left(\frac{V - V'_0}{V_0}\right)^{n_2} \tag{7.4.1-2}$$

$$K_{\eta 2} = \frac{0.0023}{\bar{d}^{2.2}} + 0.375\bar{d}^{0.24} \tag{7.4.1-3}$$

$$V_0 = 0.28(\bar{d} + 0.7)^{0.5} \tag{7.4.1-4}$$

$$V'_0 = 0.12(\bar{d} + 0.5)^{0.55} \tag{7.4.1-5}$$

$$n_2 = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.23+0.19\lg\bar{d}} \tag{7.4.1-6}$$

式中：

h_b——桥墩局部冲刷深度(m);

K_ξ——墩形系数,可按附录 B 选用;

B_1——桥墩计算宽度(m);

h_p——一般冲刷后的最大水深(m);

$\bar{d}$——河床泥沙平均粒径(mm);

$K_{\eta 2}$——河床颗粒影响系数;

V——一般冲刷后墩前行近流速(m/s),按本规范 7.4.4 条规定计算;

V_0——河床泥沙起动流速(m/s);

V'_0——墩前泥沙起冲流速(m/s);

n_2——指数。

2 65-1 修正式:

$$\text{当 } V \leqslant V_0 \qquad h_b = K_\xi K_{\eta 1} B_1^{0.6}(V - V'_0) \tag{7.4.1-7}$$

$$\text{当 } V > V_0 \qquad h_b = K_\xi K_{\eta 1} B_1^{0.6}(V_0 - V'_0)\left(\frac{V - V'_0}{V_0 - V'_0}\right)^{n_1} \tag{7.4.1-8}$$

$$V_0 = 0.0246\left(\frac{h_p}{\bar{d}}\right)^{0.14}\sqrt{332\bar{d} + \frac{10 + h_p}{\bar{d}^{0.72}}} \tag{7.4.1-9}$$

$$K_{\eta 1} = 0.8\left(\frac{1}{\bar{d}^{0.45}} + \frac{1}{\bar{d}^{0.15}}\right) \tag{7.4.1-10}$$

$$V'_0 = 0.462\left(\frac{\bar{d}}{B_1}\right)^{0.06} V_0 \tag{7.4.1-11}$$

$$n_1 = \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0.25\bar{d}^{-0.19}} \tag{7.4.1-12}$$

式中:

$K_{\eta 1}$——河床颗粒影响系数;

n_1——指数。

7.4.2 粘性土河床桥墩局部冲刷可按下式计算:

$$\text{当}\frac{h_p}{B_1} \geqslant 2.5\text{ 时}, \qquad h_b = 0.83 K_\xi B_1^{0.6} I_L^{1.25} V \tag{7.4.2-1}$$

$$\text{当}\frac{h_p}{B_1} < 2.5\text{ 时}, \qquad h_b = 0.55 K_\xi B_1^{0.6} h_p^{0.1} I_L^{1.0} V \tag{7.4.2-2}$$

式中:

I_L——冲刷坑范围内粘性土液性指数,适用范围为 0.16~1.48。

7.4.3 桥台最大冲刷深度，应结合桥位河床特征、压缩程度等情况，分析、计算比较后确定。

7.4.4 一般冲刷后墩前行近流速宜按下列公式计算：

1 当采用式(7.3.1-1)(64-2简化式)计算一般冲刷深度时：

$$V = \frac{A_d^{0.1}}{1.04}\left(\frac{Q_2}{Q_c}\right)^{0.1}\left[\frac{B_c}{\mu(1-\lambda)B_{cg}}\right]^{0.34}\left(\frac{h_{cm}}{h_c}\right)^{2/3}V_c \qquad (7.4.4\text{-}1)$$

式中：

V_c——河槽平均流速(m/s)；

h_c——河槽平均水深(m)。

2 当采用式(7.3.1-4)(64-1修正式)计算一般冲刷深度时：

$$V = E\bar{d}^{1/6}h_p^{2/3} \qquad (7.4.4\text{-}2)$$

3 当采用式(7.3.1-5)计算一般冲刷深度时：

$$V = V_{HI}h_p^{1/5} \qquad (7.4.4\text{-}3)$$

4 当采用式(7.3.2-1)计算一般冲刷深度时：

$$V = \frac{0.33}{I_L}h_p^{3/5} \qquad (7.4.4\text{-}4)$$

5 当采用式(7.3.2-2)计算一般冲刷深度时：

$$V = \frac{0.33}{I_L}h_p^{1/6} \qquad (7.4.4\text{-}5)$$

7.5 特殊情况的冲刷计算

7.5.1 当桥下河床由多层成分不同的土质组成，分层土河床的冲刷可采用逐层渐近计算法进行。

7.5.2 软岩冲刷可根据岩石类别按本规范附录C的规定计算。

7.6 墩台基底最小埋置深度

7.6.1 在确定桥梁墩台基础埋置深度时,应根据桥位河段具体情况,取河床自然演变冲刷、一般冲刷和局部冲刷的不利组合,作为确定墩台基础埋深的依据。

7.6.2 非岩石河床墩台基底埋深安全值,可按表7.6.2确定。

表7.6.2 基底埋深安全值

桥梁类别	总冲刷深度(m)				
	0	5	10	15	20
一般桥梁	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
特殊大桥	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值;若设计流量、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,其值可适当加大。

(3)若桥位上下游有已建桥梁或属旧桥改建,应调查旧桥的特大洪水冲刷情况,新桥墩台基础埋置深度应在旧桥最大冲刷深度上酌加必要的安全值。

7.6.3 岩石河床墩台基底最小埋置深度可按本规范附录C确定。

7.6.4 位于河槽的桥台,当其最大冲刷深度小于桥墩总冲刷深度时,桥台基底的埋深应与桥墩基底高程相同;当桥台位于河滩时,对河槽摆动的不稳定河流,桥台基底高程应与桥墩相同;在稳定河流上,桥台基底高程可按照桥台冲刷计算结果确定。

7.6.5 桥台锥体护坡基脚埋置深度应考虑冲刷的影响,当位于稳定、次稳定河段的河滩上,基脚底面应在一般冲刷线以下至少0.50m;当桥台位于不稳定河流的河滩上,基脚底面应在一般冲刷线以下至少1m。

8 小桥涵水文勘测设计

8.1 布设原则

8.1.1 应根据沿线地形、地质、水文等条件，结合全线排水系统，适应农田排灌，经济合理地布设小桥涵，达到本规范第5章规定设计洪水频率的排水能力。

8.1.2 小桥涵位置应符合沿线线形布设要求，当不受线形布设限制时，宜将小桥涵位置选择在地形有利、地质条件良好、地基承载力较高、河床稳定的河（沟）段上。

8.1.3 在每个汇水区或每条排水河沟，都应设置小桥涵。当地形条件许可，技术、经济合理，可并沟设置。

8.1.4 当小桥涵距下游汇入河道较近，应考虑下游河道的设计水位及冲淤变化对桥涵净高和基础埋深的影响。

8.1.5 在山口冲积扇地区，应分散设置小桥涵，不宜强行改沟引至低洼处。两冲积扇间洼地，亦应布设小桥涵。

8.1.6 在漫流无明显沟槽地带，宜采取分片泄洪，在主要水流处布设小桥涵，但不宜过分集中布设。

8.1.7 在农灌区应与农田排灌系统相配合。当需局部改变原有排灌系统时，不应降低原有排灌功能。

8.1.8 排灌渠上小桥涵的孔径，可按排灌渠的设计过水断面拟定。天然河沟上的小桥涵，可按河沟断面形态，初拟孔径，按本规范8.4节进行孔径验算。所拟孔径不宜过多压缩设计洪水标准下河沟的天然排水面积，也不宜压缩河槽排水面积。

8.1.9 寒冷地区的小桥涵孔径及高度应考虑涎流冰的影响。

8.1.10 进出洞口的布设，应有利于水流的排泄，必要时可配合进出洞口设置引水或排水工程。

8.1.11 三、四级公路,可布设漫水小桥涵或过水路面。三级公路上的漫水小桥涵或过水路面应满足在1/25洪水频率时,车辆能安全通行。车辆通行的桥(路)面水深不应大于0.3m;四级公路上的漫水小桥涵或过水路面,在1/25洪水频率时,允许有限度中断交通,其中断时间可按具体情况决定。

8.2 水文调查与勘测

8.2.1 应收集以下资料:

1 沿线地形图。

2 设计流量计算所需要的资料。如多年平均年降雨量,与设计洪水频率对应的24h降雨量及雨力等。

3 地区性洪水计算方法、历史洪水资料、各河沟已有洪水计算成果。

4 现有排灌系统及规划方案图、各排灌渠的设计断面、流量、水位等。

8.2.2 水文调查与勘测应含以下主要内容:

1 各汇水区内土壤类别、植被情况、蓄水工程分布及现状。

2 根据河沟两岸土壤类别、河床质,选定河沟糙率。

3 当桥(涵)位处于村庄附近,应调查历史洪水位、常水位、河床冲淤及漂浮物等情况。

4 调查涎流冰及原有桥涵的现状、结构类型、基础埋深、冲刷变化、运用情况等。

5 测河沟比降。施测范围应以能求得桥(涵)区段河沟的坡度为准。平原区为水文断面上游不少于200m,下游不少于100m;山区为水文断面上游不少于100m,下游不少于50m。

6 测水文断面。当路线与河沟斜交时,应在桥(涵)位附近布测水文断面;当历史洪水位距桥(涵)位比较远,河沟断面有较大变化时,在历史洪水位附近,亦应布测水文断面,测量范围以满足水位、流量计算为准。

8.3 水文计算

8.3.1 山区、丘陵区小流域设计流量，可按暴雨径流公式或地区性流量经验公式计算。

8.3.2 平原区小流域设计流量，宜采用地区性经验公式或按本规范5.3节“利用历史洪水位推算设计流量”的方法计算。当历史洪水位只能调查到一次时，其重现期的确定应符合地区历史洪水的情况。

8.3.3 在同一水文分区内，如有相似汇水区或同一汇水区中有较可靠的设计流量成果，或有洪水资料能较可靠地求得设计流量时，可按下式推求桥涵址处的设计流量。

$$Q_{p1} = \left(\frac{F_1}{F_2}\right)^{n_1} Q_{p2} \tag{8.3.3}$$

式中：

Q_{p1}、F_1——桥(涵)位处的设计流量(m^3/s)、汇水面积(km^2)；

Q_{p2}、F_2——相似汇水区的设计流量(m^3/s)、汇水面积(km^2)；

n_1——按地区经验值取用，一般为0.5～0.8。

8.3.4 凡能调查到历史洪水位的河沟，都应对暴雨径流公式或地区流量计算公式推算的设计流量，用历史洪水流量相验证。

8.3.5 与设计流量对应的设计水位，可采用本规范式(5.3.1-1)，用试算法或点绘水位－流量关系线求得。

8.4 孔径设计

8.4.1 一般规定

1 小桥涵孔径设计必须保证设计洪水、漂浮物等的安全通过，满足排灌需要，避免对上、下游农田房舍的不利影响，并考虑工程造价的经济合理。

2 小桥宜设计为非自由出流状态，涵洞应设计为无压力式。桥下净空安全值应符合表6.4.1的规定。无压力式涵洞内顶点至最高流水面的净空，应符合表8.4.1的规定。涵前水深应小于或等于涵洞净高的1.15倍。

3 在小桥涵孔径计算中,可不计桥涵前积水对设计流量的影响。

表 8.4.1 无压力式涵洞净空高度(m)

涵洞类型 / 涵洞进口净高 h_d(m)	管 涵	拱 涵	矩 形 涵
≤3	≥h_d/4	≥h_d/4	≥h_d/6
>3	≥0.75	≥0.75	≥0.50

8.4.2 桥下有铺砌的小桥孔径的验算可根据河沟断面形态,初拟孔径,验算桥下流速、桥下水深及桥前壅水位。

8.4.3 桥下可冲刷的小桥孔径的验算可根据河沟断面形态初拟孔径后,按本规范第6章"桥孔设计"、第7章"墩台冲刷计算及基础埋深"的规定,计算壅水高,验算桥前壅水位及桥下净空,计算冲刷深度,验算基础埋深。基底埋深安全值应不少于1m。

8.4.4 无压力式涵洞的孔径的验算可根据河沟断面形态初拟孔径后,验算涵内流速、水深和涵前壅水位。

8.5 冲刷防护

8.5.1 在小桥涵上、下游河沟和路基边坡的一定范围内,宜采取防冲刷措施。

8.5.2 当沟底纵坡等于或小于15%时,桥涵铺砌面纵坡可与沟底纵坡相接近;当沟底纵坡大于15%时,桥涵铺砌面宜按沟坡做成台阶式或设置不大于临界坡度的纵坡,并与天然河沟相顺接。

8.5.3 桥涵河底铺砌防护范围,当沟底纵坡等于或小于15%时,一般铺砌到上、下游翼墙端部,并应在上、下游铺砌面端部设置截水墙。截水墙埋置深度不小于台身或翼墙基础深度。当桥涵出口流速大于河沟土壤允许流速时,应在下游洞口铺砌面上设置挑坎,挑坎形式可根据铺砌长度确定,或在下游铺砌面末端抛填片石,铺砌面的高程,宜略低于河床面高程,铺砌类型应与设计流速相适应。

9 路基水文勘测设计

9.1 一般规定

9.1.1 路基水文勘测设计应根据地区特点和水文特征，采用相应的勘测设计方法，为路基及其地表排水、防护工程的合理设计，提供水文依据。

9.1.2 路基及其地表排水、防护工程的设计洪水频率，应符合本规范 5.1 节及《公路路基设计规范》(JTJ 013)的规定。

9.1.3 路基水文勘测设计宜与桥涵水文勘测设计统一进行，综合考虑全线排水系统设计。

9.2 水文调查与勘测

9.2.1 对一般地区，应进行汇水区概况调查，收集暴雨径流及地质资料，调查涎流冰、地表积水的范围及地下水出露位置、流量、季节性变化等。

9.2.2 对沿河路基，宜按下列要求进行水文调查与勘测：

1 水文调查内容宜按本规范 4.2 节进行。

2 水文断面沿路线布设的间距，可取 1～2 倍河宽；在河床断面及纵坡有明显变化、较大支流汇入、分流前后、历史洪水位调查点附近，应增设水文断面。水文断面的施测范围，应符合本规范 4.3.1 条规定。

3 河段地形图应包括对工程有影响的河段，高程测绘至历史最高洪水位以上；测绘内容着重于影响流向的地形、地物，并应标出水文断面及历史洪水位。

4 河床比降可利用河段地形图点绘，洪水比降测绘应符合本规范 4.3.2 条规定。

9.3 水文分析与计算

9.3.1 对一般地区，设计流量宜按本规范 5.4 节计算，地表径流深度或积水深度可由调查确定。

9.3.2 对沿河路基,水文分析与计算宜按下列规定进行:

1 设计流量按本规范第5章推求。

2 设计水面线可根据各水文断面的水位-流量关系线,推出设计水位,结合河床比降、历史洪水比降确定;亦可采用水面曲线法求出设计水面线。

3 沿路基的水流流速,可采用路基近旁河槽或河滩的平均流速;当水流流向与路基夹角等于或大于15°时,按下式计算:

$$V_\beta = \frac{2\varepsilon_\beta}{1+\varepsilon_\beta} V_{c(t)} \tag{9.3.2}$$

式中:

V_β——斜流流速(m/s);

$V_{c(t)}$——路基近旁河槽或河滩的平均流速(m/s);

ε_β——流速不均匀分布系数,按表9.3.2查取。

表9.3.2 ε_β 值 表

水流与路基夹角 β	≤15°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
ε_β	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00

4 沿河路基不宜侵入河槽,不宜过多压缩河道过水面积,与水流的交角不宜过大。当压缩过水面积较多时,应计算壅水高度,分析对河道流向、河床变形及堤岸、田舍的影响。

9.3.3 对河滩路基,水文分析与计算可按下列规定进行:

1 河滩上的设计流量、设计水位和流速,应在桥位水文分析和计算中完成。

2 桥头无导流堤或有梨形导流堤的路基上游侧最大壅水高度,可按下式计算:

$$\Delta h_{sh} = \Delta Z + L_{y1} I \tag{9.3.3-1}$$

$$L_{y1} = K_s(1 - M')B \tag{9.3.3-2}$$

式中:

Δh_{sh}——路基上游侧,设计水位以上的最大壅水高度(m);

ΔZ——桥前最大壅水高(m);

L_{y1}——桥前最大壅水高处至桥轴线的距离(m);

I——桥位河段天然洪水比降(以小数计)；

M'——天然状态下桥孔范围内通过的流量与设计流量之比；

B——设计洪水时的水面宽度(m)；

K_s——系数,可查表9.3.3-1。

表9.3.3-1 K_s系数表

M'	0.8	0.7	0.6	0.5
K_s	0.45	0.49	0.53	0.59

最大壅水高度点至桥台前缘的距离,可按下式计算：

$$L_{sh} = AL_{y1} - 0.5L_d \tag{9.3.3-3}$$

$$E' = 1 - \frac{Q'_{t2}}{Q'_{t1}} \tag{9.3.3-4}$$

式中：

L_{sh}——最大壅水高度点至桥台前缘的距离(m)；

L_d——两桥台前缘间的距离(m)；

A——系数,根据E'、M'值查表9.3.3-2；

E'——桥孔偏置系数；

Q'_{t1}——桥梁一端路基阻挡的较大流量(m^3/s)；

Q'_{t2}——桥梁另一端路基阻挡的较小流量(m^3/s)。

表9.3.3-2 A系数表

M' \ E'	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.5	1.43	1.44	1.48	1.55	1.63	1.73	1.85	1.98	2.14	2.31
0.6	1.93	1.94	1.95	2.00	2.09	2.20	2.35	2.52	2.73	2.97
0.7	2.80	2.81	2.82	2.83	2.90	3.03	3.23	3.47	3.79	4.16
0.8	4.60	4.64	4.68	4.72	4.77	4.87	5.16	5.57	6.16	6.92

桥台前缘至最大壅水高度点的水面横坡可按下式计算：

$$I_h = \frac{L_{y1}I}{L_{sh}} \tag{9.3.3-5}$$

最大壅水高度点至岸边的水面,按平坡计。

当计算的 L_{sh} 大于河滩路基长度时,最大壅水高度可按下式计算:

$$\Delta h_{sh}' = \Delta Z + L_a \frac{L_{yl} I}{L_{sh}} \tag{9.3.3-6}$$

式中:

$\Delta h_{sh}'$——当 $L_{sh} > L_a$ 时,路基上游侧边坡与岸坡交接处设计水位以上的最大壅水高度(m);

L_a——由桥台前缘至同一端岸边间的路基长度(m)。

3 桥头有非封闭式导流堤的路基上游侧壅水高,宜按以下规定确定:

1)当 $L_{sh} < L_a$ 时,按 Δh_{sh} 计;

2)当 $L_{sh} > L_a$ 时,按 $\Delta h_{sh}'$ 计;

3)沿路基的水面线按平坡考虑。

4 沿路基下游侧水位,按同一高度计;该水位比设计水位的降低值可按下式估算:

$$\Delta h_x = K_j h_{tl} \tag{9.3.3-7}$$

式中:

Δh_x——水位降低值(m);

h_{tl}——设计水位时,河滩路基范围内的平均水深(m);

K_j——水位降低系数,可查表 9.3.3-3。

表 9.3.3-3 K_j 值 表

$\frac{Q_t'}{Q_p}$ \ E'	河滩路基阻挡流量较大一端						河滩路基阻挡流量较小一端					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.1	0.07	0.08	0.10	0.12	0.13	0.14	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.06
0.2	0.13	0.17	0.20	0.23	0.25	0.26	0.13	0.13	0.12	0.12	0.11	0.11
0.3	0.19	0.25	0.29	0.33	0.35	0.36	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17
0.4	0.25	0.33	0.38	0.41	0.43	0.44	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.22
0.5	0.30	0.40	0.44	0.46	0.48	0.48	0.30	0.29	0.28	0.27	0.26	0.24
0.6	0.33	0.42	0.47	0.49	0.51	0.51	0.33	0.32	0.30	0.29	0.28	0.26
0.7	0.36	0.44	0.49	0.51	0.52	0.52	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.27

注:(1)表列 K_j 值可内插求算。

(2)表中 Q_t' 为两端河滩路基所阻挡的流量之和(m^3/s),E' 为桥孔偏置系数,Q_p 为设计流量(m^3/s)。

5 上、下游两侧最大水位差可按下式计算：

$$\Delta h_m = \Delta h_{sh} + \Delta h_x \tag{9.3.3-8}$$

$$或\ \Delta h_m = \Delta h_{sh}' + \Delta h_x \tag{9.3.3-9}$$

式中：

Δh_m——上、下游两侧最大水位差(m)。

6 上、下游两侧沿路基的水流流速，可按下式计算。靠近桥台部分的流速，宜采用桥下流速。

$$V_j = 0.7V_{tj} \tag{9.3.3-10}$$

式中：

V_j——上、下游两侧沿路基的水流流速(m/s)；

V_{tj}——天然状态下河滩路基范围内的平均流速(m/s)。

9.3.4 对平原低洼(河网)地区，水文分析与计算可按下列规定进行：

1 路基上游有分洪、滞洪等情况时，设计流量和水位可根据分洪进水口及路基上游汇水区的设计洪水频率流量过程线、路基上游蓄水体积与水位的关系线、路基水文断面水位与流量关系曲线，按照水量平衡原理推算。当出水口建有泄洪控制闸时，应在水量平衡运算中考虑其对路基断面流量的影响。

2 路基上游无分洪、滞洪等情况时，路基区段的设计流量可按下式计算：

$$Q_{p2} = Q_p - Q_{p1} \tag{9.3.4}$$

式中：

Q_{p2}——路基区段的设计流量(m^3/s)；

Q_p——汇水区域内设计总流量(m^3/s)，可采用雨量资料或地区经验公式求算；

Q_{p1}——汇水区域内河沟排泄的设计流量(m^3/s)。

设计水位可根据低洼区的特点，按本规范式(10.3.2-1)或调查资料估定。

9.4 浸水路基高度

9.4.1 浸水路基的高度，除应满足《公路路基设计规范》(JTJ 013)规定的最小填土高度外，其边缘设计标高还应高出下式计算值：

$$H_{min} = H_s + \Sigma\Delta h + 0.5 \tag{9.4.1}$$

式中：

H_{min}——路基边缘最低标高(m)；

H_s——设计水位(m);

$\sum\Delta h$——考虑壅水高或水位降低值、波浪爬高、局部冲高、河弯超高、床面淤高等因素的总和(m)。

9.4.2 沿河路基、河滩路基的壅水高度应按本规范9.3.2条、9.3.3条计算,波浪爬高及床面淤高可由计算、调查确定;位于凹岸的沿河路基,或当水流流向与路基轴线斜交时,宜按下式计算局部冲高,与波浪爬高值比较,取大值计入(9.4.1)式。

$$\Delta h_{ch} = \frac{V_g^2 \sin^2\theta}{g\sqrt{1+m^2}} \tag{9.4.2}$$

式中:

Δh_{ch}——斜水流在路基边坡上的局部冲高(m);

V_g——冲向路基的水流平均流速(m/s);

θ——水流与河弯切线或路基轴线斜交角(°);

m——路基迎水面边坡系数;

g——取9.80(m/s^2)。

9.4.3 对有封闭式导流堤的河滩路基,当导流堤设计标准低于设计洪水频率时,应按式(9.4.1)计算路基边缘最低标高;当导流堤足能抵抗设计频率的洪水时,可按式(9.3.3-7)计算水位降低值,替代壅水高计入式(9.4.1),波浪爬高及床面淤高由计算、调查确定。

9.4.4 平原低洼(河网)地区路基区段的壅水高、波浪爬高及床面淤高由计算、调查确定。

9.5 冲刷防护

9.5.1 受水流冲刷的直接防护工程基底应埋置在冲刷线以下0.5~1.0m,或采用平面防护措施,防止基础掏空。

9.5.2 沿河路基直接防护工程的冲刷深度,应包括以下三部分:

1 河床自然演变冲刷:宜按本规范7.2节确定。

2 一般冲刷:宜按本规范7.3节计算。

3 局部冲刷:宜通过计算并结合实际调查分析确定。

10 特殊地区桥梁水文勘测设计

10.1 水库地区

10.1.1 桥位在水库蓄水影响区内时，应收集以下资料：

1 水库的性质、等级、设计标准和主坝、副坝、溢洪道尺寸。

2 库区地形图，纵、横断面图。

3 水库的水位与容积、水面面积、总下泄流量关系曲线。

4 天然状态下桥址河道的水位与流量、流速关系曲线、设计流量和历史最大流量过程线。

5 历年汛期入库的平均流量、水量和悬移质颗粒级配曲线等。

6 水库各种特征水位、回水曲线、水库设计淤积年限和淤积计算资料等。

7 调查库区最大波浪高度、波浪侵袭高、波浪长度及其相应的库水位资料。

8 调查库区冰情。

9 了解桥梁施工时库区可能的高低水位及持续时间。

10.1.2 桥位在水库蓄水影响区内时，设计流量计算宜符合下列要求：

1 位于水库变动回水段的桥梁，可按天然状态求算设计流量。

2 当水库设计洪水频率高于桥梁标准时，应采用与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线，进行调蓄计算，推算设计流量。起调水位应根据水库运用情况确定。

3 当水库校核洪水频率低于桥梁标准时，应按下列公式验算溃坝后库内桥梁通过

的最大流量。

$$Q_k = Q_{kh}\frac{W_q}{W - W_h} \tag{10.1.2-1}$$

$$Q_{kh} = 0.27\sqrt{g}\left(\frac{L_k}{B_k}\right)^{1/10}\left(\frac{B_k}{b_k}\right)^{1/3} b_k(h_b - k_0 h'_b)^{3/2} \tag{10.1.2-2}$$

式中:

Q_k——溃坝后库内桥梁通过的最大流量(m^3/s);

Q_{kh}——坝址处溃坝最大流量(m^3/s);

W_q——桥前溃坝水位时的库容(10^4m^3);

W——坝址以上溃坝水位时的总库容(10^4m^3);

W_h——坝体残留高度部分的库容(10^4m^3);

g——重力加速度,取 9.80(m/s^2);

L_k——库区长度(m);

B_k——坝长(m);

b_k——坝体溃决口门平均宽度(m);

h_b——溃坝时坝体上游水深(m),对未溃水库检算时,可采用坝高值;

h'_b——溃坝后坝体残留高度(m),当无法估算时,可以不计。

k_0——修正系数。

库区长度 L_k,可采用坝址断面至库区上游端部淹没宽度突然缩小处的距离,也可近似地按下式计算:

$$L_k = \frac{W \cdot 10^4}{h_b \cdot B_k} \tag{10.1.2-3}$$

当$\frac{L_k}{B_k} > 5$时,按$\frac{L_k}{B_k} = 5.0$计。

坝体溃决口门平均宽度 b_k,对混凝土重力坝,取坝长值;对一般土坝和堆石坝,按下列公式计算;当计算值大于坝长时,取坝长值。

当 $W > 10^6m^3$ 时,
$$b_k = K_1K_2W^{1/4}B_k^{1/7}h_b^{1/2} \tag{10.1.2-4}$$

当 $W \leqslant 10^6m^3$ 时,
$$b_k = K_1K_3(Wh_b)^{1/4} \tag{10.1.2-5}$$

式中:

K_1——安全系数,按路线等级及坝体质量情况,取 1.1~1.3。

K_2——坝体建材系数,对粘土类、粘土心墙或斜墙和土、石、混凝土的坝体,取

1.2,对均质壤土,取2.0;

K_3——材质系数;质量好的取6.6,质量差的取9.1。

修正系数 K_0 值,按下式计算;当计算值大于0.94时,取0.94。

$$K_0 = 1.4\left(\frac{b_k h'_b}{B_k h_b}\right)^{1/3} \tag{10.1.2-6}$$

10.1.3 桥位在水库蓄水影响区内时,设计水位宜符合下列要求:

1 可采用水利部门提供的与桥梁设计洪水频率相一致的桥下最高蓄水位;也可根据"水库回水计算"方法确定。设计水位应考虑水库淤积影响。

2 水库校核洪水频率低于桥梁设计洪水标准时,设计水位应采用水库校核洪水频率的桥下最高蓄水位。

10.1.4 桥位在水库蓄水影响区内时,水库回水计算宜符合下列要求:

1 根据水库纵、横断面及与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线,按照能量平衡或水量平衡原理,推求水库回水曲线。

2 水库纵、横断面应采用桥梁使用期内水库淤积后的断面,并取水库地形变化处为计算断面。

3 与桥梁设计洪水频率相一致的入库流量过程线,可利用水库的资料或按本规范第5章求算。

4 在调洪演算确定坝前水位和下泄流量时,起调水位应根据汛期水库运用情况确定,可采用水库正常蓄水位或防洪限制水位。

5 应按设计洪水入库流量过程线计算与各时段流量对应的回水曲线,比较各回水曲线的桥下水位,取最高值为设计水位。

10.1.5 桥位在水库下游时,应收集以下资料:

1 水库修建年代、设计标准、控制汇水面积、淤积情况及与桥梁设计洪水频率相同的下泄流量等基础资料。

2 水坝海漫的下游河底局部冲刷最大深度及冲刷向下游扩散的情况。

3 水坝与桥址间汇入各大支流的设计流量和汇水面积,桥、坝间距离和区间汇水面积。

10.1.6 桥位在水库下游时,设计流量计算宜符合下列要求:

1 当桥梁距水坝很近,区间汇水面积小于坝址以上汇水面积的10%时,桥下设计流量可直接采用同频率洪水时的水库下泄流量。

2 当区间汇水面积小于坝址以上汇水面积的20%,不大于1000km^{2}时,桥下设计流量可按下式估算:

$$Q_p = Q_{px} + Q'_p\left(\frac{F_q}{F}\right)^{n_1} \tag{10.1.6-1}$$

式中:

Q_p——桥下设计流量(m^3/s);

Q_{px}——设计频率洪水时的水库下泄流量(m^3/s);

Q'_p——天然状态下桥址断面设计洪水频率时的流量(m^3/s);

F——桥址以上汇水面积(km^2);

F_q——桥坝区间汇水面积(km^2);

n_1——面积指数。

3 当区间汇水面积≥20%,或>1000km^{2}时,桥下设计流量可按下列公式计算,并取大值。

$$Q_p = Q'_p - Q_{pb} + Q_{px} \tag{10.1.6-2}$$

$$Q_p = Q_{pq} + (Q'_p - Q_{pq})\frac{Q_{px}}{Q_{pb}} \tag{10.1.6-3}$$

式中:

Q_{pb}——天然状态下,与桥同频率的坝址断面流量(m^3/s);

Q_{px}——设计频率洪水时的水库下泄流量(m^3/s);

Q_{pq}——桥坝区间汇水面积的设计洪水频率的流量(m^3/s)。

4 水库的下泄流量可从水利部门查取,或按调洪演算确定。对缺少资料并有调洪作用的小型水库,其设计标准符合公路桥梁设计标准要求者,下泄流量可近似地按下式计算:

$$Q_{px} = Q_{pb}\left(1 - \frac{W_F}{W_{bs}}\right) \tag{10.1.6-4}$$

式中：

Q_{pb}——天然状态下与桥梁同频率的坝址断面流量(m^3/s)；

W_{bs}——对应坝址断面流量的洪水总量(m^3)；

W_F——水库防洪库容(m^3)。

5 桥梁设计洪水标准高于水库校核标准时，桥下设计流量除应按河流天然状态计算外，还应按下式验算溃坝后的桥下流量：

$$Q'_k = \frac{W_{ks}}{\frac{W_{ks}}{Q_{kh}} + \frac{L_{bq}}{\bar{V}K_0}} \tag{10.1.6-5}$$

式中：

Q'_k——桥址断面溃坝最大流量(m^3/s)；

W_{ks}——水库溃坝后下泄的水量(m^3)；

L_{bq}——桥坝间距离(m)；

$\bar{V}$——河道洪水期最大断面平均流速(m/s)，可采用实测最大值，无资料地区：山区可采用 3.0～5.0m/s，山前区可采用 2.0～3.0m/s，平原区可采用 1.0～2.0m/s；

K_0——调整系数，山区用 1.1～1.5，山前区用 1.0，平原区用 0.8～0.9。

10.1.7 桥位在水库下游时，设计水位计算可按本规范 5.5 节确定。计算断面宜采用建库前的原始断面，如采用建库后的河床断面，宜按建库后河道冲刷情况，适当提高设计水位。

10.1.8 桥孔设计宜按下列规定进行：

1 当桥位在水库蓄水影响区内，在变动回水区段，桥孔净长和基础埋置深度可按天然状态处理，桥面高程按本规范 6.4 节确定，位于结冰河流，还应考虑冰坝和冰塞可能造成水位抬高的影响；在库区内，桥长按地形条件、经济比较决定，桥面高程按本规范 6.4 节确定；桥下冲刷可按本规范第 7 章所列公式计算，但应考虑汛期水库最低蓄水位和设计洪水相遭遇、水库溯源冲刷、建库后水沙条件变化引起河道变形及上游水库泄洪冲刷等的影响。

2 当桥位在水库下游，可按本规范第 6 章的有关规定进行桥孔设计；墩台基础埋深，除应符合第 7 章有关规定外，尚应考虑水库下泄清水冲刷的影响；桥位应选择在坝下局部冲刷范围以外，当位于坝下局部冲刷范围内时，应按水库运行情况及经验公式分析计算桥孔长度及冲刷深度，必要时可通过水工模型试验确定。

10.2 泥石流地区

10.2.1 水文调查应包括以下内容:

1 收集地区暴雨(强度和历时)、流域蓄水(冰雪覆盖面积、厚度,高山湖泊积水,水库蓄水)、年径流模数、洪峰流量模数及区域地形、地质、土壤、植被等资料。

2 调查汇水区内崩塌、滑坡等不良地质隐患的分布、规模,估算可能暴发的数量。

3 调查汇水区内泥石流发生次数、时间、规模、过程和泥石流性质、洪痕、龙头高度及河床比降、河床冲淤变化等。

4 调查泥石流的形态特征,附近村庄的历史变迁,人类活动及泥石流危害。

10.2.2 泥石流河段水文计算应包括测定泥石流容重,计算泥石流流速、流量及频率等项。

1 计算泥石流流速时,应将其他公式与地区性的泥石流流速计算公式作比较,当计算结果相差较大时,应作合理性分析。

2 泥石流流量可按雨洪修正法计算,有泥痕的河沟也可按泥痕调查法计算,必要时可用两种方法分别计算,相互校核。

10.2.3 在泥石流河沟的沉积区,桥涵设计高度应考虑河床的淤积。设计年限内总淤积厚度可按下式估算,也可调查已稳定泥石流沟的淤积坡度、长度、侵蚀基面、排水基面等综合分析、推断路线通过的泥石流沟极限淤积厚度,作为设计总淤积厚。

$$H_n = K_2 N_s \bar{h}_n \tag{10.2.3-1}$$

$$\bar{h}_n = \frac{\Sigma h}{N} \tag{10.2.3-2}$$

式中:

H_n——设计年限内总淤积厚度(m);

N_s——设计年限(y);

K_2——淤积趋势系数,泥石流发展期取 1.0~1.5,衰退期取 0.5~1.0;

h_n——多年平均淤积厚度(m/y)。

$\sum h$——调查年限 N 年内的淤积总厚度(m),由观测、挖探或钻探资料求得。

N——调查年限(y)。

10.2.4 跨越泥石流河沟上的桥梁孔径,应根据其所在区段,地形条件,沟槽宽度,泥石流性质、流量、流势及其发展变化的规律,综合考虑,并应按以下要求布设。

1 在泥石流流通区跨越的桥梁,桥孔不得压缩沟床,不宜在沟中设墩。

2 在泥石流流通区和沉积区之间的过渡段跨越的桥梁,桥孔允许压缩部分沟床,沟床压缩后,必须修建调治工程。可在上游选择河沟宽度基本一致、流向较为稳定的河段,作为基本稳定段,按下式计算桥孔最小净长度。

$$L_j = \frac{n_2 I_1^{1/2}}{\mu n_1 I_2^{1/2}} B_2 \tag{10.2.4-1}$$

$$\mu = 1 - 0.375 \frac{r_c \bar{V}}{L_0 (r_c - 1)} \tag{10.2.4-2}$$

式中:

L_j——桥孔最小净长度(m);

B_2——上游基本稳定段沟宽(m);

n_1、n_2——上游基本稳定段和桥位河段的糙率;

I_1、I_2——上游基本稳定段和桥位河段的比降(以小数计);

μ——墩台水流侧向压缩系数;

L_0——桥梁单孔跨径(m)。

3 跨越泥石流沉积区的桥梁,桥孔宜跨越泥石流主要活动范围。对稀性泥石流,在溢槽漫流的边缘地带,流量和流速又不大时,桥孔可适当压缩,但不宜超过10%~20%,并应作一定的排导工程。

10.2.5 桥面和路肩高程应按下式计算:

1 桥面高程

$$H_{min} = H_b + h_{mc} + H_n + \Delta h_n + \Delta h_0 + \Delta h_j \tag{10.2.5-1}$$

式中:

H_{min}——桥面最低高程(m);

H_b——设计泥流位以下的河床平均高程(m);

h_{mc}——设计流量时的泥石流平均流动深度(m)。其值不应小于1.5倍泥石流波状流动时的波高及1.5倍最大块石直径;

H_n——设计总淤积高度(m),当设计洪水频率为1/25时,用25年的总淤积高;当设计洪水频率为1/50时,用35年的淤积高;当设计洪水频率为1/100时,用50年的淤积高度;

Δh_n——弯道超高值(m);

Δh_j——安全值,可采用1.0m,在强烈泥石流区或条件许可时,可采用较大的数值;

Δh_0——桥梁上部构造建筑高度(包括桥面铺装高度)(m)。

2 引道路肩最低高程

$$H_{min} = H_n + H_s + 0.5 \tag{10.2.5-2}$$

式中:

H_{min}——路肩最低高程(m);

H_s——设计频率的泥流面高程(m)。

10.2.6 墩台冲刷可结合现场调查分析确定。对稀性泥石流可按以下公式计算:

1 顺直沟槽段

$$h_p = \frac{0.1q_s}{d^{1/3}h_m^{1/6}} \tag{10.2.6-1}$$

式中:

h_p——一般冲刷后的水深(m);

q_s——泥石流最大单宽流量($m^3/s \cdot m$);

h_m——最大泥深(m);

d——沟床泥沙平均粒径(m)。

2 弯道凹岸段

$$h_p = \frac{0.17q_s}{d^{1/3}h_m^{1/6}} \tag{10.2.6-2}$$

10.3 平原低洼(河网)地区

10.3.1 水文调查应包括以下内容:

1 了解流域历史、现状和治理规划,收集流域河道、堤防、泵站、涵闸、防洪、分洪、排涝等规划报告,河道纵横断面设计资料及大比例尺地形图。

2 调查有关跨流域的规划，以及河网、圩区的分布；各圩之间、各河叉之间及其与主河道的联系和水流调节方向；蓄洪、滞洪、分洪区和堤闸的分布、设计标准及运用原则，以及历史上溃堤破圩和蓄洪、分洪情况与各种特征水位。

3 调查多沙河流的行洪滩地淤积情况，了解放淤引水能力。

4 对设有防洪堤的江、河，应调查桥址附近的堤防标准、最大安全排洪流量和防洪保证水位、防洪堤断面尺寸和构筑质量；调查历史最高洪水位和堤防间通过的最大流量；调查堤防溃堤破圩和漫溢情况；收集堤防出水口的河沟排水量及泵站排水等资料；实测堤顶最高、最低及堤防内河滩上最高积水高程；了解提高堤防标准的规划等。

5 在内涝区，还应调查地形地貌、地质情况，圩内农田灌溉系统，河沟和湖塘的滞洪、蓄洪条件，水利设施、泵闸排水能力、排涝沟渠遭遇外江、外河和外海水位顶托过程；最高内涝水位、历时和相应年份的降雨量。

6 对灌溉区主要应调查灌溉系统的分布、调节水流的方向、排灌方式及水源等资料。对大型干渠、支渠应向水利部门收集断面尺寸、最大灌溉流量及相应水位资料；兼有排洪的渠道，尚应收集渠道最大排洪流量及相应水位。

7 对综合利用的河网航道，尚应收集航道等级、最高与最低通航水位、设计最高洪水位与相应的流速、流量资料；调查通航规划及航道清淤情况等资料。

8 收集蓄滞洪区的滞洪高程、面积与容积的关系图表、进水退水率、分洪闸出流曲线及历次实测水文资料。如桥址上游蓄滞洪区有预定的临时炸堤扒口分洪计划的，应收集其位置、分洪条件与分洪量，以及分洪后削峰塌平水位，炸堤时蓄滞洪区内积水高程、决口断面及最低点高程等。

10.3.2 水文计算可按下列规定进行：

1 内涝区的设计水位可按式(10.3.2-1)计算，排涝设计流量可按当地排涝公式计算，或采用水利部门提供的资料确定。

$$H_s = H + \Delta H \tag{10.3.2-1}$$

$$\Delta H = \frac{F\Delta h}{A_j} \tag{10.3.2-2}$$

式中：

H_s——设计水位(m);

H——历史最高积水位(m),现场调查确定;

ΔH——设计水位与历史最高积水位的差值(m);

Δh——设计频率降雨量与历史最高积水位相对应的降雨量之差(m)。求算各时段的设计频率年最大降雨量与历史最高积水位年份对应的年最大降雨量比较,取最大差值。

F——流域汇水面积(m^2);

A_j——历史最高积水面积(m^2),在大比例尺地形图上,结合调查积水范围求得。

2 引水、排洪渠道的设计流量与水位可取渠道主管部门提供的最大引水流量或最大排洪流量及相应水位。当无流量、水位资料时,可采用明渠均匀流公式计算。

3 蓄滞洪区及分洪道上的设计水位与流量,宜按本规范 9.3.4 条计算。

4 有防洪堤河道上的设计流量与水位应采用河道最大安全泄洪流量及相应的水位。当有提高标准的规划时,可予以考虑。

5 通航河渠,当有人工构造物调控水位时,可取主管部门提供的最大流量和相应水位作为设计流量和水位;无人工构造物调控时,可采用调查最高水位,应用明渠均匀流公式计算设计流量。

10.3.3 桥孔设计应根据桥梁所处地理环境和不同的水文条件,分别按下列方法确定。

1 内涝区排涝沟渠上的桥梁,根据设计流量与水位布设桥孔。桥孔不宜压缩过水面积,并应考虑远期发展的需要。桥面设计高程不应低于本规范 6.4 节的计算值。

2 引水、排洪渠道上的桥孔不宜压缩过水面积。梁底高程应高出规划增高的渠顶高程,兼有航运任务的渠道,尚应考虑通航的要求。

3 滞洪区上的桥长,应用水量平衡方程及桥孔出流公式联合求解;蓄洪区上的桥长,应考虑桥前积水折减后的流量计算;分洪道上的桥长,应以本流域流量加上分洪流量计算。桥孔不应压缩主流区和排洪河道的过水面积,桥前壅水高度不宜超过允许值。

桥面设计高程不应低于本规范 6.4 节的计算值,梁底高程亦不应低于堤顶高程。

4 有防洪堤河道上的桥孔最小净长，应以桥前允许壅水高控制。对远期可能拓宽河槽的，桥长应考虑一定的预留量；梁底高程应高出远期规划的堤顶高程。通航的河渠尚应考虑通航的要求。

5 受下游人工建筑物或江河湖泊回水顶托时，应按回水顶托情况检算桥孔，并应充分考虑泥沙淤积的影响。

10.3.4 桥下冲刷深度可按本规范第7章的规定和公式计算确定。基础埋置深度要考虑排除盐碱要求，对于远期有可能成为排涝沟渠的，基础埋深亦应考虑排除盐碱要求，同时还应考虑防洪和开挖河道造成河底高程降低的影响。引水、排洪、排涝和灌溉渠道上的墩台基顶高程宜低于渠底高程0.20m。墩台基底最小埋置深度可按7.6节确定。

10.4 岩溶地区

10.4.1 水文调查应包括以下内容：

1 调查汇水区地表水系、汇水面积、地下分水岭及其与地表分水岭的关系。

2 调查汇水区内溶泉、落水洞、溶盆、岩溶湖、暗河等各种岩溶形态的分布、形状、规模及截流的汇水面积。查明地下岩溶水的汇入、分出情况及对桥位河段洪水形成的影响。

3 实测岩溶上、下游洪水流量过程线、水位流量关系线及积水位变化过程线。

4 调查桥位河段历史洪水发生情况，汇水区历年降水量。

5 调查沿线岩溶区内既有建筑物的破坏、变形、修复、整治及运用情况。

10.4.2 水文计算可按下列规定进行：

1 无岩溶影响时的设计洪水频率流量和流量过程线可按本规范第5章计算。洪水总量可按实测的典型流量过程线放大后求算，也可按下式计算。

$$W'_p = 0.1\alpha H_{24p} F \qquad (10.4.2\text{-}1)$$

式中：

W'_p——设计洪水频率的洪水总量($10^4 m^3$)；

F——汇水面积(km^2);

α——径流系数,可利用水利部门编制的数据;

H_{24p}——设计频率的最大24h暴雨量(mm),可用水利部门编制的数据。

2 地表和地下径流分配系数可按以下公式计算:

1)地表径流分配系数:

$$p = \frac{Q_b}{Q_1} \tag{10.4.2-2}$$

或

$$p = \frac{W_b}{W_1} \tag{10.4.2-3}$$

式中:

p——地表径流分配系数;

Q_1——各类岩溶消水前的洪峰流量(m^3/s);

Q_b——各类岩溶消水后的地表洪峰流量(m^3/s);

W_1——各类岩溶消水前的洪水总量(m^3);

W_b——各类岩溶消水后的地表洪水总量(m^3)。

2)地下径流分配系数:

$$p' = 1 - p \tag{10.4.2-4}$$

式中:

p'——地下径流分配系数。

3 岩溶消水能力可按下式计算:

$$\bar{Q}_x = \bar{Q}_1 - \bar{Q}_b - \frac{\Delta W_j}{\Delta t} \tag{10.4.2-5}$$

式中:

$\bar{Q}_x$——任一时段Δt内,各类岩溶的消水能力(m^3/s);

$\bar{Q}_1$——在时段Δt内,各类岩溶消水前的平均来水量(m^3/s),可从上游实测来水流量过程线求得;

$\bar{Q}_b$——在时段Δt内,各类岩溶消水后的下游平均地表流量(m^3/s),可从下游实测消水后的地表流量过程线求得;

ΔW_j——在时段Δt内增加的积水体积(m^3),可从积水位H_j与积水体积W_j关系图上得出;

Δt——计算时段(s)。

4 设计流量、水位的确定

1)当汇水区内的各类消水岩溶,设计洪水时其截流面积的水量能全部引入地下时,可采用扣除截流面积后的汇水面积计算设计流量。

2)当汇水区内的各类消水岩溶,设计洪水时其截流面积的水量不能全部引入地下时,可按下式计算设计流量:

$$Q_p = Q'_p - Q_{pl}p' \tag{10.4.2-6}$$

式中:

Q_p——设计流量(m^3/s);

Q'_p——无岩溶影响时的设计流量(m^3/s);

Q_{pl}——岩溶上游设计洪水频率的来水量(m^3/s)。

3)当汇水区内有出水溶洞、泉水、暗河出口等来自其他汇水区的水量时,可在出水口作矩形堰或三角堰测定。可将出的水量与汇水区流量直接相加。

4)当汇水区内地表无明显溶洞,而有削减洪峰作用的溶沟、裂隙等岩溶形态时,设计流量的计算可视情况予以折减。

5)设计水位可按本规范 5.5 节确定。当路线通过坡立谷、岩溶湖等积水洼地时,可按式(10.4.2-7)计算积水体积后再推算设计积水位。推算的设计积水位应与调查的历史洪水位相比较,当相差过大时,应作分析验证。

$$W_j = \Sigma\Delta t(\bar{Q}_{li} - \bar{Q}_{bi} - \bar{Q}_{xi}) \tag{10.4.2-7}$$

式中:

W_j——积水体积(m^3);

$\bar{Q}_{li}$——设计流量过程线上 Δt 时段内的平均来水量(m^3/s);

$\bar{Q}_{bi}$——从实测的积水位 H_j 与下游地表流量 Q_b 相关图上查得的下游地表流量(m^3/s);

$\bar{Q}_{xi}$——从积水位 H_j 与消水能力 Q_x 相关图上,查得的消水量(m^3/s)。

10.4.3 桥孔长度、桥高及墩台冲刷深度,均可按本规范 6.2、6.4 节及第 7 章有关规定确定。在坡立谷、岩溶湖等大型积水洼地,宜采用轻型的桥梁结构,墩台位置宜避开岩溶点;严重的岩溶地区,宜采用较大跨径,减少桥墩。工程复杂或处理困难地段,应考虑绕避方案。

10.5 倒灌河段

10.5.1 水文调查应包括以下内容:

1 收集桥位以上无倒灌影响河段上的历年水位、流量、流速及桥位河段历年最高倒灌水位、河床比降、倒灌洪水涨落率及河段冲淤变化等资料。

2 收集倒灌区域地形图,并绘制桥前蓄水区水位—水面面积关系曲线图。

10.5.2 水文计算应考虑以下三种水流条件:

1 大河水流对桥位无倒灌影响,设计洪水频率时桥下流量和水位,可按本规范第5章计算。

2 桥位河流处在常水位,大河出现设计频率的洪水,受倒灌影响的桥下流量,可按式(10.5.2-1)估算;桥下水位可取汇合口处大河的相应水位。

$$Q_g = \Omega \frac{\Delta H_g}{\Delta T} - Q_0 \tag{10.5.2-1}$$

式中:

Q_g——受倒灌影响的桥下流量(m^3/s);

Q_0——桥位河流常水位时的流量(m^3/s);

Ω——桥位上游蓄水面积(m^2),可从大比例尺地形图上量取;

$\frac{\Delta H_g}{\Delta T}$——桥位河流受大河倒灌的涨水强度,即蓄水上涨率(m/s),可利用大河观测站的水位资料,以较高水位时的上涨速度代替。

3 受大河设计频率洪水倒灌影响但开始退水,桥位河流出现设计频率洪水时的桥下流量,可按式(10.5.2-2)估算;桥下水位应根据汇合口处大河设计洪水频率的水位,由推算回水曲线确定。倘推算的桥下水位高出与设计洪水频率相近的历史倒灌水位过多时,应适当调整汇合口处大河倒灌水位及退水过程线,重新计算桥下流量,推算桥下回水位,直到与历史倒灌水位相接近。

$$Q_q = Q'_p + \Omega \frac{\Delta H_t}{\Delta T} \tag{10.5.2-2}$$

$$Q'_p = Q_p \frac{W_p}{W_p - W_a} \tag{10.5.2-3}$$

$$W_a = W_j - W_0 - W_1 \tag{10.5.2-4}$$

式中:

Q_q——桥下流量(m^3/s)；

Q_p——桥位河流无倒灌影响时的设计流量(m^3/s)；

Q'_p——增陡流量(m^3/s)，当桥址上游两岸地形较陡的非宽滩河流，其蓄水体积有限时，可取 $Q'_p = Q_p$；

$\frac{\Delta H_t}{\Delta T}$——桥位上游蓄水下降率(m/s)，可利用大河洪水位退水过程线确定；

W_p——桥位河流设计洪水体积(m^3)，可根据无倒灌时的设计流量过程线求得；

W_j——桥位上游蓄水体积(m^3)，可根据大河在设计频率洪水时的桥下倒灌水位，从地形图上求得；

W_0——桥位至上游河槽常水位等于倒灌水位的区段内，河槽常水位以下的蓄水体积(m^3)；

W_1——桥位至上游无倒灌影响时的设计洪水位等于倒灌水位的区段内，设计洪水位以上的蓄水体积(m^3)。

10.5.3 桥孔设计应按下列规定进行：

1 应根据 10.5.2 条第 3 种水流条件计算流量，并按本规范第 6.2 节有关规定确定桥孔长度。

2 桥面设计高程应按本规范 6.4 节确定。控制桥面高程的设计水位，应根据 10.5.2 条第 3 种水流条件推算桥下回水位。

3 应根据 10.5.2 条三种水流条件分别按本规范 7.3 节、7.4 节计算墩台冲刷深度，取不利的计算结果，作为基础埋深依据。对 10.5.2 条中第 2 种水流条件的一般冲刷，应按清水冲刷(无底沙运动)条件计算。基础埋深应符合本规范 7.6 节的规定。同时，应考虑大河河床自然演变冲刷对桥下河床下切的影响。

10.6 潮汐河段

10.6.1 水文调查和勘测应包括以下内容：

1 调查桥位河段潮汐现象的特点及水流受潮汐影响的程度。

2 调查桥位河段历史最高潮洪水位及相应潮差，收集历年实测潮洪水位、流量、潮流速、风暴潮、观测断面等资料。当无实测水位、流量等资料时，应在桥位断面及河口附近，进行水位连续观测，观测时间不宜短于一年。

3 搜集桥位河段历年河道地形图、航道图以及桥位附近历年河道断面图。当无河道地形图时,应按《公路勘测规范》(JTJ 061)要求测绘;无河道断面图时,按本规范第 4.3.1 条规定测绘,并调查历年河道变迁及冲淤情况。

4 搜集桥位上、下游水工建筑物的设计和现状,河段的航道标准和整治规划等资料。

5 有封冻及流冰情况时,应调查收集冰块尺寸,冰层双向移动和上、下浮动资料。

6 调查海水碎浪高度及风浪的侵袭高度。

10.6.2 水文计算可按下列规定进行:

1 当桥位位于潮汐河段的上游区段,其设计流量可按一般无潮汐影响河段的办法计算,但设计水位要考虑汛期不利频率组合的潮汐顶托影响。

2 当桥位位于潮汐河段的下游区段,应选择典型潮型,确定设计潮水位过程线,并在潮区界以上选择可能发生的不利频率组合的流量过程线,采用非恒定流的方法,计算桥位处的各设计值。

3 当桥位位于潮汐河段的中游区段,应按洪水与潮水可能相遇的不利组合的设计频率,计算桥位处的各设计值。

4 当具有不少于 20 年实测流量、水位资料时,可应用皮尔逊Ⅲ型或极值Ⅰ型频率分布曲线,推求设计水位、设计流量,选用典型年过程线,推求设计水位、流量过程线。

5 当只具有连续 5 年以上,不足 20 年实测水位资料,但邻近测站具有 20 年以上实测水位资料,且两地的潮汐性质、受河流径流的影响、增减水影响等条件均相似时,可按下式推算设计水位。

$$X_{sy} = A_{Ny} + \frac{R_y}{R_x}(X_{sx} - A_{Nx}) \qquad (10.6.2\text{-}1)$$

式中:

X_{sy}——计算断面处设计水位(m);

X_{sx}——邻近测站的设计水位(m);

A_{Ny}、A_{Nx}——分别为计算断面及附近测站的年平均海平面(m);

R_y、R_x——分别为计算断面及附近测站同期各年最高(低)潮位平均值与平均

海平面的差值(m)。

6 当不具备以上第4、5款条件时,应进行水位连续观测,并按下式计算设计高(低)潮位值:

$$H_s = H'_s \pm K_k \tag{10.6.2-2}$$

$$H'_s = A_N \pm (0.6r + K') \tag{10.6.2-3}$$

式中:

H_s——设计高(低)潮位值(m);

H'_s——按短期观测资料推求的高潮累积频率10%或低潮累积频率90%的潮位值(m);

K_k——常数,高潮用正,低潮用负;

A_N——年平均海平面高(m),可由短期观测资料经月份订正后求得;

r——短期观测资料中的平均潮差(北方港口不应用冬季潮差)(m);

K'——常数,可采用0.4m。

10.6.3 桥孔设计宜按下列规定进行:

1 位于潮汐河段的上游区段,可按天然状态下的桥孔设计方法确定桥孔长度。

2 位于潮汐河段的中、下游区段,可按本规范(6.2.1-1)式、(6.2.1-2)式计算乘以1.05~1.15系数确定桥孔最小长度,但亦不宜小于多年平均低潮水位时的水面宽度。

3 位于挡潮闸附近或围垦影响区段的桥孔设计,应考虑建闸或围垦前后历年河道及水文情况的变化,特别是关闸时水位局部突然壅高或降低及围垦后对水位变化的影响。

4 如有封冻及流冰时,应考虑水流往复流动的作用,桥孔布设不应阻碍冰块的排泄。当有大型冰块浮动时,桥墩应有抗冰压或破冰措施。

5 桥下净空及桥面设计高应符合本规范6.4节的规定,并应考虑海水碎浪高度对桥梁结构溅蚀的影响。

10.6.4 桥梁的一般冲刷和局部冲刷可按本规范第7章的有关公式计算,但应考虑设计条件下各种情况的组合以及潮汐水流对冲刷的不利影响。当水文、水力条件复杂时,可通过水工模型试验确定。

11 调治工程

11.1 一般规定

11.1.1 为使桥孔顺畅地排水输沙,减轻桥位附近河床和河岸的不利变形,或为抵抗水流对路基边坡的冲刷,均应设置必要的调治工程。

11.1.2 调治工程应结合河段特性,水文、地形和地质等自然条件、通航要求、水利设施等情况,根据调治目的,综合考虑高中枯水位对两岸及上、下游河床变形影响,确定其总体布设。

11.1.3 调治工程的设置方案应与桥孔设计统一考虑,进行多方案技术经济比较,不应片面强调长桥短堤或短桥长堤。

11.1.4 导流堤的设计洪水频率应与桥梁的设计洪水频率相同,其他类型的调治工程的设计洪水频率标准,可视工程重要性而定。

11.1.5 位于河槽内的调治构造物基底应埋入总冲刷线以下不小于 1m;位于河滩时应埋入总冲刷线以下不小于 0.5m。当不能达到要求的深度时,应设置平面防护措施。

11.2 导流堤布设及冲刷计算

11.2.1 当单侧河滩的河道,桥梁引道阻断的流量占设计总流量 15%,或双侧河滩,以中泓线将设计总流量分为两部分,桥梁的一侧引道阻断的流量占该侧流量 15%时,可考虑设置导流堤;小于上述数值,但阻断流量的天然平均流速大于 1.0m/s 时,可考虑修建梨形堤;小于 5%时,可不设置导流堤。

11.2.2 在山前冲积漫流河段的上游出山口附近,可布设封闭式导流堤;在中游扩散区段,不宜布设长大的封闭式导流堤,强行约束水流;当一河多桥时,两桥间可设桃形导流堤、分水堤或加固路基。

11.2.3 在山前变迁性河段及平原游荡河段上,当桥孔压缩河床时,视水流及河段条件可布设封闭式导流堤。

11.2.4 导流堤的平面形状和尺寸，应通过计算拟定，并结合上下游导流堤的实际运用经验及桥位河段的水文、地形、工程地质和位置情况进行必要的调整。

11.2.5 导流堤断面宜为梯形，其顶宽和边坡可按表 11.2.5 采用。当堤高大于 12m 或坡脚长期浸水时，应作专门设计。

表 11.2.5 导流堤顶宽和边坡

堤顶宽 (m)		边坡		
堤头	堤身	堤头	堤身	
			迎水面	背水面
3~4	2~3	1:2~1:3	1:1.5~1:2.0	1:1.5~1:1.75

11.2.6 封闭式导流堤顶面高程应按下列公式计算：

上游侧
$$H_{ds} = H_s + \Delta Z + \sum \Delta h + L_{ds} I + 0.25 \qquad (11.2.6\text{-}1)$$

下游侧
$$H_{dx} = H_s + \sum \Delta h + 0.25 \qquad (11.2.6\text{-}2)$$

式中：

H_{ds}——桥台中线上游 L_{ds} 距离处导流堤堤顶最低高程(m)；

H_{dx}——桥台中线下游导流堤堤顶最低高程(m)；

ΔZ——桥前最大壅水高(m)；

H_s——设计水位(m)；

$\sum \Delta h$——考虑波浪爬高、斜水流局部冲高、床面淤高等因素的总和(m)；

L_{ds}——导流堤计算点至桥台中线距离在水流轴线上的投影长度(m)；

I——桥位河段天然洪水比降(以小数计)。

11.2.7 非封闭式导流堤上游侧应按下列公式计算，下游侧应按式(11.2.6-2)计算。

当 $L_{sh} < L_a$
$$H_{ds} = H_s + \Delta h_{sh} + \Sigma \Delta h + 0.25 \qquad (11.2.7\text{-}1)$$

当 $L_{sh} > L_a$
$$H_{ds} = H_s + \Delta h_{sh}' + \Sigma \Delta h + 0.25 \qquad (11.2.7\text{-}2)$$

式中：

L_{sh}——河滩路基上游侧最大壅水高度点至桥台前缘的距离(m)；

L_a——桥台前缘至岸边的河滩路基长度(m)；

Δh_{sh}——按本规范式(9.3.3-1)计算的最大壅水高度(m)；

$\Delta h_{sh}'$——按本规范式(9.3.3-6)计算的最大壅水高度(m)。

11.2.8 梨形堤顶面各点高程,应按本规范式(9.3.3-5)计算的水面横坡推算。

11.2.9 当有流冰情况时,堤顶高程还应高出最高流冰水位 0.75m。

11.2.10 导流堤冲刷计算,除应按本规范 7.2、7.3 节考虑河床自然演变冲刷、一般冲刷外,还应计算导流堤自身的局部冲刷,并应调查类似河段上既有导流堤的最大冲刷深度,验证计算值。

11.3 丁坝布设及冲刷计算

11.3.1 丁坝布设可按下列规定确定:

1 应根据导治线布设丁坝,不宜布设单个长丁坝。

2 桥位上游两倍桥长以内不宜布设丁坝,可在河滩路基上游侧布设丁坝,防止滩流对路堤的淘刷。

3 不透水丁坝垂直于流向的投影长度,不宜超过河槽宽度的 15%;透水性达到 80%的丁坝,垂直于流向的投影长度不宜超过河槽宽度的 25%。

4 视河岸土质及水流等情况,可将坝根嵌入河岸 3~5m,或加固坝根上游河岸 8~10m,下游河岸 12~15m。

5 非淹没式丁坝的坝顶高程,可按本规范 11.2.6、11.2.7 条确定。淹没式丁坝的坝顶高程,可按整治水位确定,坝顶宜设 0.25%~2%的纵坡。透水丁坝的高度应使漂浮物能在坝顶通过。

6 严禁在泥石流沟上布设挑水丁坝。

11.3.2 坝型及断面形式可按下列规定确定:

1 路基护坡及其他调治工程基础的冲刷防护宜采用垂直或上挑淹没式丁坝和潜坝。

2 为稳定河槽或加速丁坝间淤积宜采用上挑淹没式丁坝。

3 在高洪水期，为挑离水流，防护河岸、河滩路基和其他调治工程的冲刷，宜采用下挑非淹没式丁坝。

4 在水流含沙量较大的宽浅游荡河段上，为减轻挑流作用、降低流速、促使泥沙沉积，可采用非淹没式透水丁坝。

5 丁坝可采用柔性结构或刚性结构，断面形式和尺寸应根据水流条件和坝身材料等确定，断面尺寸应满足稳定性需要。

11.3.3 下挑非淹没式丁坝与水流交角宜为 60°～75°；上挑淹没式丁坝与水流交角宜为 100°～105°；乍凸岸且流速较小时，丁坝与水流交角宜为 90°。潮汐河段，在涨潮流速较大或有涌潮地段，可采用垂直向上游偏约 15°；在涨落潮流速约相等的地段，可采用与水流正交。

11.3.4 丁坝附近的河床冲刷，除应考虑河床自然演变冲刷外，还应计算丁坝自身的局部冲刷，并应调查类似河段上既有丁坝的最大冲刷深度，验证计算值。

附录A　河段分类表

表A　河段分类表

河流类型	河段类型	稳定程度		河流特性及河床演变特点			
		序号	分类	形态特征	水文泥沙特征	河床演变特征	河段区别要点
山区河流	峡谷河段	I	稳定	1.在平面上多急弯卡口,宽窄相间,河床为V型或U型 2.河流纵断面多呈凸型,比降缓陡相连 3.峡谷河段,河床狭窄,河岸陡峭多石质,中、枯水河槽无明显区别 4.开阔河段,河面较宽,有边滩,有时也有不大的河漫滩和明显阶地,有的地方也会出现心滩和沙洲,比降较缓,河床泥沙较细	1.河床比降陡,一般大于2‰ 2.流速大,洪水时河槽平均流速可达到5~8m/s 3.水位变幅大,个别达到50m左右 4.含沙量小,河床泥沙颗粒较大;由于流速大,搬运能力强,故洪水时河床上有卵石运动	1.河流稳定,变形多为单向的切蚀作用,速度相当缓慢 2.峡谷河段的进口或窄口的上游,受壅水的影响,洪淤、枯冲 3.开阔河段有时有较厚的颗粒较细的沉积物,且多呈洪冲,枯淤变化 4.两岸对河流的约束和嵌制作用大	峡谷河段,河床窄深,床面岩石裸露或为大漂石覆盖,河床比降大,多急弯、卡口,断面呈V型或U型 开阔河段和顺直微弯河段,岸线整齐,河槽稳定,断面多呈U型,滩、槽分明,各级洪水流向基本一致
	开阔河段	II III					
平原区河流	顺直微弯河段	II III	次稳定	1.平原区河流,平面外形可分为顺直微弯型、分汊型、弯曲型、宽滩型和游荡型 2.河谷开阔,有时河槽高出地面,靠两侧堤防束水 3.河床横断面多呈宽浅矩形,通常横断面上滩槽分明,在河弯处横断面呈斜三角形,凹岸侧窄深,凸岸侧为宽且高的边滩,过渡段有浅滩、沙洲 4.枯水期河槽中露出多种形态的泥沙堆积体 5.由于平原区河流多河弯、浅滩连续分布,因此,河床纵断面亦深浅相间	1.河床比降平缓,一般小于1‰,有时不到0.1‰ 2.流速小,洪水时河槽平均流速多为2~4m/s 3.洪峰持续时间长,水位和流量变幅小于山区河流 4.河床泥沙颗粒较细;水流输送泥沙以悬移质为主,多为沙、粉沙和粘粒;但也有推移质 5. $\frac{Q_t}{Q_p}>0.4$ 或 $\frac{Q_t}{Q_c}>0.67$ 者为宽滩河流	1.顺直微弯河段,中水河槽顺直微弯,边滩呈犬牙交错分布;洪水时边滩向下游平移,对岸深槽亦向下游平移 2.分汊河段,中高水河槽分汊;两汊可能有周期性交替变迁趋势 3.弯曲型河段,凹冲凸淤。自由弯曲型河段,由于周而复始的凹冲凸淤,随着凹岸侧冲刷下切和侵蚀,弯顶横移下行,凸岸侧成纂岗地形并扭曲弯向下游;与此同时弯曲路径加长,阻力加大,颈口缩短,洪水时发生裁弯取直 4.宽滩蜿蜒型河段,河床演变与弯曲型河段类似 5.游荡型河段,河槽宽浅,沙洲众多,且变化迅速,主流、支汊变化无常	稳定性和次稳定性河段的区别,前者河槽岸线、河槽、洪水主流均基本稳定,变型缓慢;后者河湾发展下移,主流在河槽内摆动。分汊河段,两汊有交替变迁的趋势;宽滩河段泛滥宽度很宽,达几公里、十几公里,滩槽宽度比、流量比都较大,滩流速小,槽流速大
	分汊河段	III IV					
	弯曲河段	III IV					
	宽滩河段	III IV					
	游荡河段	IV V	不稳定				

续表 A

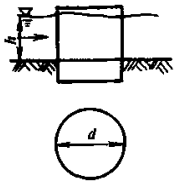
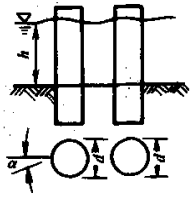
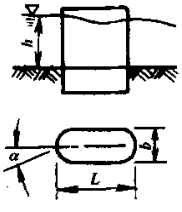
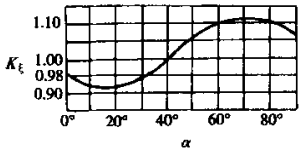
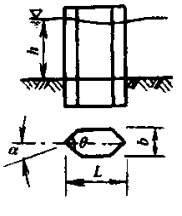
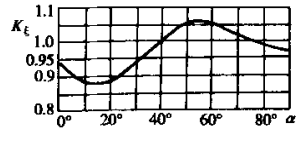
河流类型	河段类型	稳定程度		河流特性及河床演变特点			
		序号	分类	形态特征	水文泥沙特征	河床演变特征	河段区别要点
山前区河流	山前变迁河段	V	不稳定	1. 山前变迁河段，多出现在较开阔的地面坡度较平缓的山前平原地带，河段距山口较远，其下多是比较稳定的平原河流，水流多支汊，主流迁徙不定，河槽岸线不稳，洪水时主流有滚动可能 2. 冲积漫流河段，距山口较近，河床坡度较陡；因为地势单调平坦，水流出山口后成喇叭形散开，流速、水深骤减，水流夹带大量泥沙落淤在山口坦坡上形成冲积扇	1. 河床比降介于山区和平原区之间，一般为 1‰ ~ 10‰；但冲积漫流河段有时大于 20‰ ~ 50‰ 2. 流速介于山区与平原区之间，洪水时河槽平均流速可达到 3 ~ 5m/s 3. 水流宽浅；水深变幅不大，既小于山区亦小于平原区 4. 泥沙中等或较大；在干旱、半干旱地区，洪水时往往携带大量细颗粒泥沙（既有悬移质又有推移质），是淤积的主要材料	1. 山前变迁型河段，泥沙与河床演变特点有类似平原游荡型河段之处，但其比降和泥沙颗粒皆大于平原游荡型河段；主要还是山前河流的特点，夺流改道之势更为凶猛迅速 2. 冲积漫流河段，通常无固定河槽，夹带大量粗颗粒泥沙的水流淤此冲彼；加以坡陡、流急造成水沙混合体奔突冲击，有很大的破坏力。洪水后，河床支汊纵横，支离破碎，没有固定河漫滩，是最不稳定的河段；河床有可能淤高	不稳定河段与次稳定河段的区别，前者主流在整个河床内摆动，幅度大，变化快，河床有可能扩宽；后者主流在河槽内摆动，幅度小。游荡性河段与山前变迁性河段的区别，前者土质颗粒细，冲刷深，回淤快，主流不仅在河床内摆动，甚至可能造成河道改道；后者颗粒粗，冲刷浅，由于河床淤高扩宽和主流摆动，造成主槽变迁，河岸傍切扩宽幅度小。冲积漫流河段地貌大致具有冲积扇体特征，床面逐年淤高，较游荡性河段明显，洪水股流按总趋势在高沟槽中通过
	冲积漫流河段	VI					
河口	三角港河口	V		1. 三角港河口段为凹向大陆的海湾型河口段 2. 三角洲河口段为凸出海岸伸向大海的冲积型河口；河口段沙洲林立，支汊纵横交错	比降一般小于 0.1‰，流速也小；由于受潮汐影响，流速呈周期性正负变化；泥沙颗粒极细，多为悬移质	河口除受波浪和海流作用外，河流下泄的部分泥沙（进入河口后），由于受潮流和径流的相互作用，常形成拦门沙，加之咸、淡水交汇造成泥沙颗粒的絮凝现象，促进了泥沙的淤积，洪水期山水占控制的河段，可能有河床冲刷。因此很多河口段河床的冲淤变化很明显	区别要点同形态特征
	三角洲河口	VI					

注：(1)表列河段为一般情况，如山区河段一般为稳定性河段，但也有例外的情况。有的山区河流有次稳定的、甚至有不稳定的河段，遇到这类场合，应根据具体河段的实际情况，分析其稳定性，决定采用何种勘测设计方法。

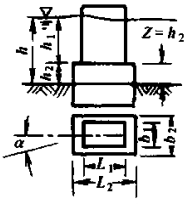
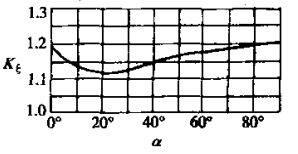
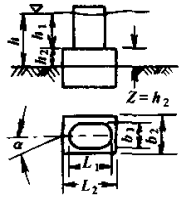
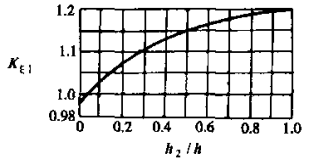
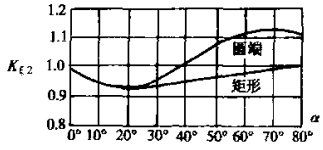
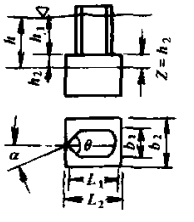
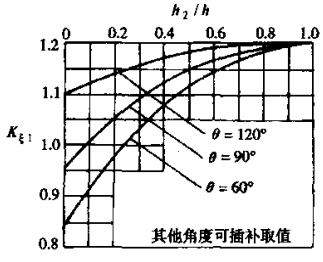
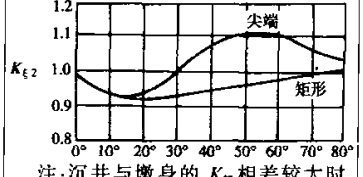
(2)表中序号表示河段的稳定程度，序号愈小，河段愈稳定；反之，愈不稳定。

附录 B　墩形系数及墩宽计算

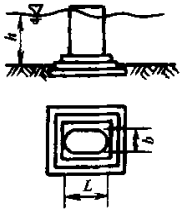
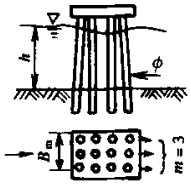
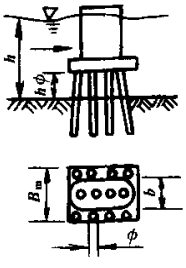
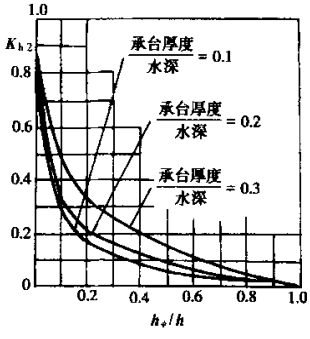
表 B　墩形系数及墩宽计算表

<table>
<tr><th>编号</th><th>墩形示意图</th><th>墩 形 系 数 K_ξ</th><th>桥墩计算宽度 B_1</th></tr>
<tr><td>1</td><td></td><td>1.00</td><td>$B_1 = d$</td></tr>
<tr><td>2</td><td>
不带联系梁：$K_\xi = 1.00$
带联系梁：
<table>
<tr><td>α</td><td>0°</td><td>15°</td><td>30°</td><td>45°</td></tr>
<tr><td>K_ξ</td><td>1.00</td><td>1.05</td><td>1.10</td><td>1.15</td></tr>
</table></td><td>$B_1 = d$</td></tr>
<tr><td>3</td><td></td><td></td><td>$B_1 = (L - b)\sin\alpha + b$</td></tr>
<tr><td>4</td><td></td><td>
<table>
<tr><td rowspan="2">与水流正交时各种迎水角系数</td><td>θ</td><td>45°</td><td>60°</td><td>75°</td><td>90°</td><td>120°</td></tr>
<tr><td>K_ξ</td><td>0.70</td><td>0.84</td><td>0.90</td><td>0.95</td><td>1.10</td></tr>
</table>
迎水角 $\theta = 90°$ 与水流斜交时的系数 K_ξ
</td><td>$B_1 = (L - b)\sin\alpha + b$
（为了简化可按圆端墩计算）</td></tr>
</table>

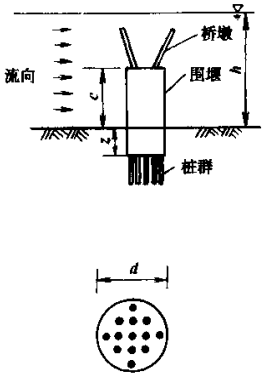
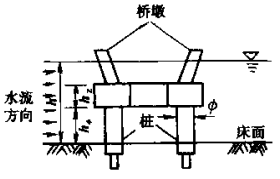
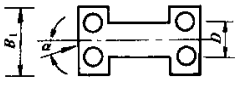
续表 B

编号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1
5			与水流正交 $B_1=\dfrac{b_1h_1+b_2h_2}{h}$ 与水流斜交 $B_1=\dfrac{B'_1h_1+B'_2h_2}{h}$ $B'_1=L_1\sin\alpha+b_1\cos\alpha$ $B'_2=L_2\sin\alpha+b_2\cos\alpha$
6		$K_\xi=K_{\xi1}K_{\xi2}$   注:沉井与墩身的 $K_{\xi2}$ 相差较大时根据 h_1h_2 的大小,在两线间按比例定点取值。	与水流正交时 $B_1=\dfrac{b_1h_1+b_2h_2}{h}$ 与水流斜交时 $B_1=\dfrac{B'_1h_1+B'_2h_2}{h}$ $B'_1=(L_1-b_1)\sin\alpha+b_1$ $B'_2=L_1\sin\alpha+b_2\cos\alpha$
7		与水流正交时 $K_\xi=K_{\xi1}$  迎水角 $\theta=90°$ 与水流斜交时的 $K_\xi=K_{\xi1}K_{\xi2}$  注:沉井与墩身的 $K_{\xi2}$ 相差较大时根据 h_1h_2 的大小,在两线间按比例定点取值。	与水流正交时 $B_1=\dfrac{b_1h_1+b_2h_2}{h}$ 与水流斜交时 $B_1=\dfrac{B'_1h_1+B'_2h_2}{h}$ $B'_1=(L_1-b_1)\sin\alpha+b_1$ $B'_2=L_2\sin\alpha+b_2\cos\alpha$

续表 B

编号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1
8		采用与水流正交时的墩形系数	与水流正交 $B_1 = b$ 与水流斜交 $B_1 = (L - b)\sin\alpha + b$
9		$K_\xi = K'_\xi K_{m\phi}$ K'_ξ——单桩形状系数,按编号(1),(2),(3),(5)墩形确定(如多为圆桩,$K'_\xi = 1.0$ 可省略); $K_{m\phi} = 1 + 5\left[\frac{(m-1)\phi}{B_m}\right]^2$——桩群系数; B_m——桩群垂直水流方向的分布宽度; m——桩的排数	$B_1 = \phi$
10		桩承台桥墩局部冲刷计算方法 当承台底面低于一般冲刷线时,按上部实体计算;承台底面高于水面应按排架墩计算,承台底面相对高度在 $0 \le h_\phi/h \le 1.0$ 时,冲刷深度 h_b 按下式计算:  $h_b = (K'_\xi K_{m\phi} K_{h\phi} \phi^{0.6} + 0.85 K_{\xi 1} K_{h2} B_1^{0.6}) K_{\eta 1} (V_0 - V'_0) \times \left(\frac{V - V'_0}{V_0 - V'_0}\right)^{n_1}$ $K_{h\phi} = 1.0 - \frac{0.001}{(h_\phi/h + 0.1)^3}$ 为淹没柱体折减系数; $K_{\xi 1} B_1$——按承台底处于一般冲刷线计算; K_{h2}——为墩身承台减少系数; $K_{\eta 1}, V, V_0, V'_0, n_1$ 见 65-1 公式; K'_ξ、$K_{m\phi}$见编号(9)	

续表 B

编号	墩形示意图	墩形系数 K_ξ	桥墩计算宽度 B_1
11	 	按下式计算局部冲刷深度 h_b $h_b = K_{cd} h_{by}$ $K_{cd} = 0.2 + 0.4\left(\frac{c}{h}\right)^{0.3}\left[1+\left(\frac{Z}{h_{by}}\right)^{0.6}\right]$ K_{cd}——大直径围堰群桩墩形系数； h_{by}——按编号(1)墩形计算的局部冲刷深度 适用范围： $0.2 \leqslant \frac{c}{h} \leqslant 1.0,\ 0.2 \leqslant \frac{Z}{h_{by}} \leqslant 1.0$	$B_1 = b$
12	 	按下式计算局部冲刷 h_b： $h_b = K_\alpha K_{zh} h_{by}$ $K_{zh} = 1.22K_{h2}\left(1+\frac{h_\phi}{h}\right)+1.18\left(\frac{\phi}{B_1}\right)^{0.6}\cdot\frac{h_\phi}{h}$ $K_\alpha = -0.57\alpha^2 + 0.57\alpha + 1$ h_{by}—按编号(1)墩形计算的局部冲刷深度； K_{zh}—工字承台大直径基桩组合墩形系数； α—桥轴法线与流向的夹角(以弧度计) 适用范围： $D = 2\phi$ $0.2 < \frac{h_2}{h} < 0.5, 0 < \frac{h_\phi}{h} < 1.0$ $\alpha = 0 \sim 0.785$	B_1

附录C　岩石地基桥墩冲刷及基底埋深

表C　岩石地基桥墩冲刷及基底埋深参考数据表

岩石特征						调查资料		建议埋入岩面深度(按施工枯水季平均水位至岩面的距离分级)(m)		
岩石类别		极限抗压强度(MPa)		调查到有冲刷的桥渡岩石特征		桥梁座数	各桥的最大冲刷深度(m)	$h<2$m	$h=2\sim10$m	$h>10$m
				岩石名称	特征					
I	极软岩	<5		胶结不良的长石砂岩,炭质页岩等	成分以长石为主,石英凝灰碎屑、云母次之;以粘土及铁质胶结,胶结不良,用手可捏成散砂,淋滤现象明显,但岩质均匀,节理、裂隙不发育。其他岩石如风化严重,节理、裂隙发育,强度小于5MPa,用镐、锹易挖动者	2	0.65~3.0	3~4	4~5	5~7
II	软质岩	II_1	5~15	粘土岩、泥质页岩等	成分以粘土为主,方解石、绿泥石、云母次之;胶结成分以泥质为主,钙质铁质次之;干裂现象严重,易风化,处于水下岩石整体性好,不透水,暴露后易干裂成碎块,碎块较坚硬,但遇水后崩解成土状	10	0.4~2.0	2~3	3~4	4~5
II	软质岩	II_2	15~30	砂质页岩、砂页岩互层、砂岩砾岩等	砂页岩成分同上,夹砂颗粒;砂岩以石英为主,长石、云母次之,圆砾石砂粒粘土等组成。胶结物以泥质、钙质为主,砂质次之,层理、节理较明显,砂页岩在水陆交替处易干裂、崩解	9	0.4~1.25	1~2	2~3	3~4

续表 C

岩石特征					调查资料		建议埋入岩面深度(按施工枯水季平均水位至岩面的距离分级)(m)		
岩石类别		极限抗压强度(MPa)	调查到有冲刷的桥渡岩石特征		桥梁座数	各桥的最大冲刷深度(m)	$h<2$m	$h=2\sim10$m	$h>10$m
			岩石名称	特征					
III	硬质岩	>30	板岩、钙质砂岩、矽质岩、石灰岩、花岗岩、流纹岩、石英岩等	岩石坚硬,强度虽大于30MPa,但节理、裂隙、层理非常发育,应考虑冲刷、如岩体完整节理、裂隙、层理少,风化很微弱,可不考虑冲刷,但基底也宜埋入岩面0.2~0.5m	9	0.4~0.7	0.2~1.0	0.2~2.0	0.5~3.0

注:(1)在条件较好的情况下可选用埋深数值的下限,在条件较差的情况下可选用埋深数值的上限。情况特殊的桥,例如在水坝下游或流速特大等,可不受表列数值限制。

(2)表列调查最大冲刷值系参考桥中冲刷最深的桥墩,建议埋深值亦系按此值推广使用。处于非主流部分及流速较小的桥墩,可按具体情况适当减少埋深。

(3)岩石栏内系调查到的岩石具体名称,使用时应以岩石强度作为选用表中数值的依据。

(4)表列埋深数值系由岩面算起包括风化层部分,已风化成松散砂粒或土状的除外。

(5)要考虑岩性随深度变化的因素,应以基底的岩石为准,并适当考虑基底以上岩石的可冲性质。

(6)表中建议埋深系指扩大基础或沉井的埋深,如用桩基可作为最大冲刷线的位置。

附录 D　本规范用词说明

D.0.1　对执行条文严格程度的用词采用以下写法

1　表示很严格,非这样不可的用词

正面词采用“必须”;

反面词采用“严禁”。

2　表示严格,在正常情况下均应这样做的用词

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

3　表示允许稍有选择,在条件许可时首先这样做的用词

正面词采用“宜”;

反面词采用“不宜”。

4　表示有选择,在一定条件下可以这样做的用词

采用“可”。

D.0.2　本条文中应按指定的其他有关标准、规范的规定执行,其写法“应按……执行”或“应符合……要求(或规定)”。如非必须按所指的标准、规范或其他规定执行,其写法为“可参照……”。

附件

公路工程水文勘测设计规范

（JTJ 062—2002）

条 文 说 明

修 订 说 明

《公路工程水文勘测设计规范》(JTJ 062—2002)已由交通部批准发布,自2002年12月1日起执行。同时废止1991年12月3日发布的《公路桥位勘测设计规范》。

为便于各级公路主管部门和公路规划、科研、设计、施工、院校等单位有关人员在使用本规范时能准确理解和执行条文规定,现按规范的章、节、条顺序编制本条文说明。

本条文说明系对重点条文的编制依据、存在问题以及在使用中的注意事项等予以说明。为了减少篇幅,本说明只列条文号,未抄录原条文。

由于我们的实践经验不多,水平有限,收集的资料还不够齐全,说明中难免有不妥之处,广大公路工程水文勘测设计工作者在使用过程中如若发现问题,请将意见函告河北省交通规划设计院(地址:河北省石家庄市建设南大街70号,邮编:050011)或中建标公路工程委员会秘书处(北京西土城路8号,邮编100088),以便修订时参考。

编　者

2002年3月

1 总则

1.0.2 公路养护工程是为保持公路正常使用、预防和修复灾害性损坏及为提高公路使用质量和服务水平而进行的加固、改善或增建的工程，情况较复杂与新、改建公路工程有所不同。城市道路以及厂矿公路、林区公路等专用公路，由于其使用任务、功能不同，故不包括在本规范的适用范围内。

1.0.3 本规范是在原《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)(以下简称"原规范")上修订，要求包括公路工程勘测设计中路界外部分水文水力方面的全部内容，故增加了路基和小桥涵水文勘测设计内容；未包括原规范"桥位选择"、"桥位测量"及"工程地质勘察"等内容，该内容已分别纳入《公路勘测规范》、《公路工程地质勘察规范》中；路界内的水文水力方面的内容，已纳入《公路排水设计规范》中。

根据公路等级、沿线地形、地质、水文、气象等条件，将路界以外的地表径流、自然河流、人工渠道等视为整体综合考虑，注意各种排水设施、排水构造物的布设以及导治工程之间的联系，使全线形成完善的排水系统。

1.0.4 水文调查和勘测是为水文水力分析和计算、为工程设计提供基础资料，水文调查所要了解和搜集的资料，往往是发生在年代久远的水文现象，调查的资料又直接影响水文分析和计算成果，影响工程设计质量，故要对调查资料作出可靠性评价后，才可用于水文水力分析和计算及工程设计中。

1.0.5 由于水文现象和河床演变都是相当复杂的自然现象，对它的认识是有限的，为了满足勘测设计的需要，本《规范》规定了一些计算公式和方法。这些计算公式是在有限认识和经验的基础上建立起来的，不可能把所有的影响因素都考虑进去，只能考虑一些主要的影响因素，加之本《规范》在内容和地域上覆盖面相当的广，因此计算成果必须结合当地的实际情况分析核对，作合理性论证。

1.0.6 桥涵布设首先应满足自身排水、输沙的要求，在通航河流上尚须满足通航标准。

由于公路的修建，改变了原来的自然排水状况，为避免造成公路两侧水害，应与路基各排水设施相配合，组成公路自身完整的排水体系；同时还要注意与农田水利的配合，适应农田排灌的合理需要，避免冲毁和淹没农田、房舍。

2 术语

2.0.1～2.0.13 本规范只列出在《公路工程名词术语》(JTJ 002—87)和《道路工程术语标准》(GBJ 124—88)中,没有列入的常用术语。大多本规范常用术语可见上列两个术语标准。

3 各勘测设计阶段的工作内容和要求

3.1 可行性研究阶段

3.1.1 水文勘测设计是可行性研究阶段必不可少的工作内容，它直接影响路线的走向和控制点，为全线的排水系统设计提供必要的依据。根据水文调查资料和桥位河段的外业勘测进行分析和必要的水文计算，初拟大、中桥桥梁长度，估算小桥涵数量，确保投资估算的准确性。

3.1.2 本阶段中的水文勘测设计资料，目前大都未作整编，本规范要求作出水文勘测设计资料整编，一方面利于存档备查，另一方面利于下一设计阶段的应用、核实和深化。

3.2 初步设计阶段

3.2.1 水文勘测设计是本阶段重要的工作内容，路线、桥涵及浸水路基防护工程等总体布设方案的确定，要由水文勘测设计成果提供依据，因此本阶段的水文勘测设计工作，一定要做全、做细、做深。

3.2.2 本规范明确要求本阶段的水文勘测和分析计算成果资料作出整编，通过整编，使成果资料系统化、条理化，除便于存档备查外，可作为初步设计文件附件中水文部分的基础资料。

3.3 施工图设计阶段

3.3.1 施工图设计阶段的水文勘测设计工作主要是核对、补充、修正初步设计阶段的水文勘测设计，满足施工图设计的需要。

4 水文调查与勘测

4.2 水文调查

4.2.3 在水文调查和勘测中,经常遇到现有的水文观测资料不够或没有水文观测资料,就需要调查历史洪水,补充观测资料或直接推求设计洪水;即使有较长的水文观测资料,为避免发生较大的误差及验证分析计算成果,也需要进行历史洪水调查,所以在水文调查与勘测工作中,一般都应进行历史洪水调查和考证,确定历史洪水的重现期。

历史洪水调查工作要深入细致地进行,对调查到的每个洪痕点,除详细记录当时洪水情况外,参照下表1作出可靠性评价。

表1 洪痕可靠程度评定标准

评定因数	等级		
	可靠	较可靠	供参考
指认的印象和旁证情况	亲身所见,印象深刻,情况逼真,旁证确凿	亲身所见,印象深刻,所述情况比较逼真,旁证材料较少	听传说或印象不深刻,所述情况不够清楚具体,缺乏旁证
标志物和洪痕情况	标志物固定,洪痕位置具体或有明显的洪痕	标志物变化不大,洪痕位置较具体	标志物有较大变化,洪痕位置不具体
估计可靠误差范围	0.2m以下	0.2~0.5m	0.5~1.0m

4.3 水文勘测

4.3.1 水文断面是为求算水位、流量、流速等水文特征值而布设,这些水文特征值一般是采用均匀流的理论计算,故要求布设在比较规则的顺直河段上;一般要求测绘二个水文断面,是为相互验证计算值;两个水文断面计算的流量值,其允许误差不能超过5%,如超出此误差,应分析原因。对于水面不宽的中桥,可只测绘一个。

4.3.2 河段比降的测绘范围 规定为水文断面下游 1 倍河宽，水文断面上游 2 倍河宽，包括桥位及其上、下游水文断面位置在内的总长度，以便利用河段比降图推求桥位的设计水位；另一方面，上、下游的测绘的水位差亦不能过小，否则就难以点绘出比降图。河段比降高程一般要求用水准仪施测，根据现有施测水平及需要，读数至厘米。

5 设计洪水分析与计算

5.2 利用实测流量系列推算设计流量

5.2.2 原规范规定"上、下游两水文站的流域面积之差不超过10%,两水文站间河道平面和纵剖面皆较平顺,无分洪、滞洪时,历年最大洪水流量可以互相搬用"。考虑到有些水文站控制的流域面积很大,两站间的流域面积之差虽未超过10%,但区间面积却很大,历年最大洪水流量直接互相搬用,将会出现较大误差,故改为"汇水面积之差小于水文站汇水面积的20%,不大于1000km^2,汇水区的暴雨分布较均匀,区间无分洪、滞洪时",按流域面积比拟法转换。

5.4 设计流量计算的其他方法

5.4.1 条文中所述地区经验公式及水文参数,应参照各地区水文手册取用,最好参照各省区水文水利部门新近出版的水文手册计算。

5.6 设计洪水过程线

5.6.1 选择典型洪水过程线应注意:

1 从历年实测洪水过程线中,选择在设计条件下可能发生的、能代表大洪水一般特性的洪水过程线。

2 应考虑峰高、量大、峰型集中、主峰发生偏后、对设计不利的洪水过程线。

放大的方法,除按(5.6.1)式同倍比放大外,也可采用洪量同频率分时段控制放大。

6 桥孔设计

6.1 一般规定

6.1.1～6.1.6 桥位选定后，桥孔设计的主要任务是根据设计洪水、结合河段特性、河床断面形态和地质资料、桥头引线设计，确定桥孔净长、桥面高程和墩台最小埋置深度。

本节为各类河段在桥孔设计时必须遵守的一般规定。桥孔设计还必须与桥头引道平纵断面设计相配合，桥头引道的布设方案和高程直接影响桥孔长度和桥面高程。

跨海桥梁的桥孔设计还必须遵守海洋、港口、航道、海运等方面的有关规定。

6.2 桥孔长度

6.2.1 桥孔最小净长度 L_j 是指在给定的水文和河床条件下，安全通过设计洪水流量所必需的最小桥孔净长度。

本《规范》桥孔净长度 L_j 公式的制定，是以 1974 年至 1976 年全国公路大中桥孔设计调查资料(取样 124 座桥)为基础，并补充了 1998 年交通部公路司发出的“关于进行全国大中桥孔径设计资料调查”文件以来，各省呈报 1970 年后建成的、经洪水考验评定为桥长合适的桥孔设计资料(取样 62 座桥)，共得到 186 座各类河段上的桥梁样本(包括 1950 年至 1995 年建成的桥梁)。根据水力学理论分析和量纲分析表明，决定桥孔净长度的主要因素是河槽宽度 B_c 或基本河槽宽度 B_0、滩槽流量比 Q_p/Q_c，其次为河槽宽深比 B_c/h_c、比降 I 和无量纲谢才系数 C。然后，应用逐步回归分析和误差分析建立桥孔净长度的公式。

对于各类有明显河岸、滩槽分明、能够确定河槽宽度 B_c 的河段，最小桥孔净长度 L_j 都可按式(6.2.1-1)确定，即

$$L_j = K_q (Q_p/Q_c)^{n_3} B_c$$

对于无明显河岸、滩槽难分的变迁、游荡河段,无法确定河槽宽度 B_c,首先按河相关系确定基本河宽 B_0,按式(6.2.1-4)确定桥孔净长 L_j,即

$$L_j = B_0 C_p$$

基本河宽 B_0 公式是根据我国实桥资料(大中桥孔径设计研究全国实桥调查资料汇编,1976 年,南宁,当时的设计洪水频率为 2%)逐步回归分析得到的最优回归方程(6.2.1-5)。洪水频率系数 C_p 是调整设计洪水频率不同而水面宽度变化的系数。

基本河宽 B_0 是由河相关系确定的、一个多年洪水反复作用形成的基本水流宽度。B_0 公式中的流量必须是造床流量,或以平均流量来反映造床流量。式(6.2.1-5)是根据我国新疆、青海、甘肃、内蒙、河北等地的无明显河岸、滩槽难分的变迁性河段(d 较大)和游荡性河段(d 较小)的实桥资料,应用逐步回归分析建立的最优估算值(复相关系数 $R = 0.9408$)。基本河宽不可能是某一次特大洪水形成的宽度,只能是反映了一种平均宽度的概念。

《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)中,根据回归分析取 $0.85B_0$ 作为桥孔净长度 L_j。总结建国以来的建桥经验,认为 1980 年以前注重桥孔压缩水流,以求减小桥长,近 20 年来随着公路等级的提高,同时注意到桥孔过分压缩水流带来的损失,一般不强调对水流的压缩。特别是无明显河岸,滩槽难分的变迁、游荡河流,以桥孔不宜压缩基本河宽 B_0 为宜。即将原规范中 B_0 的系数 0.85,本规范改为 1.0。

《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)中,曾给出应用河槽平均单宽流量估定桥孔净长度的公式。该式是根据 1976 年以前的桥孔调查资料,在《公路桥位勘测设计规程》(JTJ 062—82)同类公式基础上,应用图解分析法制定的,未做误差分析。本规范制订过程中,应用 1976 年以前的和 1976 年至今的桥孔调查资料对这些公式共同验证分析,未能得到满意的结果。表明河槽的平均单宽流量与桥孔净长度没有明显的关系。这是因为 1976 年以前修建的桥梁对河槽水流多有压缩,则与河槽平均单宽流量有关;而近 20 年来修建的桥梁一般不压缩河槽,桥孔净长度主要决定于河槽宽度 B_c 和滩槽流量比 Q_s/Q_c,而与天然河槽内平均单宽流量无明显关系。但是,《公路桥位勘测设计规程》(JTJ 062—82)给出的单宽流量桥长公式,应用 1976 年以前的实桥资料验证表明,对于宽滩河段,这个公式精度是较好的。故本规范对宽滩河段仍采用《公路桥位勘测设计规程》(JTJ 062—82)中的单宽流量桥长公式。

6.3 桥孔布设

6.3.1～6.3.7 主要是从河流和水文的角度出发制定的，是公路勘测设计时必须满足的。但是，桥孔布设在公路勘测设计时，要和路线方案及公路平、纵断面设计统一考虑。

总结多年建桥经验，一般桥孔不宜压缩河槽宽度，可对河滩作适当压缩。

桥孔布设必须考虑河段的特点，预见未来河床变形，采取相应措施。

桥孔布设还必须与调治构造物的布设整体考虑。

对于西北、内蒙地区无明显河岸的变迁性河段和华北地区的无明显河岸、滩槽难分的游荡性河段，其基本河宽 B_0 可由式(6.2.1-5)估计；同时在桥位现场勘察时寻找河道天然的节点如两岸坚硬的河岸、卡口、多年稳定的堤岸等河宽，作为确定桥长的参考。桥孔净长度应等于或大于基本河宽。

6.4 桥面设计高程

6.4.1～6.4.2 不通航河流的桥下净空安全值仍然采用《公路桥位勘测设计规范》(JTJ 062—91)规定的数值。

通航河流的桥下净空、设计水位等必须按现行《内河通航标准》规定执行。

通航海轮的通航水位、通航净空、航道宽度等必须按现行的《通航海轮桥梁通航标准》、《港口工程技术规范》等执行。

曾经把设计水位加各项水位增高值后的水位称为计算水位，鉴于计算水位与设计水位概念易于混淆，1990 年修订《公路桥位勘测设计规范》已不再使用计算水位这一概论，本规范仍沿用这种处理办法。

7 墩台冲刷计算及基础埋深

7.1 一般规定

7.1.1 桥梁墩台冲刷,除河床自然演变冲刷外,还有桥孔压缩水流和墩台阻水所引起的冲刷变形。桥长、壅水和桥下冲刷是相互影响的整体。自然界一切物质运动都不是孤立进行的,洪水现象更是如此,对整体问题采用整体解决,无疑是更为合理的,也是发展的方向。目前我国尚未掌握三者整体水力模型试验和实桥观测资料而难以制定整体水力计算方法,只能将这复杂的冲刷过程给出特定条件,分解为河床自然演变冲刷、桥下一般冲刷和墩台冲刷三个独立部分,并假定这三部分冲刷先后进行,可以分别计算,然后叠加,作为桥梁墩台的最大冲刷深度,据以确定墩台基础埋置深度。

7.1.2 我国领土广阔,地区差异较大,河流属性不同,降水成因不一,水文与泥沙特征相差悬殊,有的省区结合本土实际,研究制定了桥下一般冲刷和局部冲刷计算式,并经实践检验是行之有效的。考虑到这种情况,本条规定,"必要时亦可采用其他公式验算",但应经分析论证后选用合理的计算成果。

7.1.3 为适应我国经济建设迅速发展的需要,跨越大江、大河和海湾的公路特大桥越来越多。经调研发现一些新建的特大桥,因冲刷计算不准,有的桩基嵌岩过深,增加施工难度和浪费建设资金;有的奠基过浅,竣工后需护基保安全。冲刷不但与河段类型、水文、泥沙和河床地质抗冲能力有关,而且与墩型、承台位置高低和施工方案等密切相关。故本条规定,当水文、泥沙条件复杂或墩型系数难以确定的特大桥,冲刷深度可通过水工模型试验确定。

7.2 河床自然演变冲刷

7.2.1~7.2.3 河道中水流驱使床面泥沙运动,泥沙影响水流结构,两者相互依存、相互制约。水流和泥沙相互作用,使河床平面及其过水断面处于不断发展变化之中,即所谓河床自然演变冲刷。河床演变无论在建桥之前或建桥之后,都在不断地进行着,桥梁设计时必须考虑使用期内可能出现的河床演变。

参加1964年中国土木工程学会"桥梁冲刷计算学术会议"的学者、专家

认为:由于我国很多河流的河床自然演变和集中冲刷十分剧烈,往往河床自然演变对桥渡冲刷起着主要作用,此次推荐的桥下一般冲刷计算式中的单宽流量集中系数 A_d,是河相关系的一个综合指标,只反映了桥下枯水原始断面通过中小洪水时的自然冲刷和压缩冲刷,设计水位下的自然演变冲刷不能反应出来,在桥梁设计时应深入调查桥位河段特征,选择最不利的枯水断面作为桥下一般冲刷的计算断面。

河床演变是十分复杂的自然过程,对于河床的自然演变冲刷,由于原因复杂,目前尚无可靠的定量分析计算方法,故在本节中提出 3 种情况的处理方法,供在确定墩台冲刷深度时应用,据以推算桥梁在使用年限内河床可能下降或上升的幅度,合理地加深墩台基础埋置深度或提高桥下净空。对于河道的平面变形,一般应在桥孔布设时予以考虑。

7.3 桥下一般冲刷计算

7.3.1 河上建桥后,由于桥梁压缩水流,致使桥孔上游水流急剧集中流入桥孔,桥下流速梯度很大,床面切应力剧增,引起强烈的泥沙运动,床面发生明显冲刷。随着冲刷的发展,桥下河床加深,桥下过水面积加大,流速逐渐下降,待达到新的输沙平衡状态,或桥下流速降低到等于冲止流速时冲刷即停止。桥下河槽的一般冲刷,是指建桥后压缩水流在桥下河床断面内发生的冲刷。一般冲刷深度系指桥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。

64-2 计算式是 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之一,它是根据我国桥梁实测洪水冲刷观测资料,参照国外同类公式,依据桥下河槽输沙平衡原理建立的,具有坚实的理论和实践基础,比较符合我国河流桥下一般冲刷的实际情况。

当桥梁上游天然断面来沙量 G_1 大于桥下冲刷区排出沙量 G_2,床面则淤积;来沙量小于排沙量,床面则冲刷;来沙量与排沙量相等时,冲刷即停止。桥下河槽冲刷主要是推移质运动产生的,因而通过桥下河槽断面推移质输沙量的平衡条件,可导出 64-2 一般冲刷计算公式。

64-2 计算式推荐试用 25 年来,未见对它的计算原理和计算精度方面发表存在问题的意见。但是,该式综合系数 K、m_1 计算较繁,使该式多年来较少应用。

为便于生产上应用,在修订《JTJ 062 - 82 规程》时委托西安公路学院(后改名为长安大学)对 64-2 计算式予以简化。西安公路学院 1989 年 5 月提出 64-2 简化

式,将变系数、变指数简化为定指数、定系数,验证结果与甘城道提出的64-2计算式相比,其精度相当,但简化式计算简便。在简化验证时,仅验证30座实桥观测资料,还有10多座实桥观测资料在1964年会议中被评定为制定公式的骨干资料未收纳验证。此次修订规范时,对部分交通设计单位进行了调研,有的认为64-2简化式是可行的,精度不差;有的认为64-2简化式,革掉影响冲刷的河床质粒径因素,失去了原作者依据桥下河槽输沙平衡原理推导建立的公式原理,似是一个冲刷系数式的转换,同时又不能用以计算分层土冲刷,这些不足和缺点在下次修订时拟予改正。

64-1计算式是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另一计算公式。它是根据我国各类河段52座桥梁118站年实测洪水冲刷资料,参照国外同类公式,根据水力学的连续性原理,当一般冲刷停止时,桥下最大垂线水深与桥下断面最大单宽流量之间关系,依据冲止流速的概念建立的一般冲刷计算公式。经过35年的使用,尚能满足生产需要。位于比降小、粒径细的深水河段,有时计算成果出现负值。《JTJ 062—91规范》对64-1计算式作了局部修正,改为64-1修正式。

64-2简化式、64-1修正式,即本规范的(7.3.1-1)式、(7.3.1-4)式,适用于有底沙运动的非粘性河槽,使用该两式时应注意。

式(7.3.1-5)系河滩部分一般冲刷计算公式。建在河滩上的部分桥孔,经调查桥下河滩确无改变为河槽的可能时,应按河滩冲刷公式计算桥下冲刷。河滩冲刷的特点是:桥下冲刷没有推移质补给;没有单宽流量再分配现象或这种现象甚小;冲止流速应等于土壤允许不冲刷流速。式中V_{H1}为水深1m时的不冲刷流速,表7.3.1-3中所列不冲刷流速值系按沙玉清提出的不冲刷流速公式制定的。

7.3.2 粘性土河床按式(7.3.2-1)计算桥下一般冲刷。粘性土河床冲刷计算,过去系按当量换算粒径办法计算冲刷深度,即将粘性土按容许(不冲刷)平均流速相等的条件转换成非粘性土粒径再进行冲刷计算。

20世纪80年代后,铁路部门曾对粘性土河床的桥墩冲刷做过试验和实桥调查,冲刷机理和现象未能总结出来,但对一般冲刷和局部冲刷建立了与粘土力学性能液性指数I_L有关的冲止流速公式,不再用"当量转换粒径"方法计算冲刷深度。

本《规范》粘性土冲刷主要根据铁道部《粘土桥渡冲刷天然资料分析报告》编写,

可供生产单位试用。

7.4 桥墩局部冲刷计算

7.4.1 流向桥墩的水流受到桥墩阻挡，桥墩周围的水流结构发生急剧变化。桥墩周围水流结构主要包括墩前向下水流、墩前水面涌波和尺度很大的螺旋形旋涡体系。旋涡体系是一种综合水流结构，其中包括在墩前冲刷坑边缘形成的绕桥墩两侧流向下游的螺旋形旋涡、桥墩两侧水流分离引起的尾流旋涡。旋涡体系在墩后及两侧还不断地由床面附近释放出小旋涡，向水面发展见图 1。墩前水流流线接近桥墩头部发生急剧弯曲变化，剧烈淘刷桥墩周围，特别是迎水面的河床泥沙，开始产生桥墩头部的局部冲刷坑。随着冲刷坑的不断加深和扩大，水流流速减小，挟沙能力也随之降低。与此同时，冲刷坑内发生了土壤粗化现象，留下粗粒土壤，铺盖在冲刷坑表面上，增大了土壤的抗冲能力和坑底粗糙度，一直到水流对河床泥沙的冲刷作用与河床泥沙抗冲作用达到平衡时，冲刷则停止了。这时冲刷坑外缘与坑底的最大高差，就是最大局部冲刷深度。

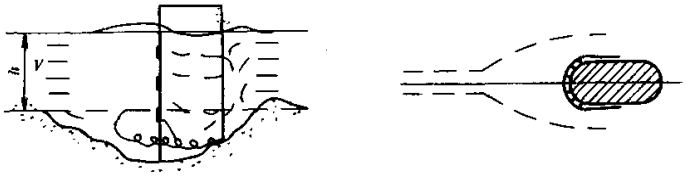


图 1 桥墩局部冲刷示意图

图 2 是根据模型试验、江西省宁河大桥 6 # 墩观测资料绘出的冲刷深度与墩前行近流速的关系曲线。从图中可以看出，桥墩局部冲刷深度与墩前行近流速 V 有关。当行近流速 V 逐渐增大到一定数值时，桥墩迎水面两侧的泥沙开始冲走，产生冲刷，这时墩前垂线平均流速称为墩旁床沙的始冲流速 V_0，当 V 继续增大时，冲刷坑逐渐加深和扩大，冲刷坑深度 h_b 与墩前行近流速 V 近似直线关系。行近流速 V 增大到河床泥沙起动流速时，床面泥沙大量起动，上游来的泥沙有些将滞留在冲刷坑内。因此，当 $V > V_0$ 时，冲刷坑深度 h_b 随行近流速的增大缓慢加深，呈曲线关系。

冲刷坑的深度和大小，与很多因素有关，除墩前行近流速外，主要的还有桥墩宽度、墩形、水深、床沙粒径等。这些因素与冲刷深度之间关系十分复杂。1964 年我国公路、铁路部门根据我国各类河段 52 座桥梁 99 站年的实桥观测资料和模型试验资料，制定了 65-2、65-1 局部冲刷计算公式。生产实践表明：这两公式结构较为合理，反映了冲刷深度随行近流速的变化关系，并考虑了底沙运动对冲

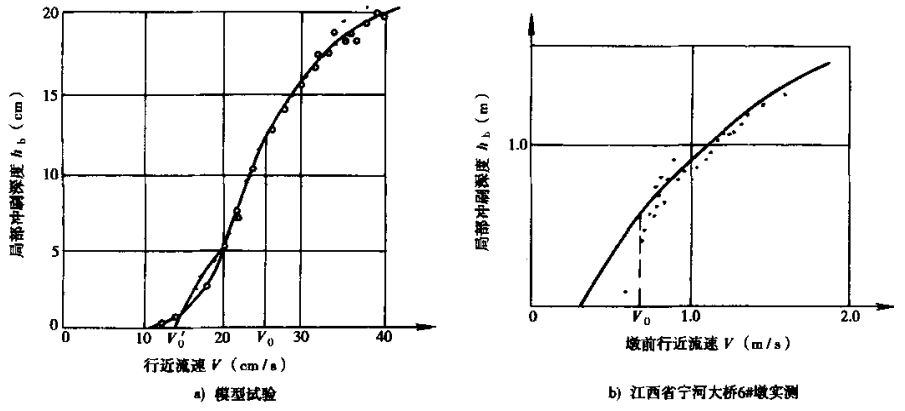


图 2　桥墩局部冲刷深度与行近流速的关系

刷深度的影响，计算数值较为稳定可靠。

随着我国经济建设迅速发展的需要，近年代在大江、大河和海湾上修建了不少大跨径的公路特大桥梁，出现了一些新式墩型，在桥位设计时，因无切合实际的墩形系数，致使桥墩局部冲刷计算可靠度得不到保证。在修订(JTJ 062-82)规范时，对 1978 年制定的“墩形系数表”未作补充。为满足生产上应用，此次规范修订时，委托铁道部科学研究院对近年代出现的有代表性的两种墩形作了水力模型对比试验，其成果纳入本规范附录 B。在《JTJ 062—91 规范》修订时，曾对 65-2 式作了修正；65-2 修正式形式简单，结构合理，但在墩前行近流速大于泥沙起动流速 V_0 后，局部冲刷深度计算值与实测值相比，偏于不安全状态，故改用原 65-2 式纳入本规范。

式(7.4.1-7)、(7.4.1-8)系局部冲刷式(65-1)的修正式。该式刊布后未发现异议，故仍纳入本《规范》。

7.4.2　本《规范》粘性土河床局部冲刷计算式，主要根据铁道部《粘土桥渡冲刷天然资料分析报告》编写，可供生产单位试用。

7.4.3　桥台最大冲刷深度，可参照公路桥涵设计手册《桥位设计》一书计算。

7.4.4　无论采用哪个公式计算局部冲刷，其墩前行近流速应采用相应的一般冲刷公式计算的垂线平均流速。

7.5　特殊情况的冲刷计算

7.5.1 桥梁冲刷的研究虽然已有几十年的历史，但已往的工作及大量研究成果都偏重和局限于单层土结构的地质条件，对分层土的冲刷研究，所见众多的文献中，仅前苏联 1972 年《铁路公路桥渡勘测设计规范》中提及分层土冲刷计算方法。在国内，由于工程实践的需要，有的按土层厚度采用加权平均粒径计算冲刷深度，也有的按单层粒径计算出各层冲刷深度，然后根据各层厚度分析确定应采用的合适的冲刷数值。铁道建筑研究所于 1989 年 12 月提出《散粒分层土桥墩局部冲刷的试验研究》，定量地提出了两层土及三层土局部冲刷计算方法，对三层土冲刷试验场次尚感不足，同时，该研究成果未经实桥洪水冲刷观测资料验证，恐与实际出入较大，故暂不引列。

当桥下河床由多层成分不同的土质组成时，其冲刷计算按本条规定的逐层渐近计算法进行计算，先计算一般冲刷，后计算局部冲刷，两者土层不相同，水深与流速也不相同，使用时要特别注意。逐层渐近计算法，是我国公路、铁路设计单位曾应用过的方法。

7.5.2 20 世纪 70 年代初，铁路、公路等有关单位组成岩石地基桥墩冲刷调查组对 30 余座岩石地基的桥梁冲刷进行了调查，1974 年在《桥梁基础岩石冲刷调查小结》的基础上提出了《岩石上桥梁基础冲刷及埋置深度参考数据表》。1984 年，原参加调查组的人员又对该表进行了局部修正。由于搜集到的资料缺乏冲刷处的流速数据及其冲刷的变化过程，目前尚无可靠的定量分析计算法。只能结合具体河段的河道性质、水流条件、冲淤变化是否剧烈等情况进行综合分析，然后参照附录 C 确定墩台冲刷深度。

7.6 墩台基底最小埋置深度

7.6.1 河床自然演变冲刷应选择最不利的枯水断面作为桥下一般冲刷的计算断面；一般冲刷 64-2 简化式、64-1 修正式，局部冲刷 65-2 式、65-1 修正式均适用于非粘性土河床，条文中所述一般冲刷和局部冲刷的不利组合，系指一般冲刷计算的两种公式分别和局部冲刷计算的两种公式的四种组合，取其一种不利组合再与河床自然演变冲刷叠加，作为确定墩台基础埋深的依据。

7.6.2 非岩石河床墩台基础埋深安全值，在 1982 年桥位规程中规定：无冲刷时，一般桥梁下不小于 1m，特殊大桥不小于 1.5m。为减少桥梁水毁，1991 年桥位规范修订时将基础埋深安全值增加 0.5m。《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTJ 024—85)第 3.1.1 条规定，小桥涵基础，在无冲刷处应在地面或河底以下至少埋深 1m；如有冲刷，基底埋深应在局部冲刷线以下不少于 1m，与 1991 年桥位规范中规定的安全值不矛盾，也是可行的，故此次修订未作变动。

7.6.3 桥下岩石河床的冲刷是一个非常复杂的问题,目前尚缺少系统的资料,还不能用公式计算,只能参照附录C确定基础埋深,该表系1984年经调查组的人员进行了局部修正。鉴于水深大的墩台基础在维修和修复工作时比较困难,因此应给予较多的安全考虑,表中建议埋置深度按施工枯水季平均水位至岩面距离分为三级,此表是根据调查的实有冲刷深度分析拟定的。

7.6.5 过去桥台锥体护坡基脚埋深未考虑冲刷的影响,仅埋在地面线以下约0.60m,常被洪水冲毁,增加了养护的困难和养护经费的支出。本条规定护坡基脚埋深应考虑一般冲刷的影响,应根据河槽摆动情况和是否拓宽等酌情将基脚底面埋在一般冲刷线以下不少于0.50m或1.0m。如冲刷线较低,则可根据本地的实践经验采用柔性防护等措施。

8 小桥涵水文勘测设计

8.2 水文调查与勘测

8.2.1

1 收集沿线 1:10000～1:50000 地形图，其具体比例及精度，以能获得各河沟汇水区面积及主河沟平均纵坡度等资料为原则。

2 设计流量计算所需资料的收集，应注意收集所需频率的年洪水流量及相应的水位、含沙量等资料。

8.5 冲刷防护

8.5.1 小桥涵的基础，一般采取冲刷防护，不考虑冲刷计算，特殊情况，有特殊要求应另行考虑。

8.5.2 沟底纵坡在等于或小于 15%时，铺砌面纵坡可与沟底纵坡相接近；大于 15%时，铺砌时按沟底坡做成台阶式并与天然河沟接顺，目的是减轻对铺砌防护的冲刷，不至于冲坏。

8.5.3 在涵洞下游洞口，为了减小水流速度，减弱对出水口及附近沟床的冲刷，可根据铺砌长度，采用多级挑坎。

9 路基水文勘测设计

9.2 水文调查与勘测

9.2.1~9.2.2 本规范将路基水文勘测设计分为4种情况。

1 一般地区:指路基高度不受地表水或洪水的控制和影响。

2 沿河路基:指路基沿河布设且受设计洪水浸淹,路基高度受设计洪水位控制或影响。

3 河滩路基:指路基横跨河滩布设,路基高度受设计洪水位或桥梁高度控制。

4 平原低洼(河网)地区

本节只列出一般地区、沿河路基两条,其余河滩路基、平原低洼(河网)地区的水文调查与勘测参见本规范第4章、第10.3节,其中河滩路基应与桥梁水文调查与勘测一并进行。

9.3 水文分析与计算

9.3.2 沿河路基设计水位的确定,可利用上、下游附近水文站实测断面计算设计水位推至某一断面处,只有在区间河段顺直,水文站与该断面处流域面积相差不超过5%时,可采用相关法或比降法推求。当河底纵坡与横断面变化较大时,则可采用水面曲线法推算。利用断面处计算的水位~流量关系曲线推求。

当采用水面曲线法推算洪水流量时,应对河段流态的变化进行调查了解,同时应注意各分段糙率值的合理选用。

9.4 浸水路基高度

9.4.1 水库蓄水范围内沿库岸路基边缘标高的确定,所不同的是需考虑水库淤积的影响,设计水位应采用水库淤积后设计洪水位时的回水位,还应高出水库淤积的相应公路设计洪水频率的回水水位,加波浪侵袭高再加安全高0.5m。另外由

于水库淤积，水利部门规划今后有可能抬高水坝，延长寿命，或改变水库运用方式，或灌溉及发电蓄水位等而使水库水位提高，计算时可酌量提高。

9.5 冲刷防护

9.5.2 沿河路基防护建筑物的冲刷计算应按不同情形考虑：

当防护建筑较多的压缩了水流断面，但水流流向不冲击建筑物时，可考虑河床自然演变冲刷与一般冲刷。对护岸或沿河路基采用挡墙、护坡直接防护时，压缩水流与桥渡建筑物压缩水流的性质是相似的，故参照本规范 7.2、7.3 节计算。

沿河路基布设挡墙或护坡没有压缩或很少压缩水流断面，但水流流向冲击防护建筑物时的局部冲刷，条文中未列计算公式。因此，设计中可参考《公路水文勘测设计与水毁防治》(人民交通出版社，2002 年 1 月)有关公式计算。

10 特殊地区桥梁水文勘测设计

10.1 水库地区

10.1.5

1 对于永久性水库下游的桥梁,若坝桥间距甚小,流域面积相差不大于10%时,桥位处设计流量可直接采用水库同频率洪水下泄流量作为桥位处的设计洪水流量。对于非永久性水库下游的桥梁,应考虑溃坝影响。

在公路桥位设计中,水库的校核洪水标准等于或高于桥梁设计洪水标准时为永久性水库,否则,为非永久性水库。所说的永久性和非永久性水库是指水库和桥梁设计标准相比较而言,与水库本身的划分标准不是同一概念,两者不要混淆。

2 对于一些重要桥梁,在上游有非永久性水库时,应建议加以改善,提高防洪能力,如加大溢洪道,降低溢洪道高程,加高加厚水坝等。具体改善办法应与水利部门协商解决,最后应达成协议。

3 条文中公式(10.1.2-4),可考虑应用于区间流域面积小于20%,无资料地区的小流域内。当上游水库与区间洪水作简化组合计算时,可采用此式。对大、中型水库,在其上、下游一般均有实测资料,可根据具体情况,另行考虑计算办法。

若坝、桥区间流量较大,亦可将水库的泄流量与区间流量叠加,或进行洪水遭遇计算,以求得桥梁设计流量。若叠加时,水库泄流量过程线应比坝、桥区间流量过程线推后一个历时。$t=\frac{L}{V}$,其中L为坝、桥间距;V为区间河槽内平均流速。泄洪过程线可向水利部门收集。

10.1.8 水库地区的桥孔设计,应按桥位在水库上游、库区和水库下游三种情况分别考虑。桥位在水库上游,桥位宜选在水库回水曲线范围以外,其桥孔设计应着重考虑水库泥沙淤积回水影响。桥位在库区,应选在岸坡稳定和库面较窄处。桥位在水库下游,应重点考虑水库清水冲刷,必要时还应按溃坝进行验算。

10.2 泥石流地区

10.2.1 水文调查的目的，首先要分析确定形成泥石流的可能性，泥石流的形成有三个基本条件，即

——汇水区域内有失稳的大量松散固体物质；

——相应的水体，如大量的降雨、急剧消融的冰雪或渠道、水库溃决；

——地形陡峻，沟槽纵坡较大。

其次要确定桥位所处的河段特点。泥石流河沟一般可分为三个区段：

形成区——一般位于汇水水域中上游，多呈集水盆地或围谷盆地，山坡陡峻，沟槽纵坡大，不良地质现象发育，山坡不稳，水土流失严重。坡面水流与松散固体物质主要在此汇聚。

流通区——一般位于汇水水域中下游，多为沟谷地形，沟道断面比较窄深，两岸山坡比较稳定，沟壁有明显的泥石流痕迹，沟床有冲有淤，近于平衡，如无基岩控制，略趋下切。

沉积区——位于汇水水域的下游，多在沟谷的出口处，平面上呈冲积扇形，是识别泥石流沟的主要标志之一。

第三区分稀性泥石流和粘性泥石流，可按表 1 特征区分。

第四确定泥石流所处的发展时期，一个地区或一条沟的泥石流可分为三个发展时期，即发展期、旺盛期、衰退期。各期主要指标见表 2。

第五收集水文水力计算分析需要的基础资料，核对计算成果。

根据上述调查目的，确定本条调查内容。

10.2.2

1 关于泥石流容重的测定。泥石流容重是区分稀性泥石流和粘性泥石流的重要指标，也是泥石流流速、流量计算中的主要参数。目前确定泥石流容重的方法

很多,有称重法、体积比法、按固体物质储备量计算法、按汇水区域坡度计算法……等。除称重法、体积比法外,其他方法都有地区适应性,故采用称重法和体积比法作为泥石流容重测定的标准方法,考虑到这二种方法在使用中如遇有困难,又规定可参考应用其他经验性的测定方法。

表 1　稀、粘性泥石流特征表

类别 / 特征	粘　性	稀　性
容重(kN/m^3)	15 ~ 23	12 ~ 18
粘度(Pa·s)	>0.3	<0.3
物质组成	由粘土、粉砂、砾石、块石等组成,含有大量的粘土和粉砂	以碎块石和砂砾为主,含有少量粘土和粉砂
流态特征	固、液两相物质组成的粘稠浆体,以相同的速度作整体运动,具层流性质。有阵流和"龙头"现象,直进性强,转向性弱,弯道爬高明显	固、液两相物质不能组成粘稠的浆体,浑水或稀泥浆流速大于粗粒固体物质的运动速度,具有紊流性质,无阵流现象,也无明显的"龙头"
沉积物特征	堆积后不扩散,呈舌状或岗状,仍保持运动时的结构形态。沉积物疏水性弱,洪水后不易干涸,沉积物分选性差	堆积后固液两相应立即离析,堆积物呈扇形,洪水后即可通行,沉积物有一定分选性

表 2　泥石流发展时期划分表

发展时期 / 指标	发　展　期	旺　盛　期	衰　退　期
汇水区域内的沟谷形态	山沟冲沟开始发育,多细沟等形式,下切深度较小	沟谷严重下切,断面呈"V"型,两岸滑坡、崩塌严重	支沟已趋稳定,沟谷断面呈"U"型,上游沟床已多为基岩
不良物理地质现象	沟岸有少量崩塌、滑坡	以深层滑坡、大型崩塌及错落为主	滑坡、崩塌渐趋稳定,以局部坍塌、滑溜为主
泥石流性质	粘性或稀性	以粘性为主	稀性
扇形地发展情况	开始发育,扇面较小	扇面大、淤高快,改道频繁	冲击物大部堆积在扇顶部,逐渐向沟内回淤,冲积扇顶部有固定沟床

2 关于稀性泥石流流速计算式。原规范中的计算式是假定(1)泥石流在河槽中运动的动能,与泥石流中清水部分在同一河槽中运动时的动能相等;(2)组成泥石流的清水和固体物质,主要能量来源于清水;(3)忽略泥石流体粘度对流速的影响。并运用动能平衡原理推导而得的半理论公式,同时也反映了泥石流容重变化对流速的影响,比较适用于各地区稀性泥石流流速的计算。

3 关于粘性泥石流流速计算式。我国粘性泥石流的流速计算公式有很多,这些公式来源于各个地区不同类型和性质的泥石流观测资料,计算结果差别也很大,原规范所列公式来源于西藏波密古乡沟的泥石流观测资料,有地区局限性。本规范建议根据《泥石流及其综合治理》(1993 年科学出版社)一书综合各地区的粘性泥石流流速计算式后的结果,较具有普遍性。

4 由于目前各类泥石流流速的计算式尚不成熟,故规定"地区性的泥石流流速计算公式,应用作比较计算,当计算结果相差较大时,应作合理性分析"。

5 关于泥石流流量计算。原规范所列的雨洪修正法和泥痕调查法,是目前泥石流流量计算的二个常用方法,本规范未作改动。根据全国各主要泥石流地区 200 多条沟谷的调查资料,泥石流多发生在各大山系的前山和山麓地带的小流域内,流域面积小于 5km^2 的泥石流河沟要占 58.5%,大于 20km^2 的仅占 12% 左右;同时雨洪修正法是配方法的一种修正,配方法没有应用流域大小的限制,故将原规范限制雨洪修正法在小流域上应用的条件予以取消。

10.2.3 在泥石流河沟的沉积区,河床的淤积直接影响桥面和路肩高程的确定,由于影响泥石流河沟冲淤的因素很复杂,目前尚无合适计算方法,主要应通过现场调查分析确定。本规范补充的设计年限内总淤积厚度的估算式,亦要靠调查分析确定多年平均淤积厚度,才能较合适的得出设计年限内的总淤积厚度。

10.2.4 泥石流河沟的流通区,又称流槽,一般断面比较窄深,河沟纵坡和流速均较大,河床有冲有淤,近于平衡。为保持沟槽的自然状态,利于桥梁自身安全,在流通区段上的桥梁长度,可采用桥位附近沟槽的平均宽度,不作桥孔长度计算。在流通区和沉积区之间的过渡段,沟槽宽度有可能大于泥石流所需的流动宽度,故允许桥孔压缩部分沟槽。在沉积区为避免因建桥加剧淤积,规定桥孔宜跨过泥石流主要活动范围。

10.2.6 目前泥石流的墩台冲刷机理尚不清楚,对稀性泥石流的一般冲刷参照本条所

列公式计算。除此之外,可参照一般河流的冲刷公式计算,但均应结合现场调查分析确定。

跨越流通区的桥梁基础埋深,应考虑冲淤交替,分析其一次最大下切深度,跨越沉积区桥梁基础一般以泥石流沟的沟床现状作控制,并考虑在一定时限内可能的冲刷深度。当沉积区受大河切割搬运,引起泥石流沟床高程不稳定时,要考虑溯源侵蚀的形式造成一次冲淤变幅较大的特点。

10.3 平原低洼(河网)地区

10.3.1

1 条文中要求除收集一般资料外,还特别提出收集大比例尺地形图和河道纵、横断面资料,这是由于河网沼泽地区洪水变化大,一般以采用间接法推求流量为主,并用河道流量计算方法推求河道改变后的桥址设计水位和流速。对于收集泵站和涵闸的实测资料,由于平原地区水文测站较少,但修建的泵站和涵闸很多,大量分布在无资料的中小河流上,有一定的管理人员和部分的观测资料,很有参考价值,故条文中予以提出。

2 了解蓄洪、滞洪、分洪区和堤闸的设施和运用是河网沼泽地区勘测的一项重要内容。因为蓄洪、滞洪、分洪区的布置及口门位置,将会直接影响桥梁设计洪水的大小。堤闸的设施和运用原则往往会改变流域水文要素,会给桥梁带来控制性影响。

3 在多沙河流上为了减轻河槽内淤积,往往利用大面积滩地作为放淤区,于入口处修建引水闸将上游挟带的大量泥沙沉积在放淤区内,以解决下游河道的淤积问题。在这种放淤滩地内修桥,应了解引水渠及其引水能力,考虑淤积造成的水位抬高,桥梁设计时应预留这项高度。

4 平原低洼地区为保护人民财产和生命安全的需要,地方往往筑堤束水,使一般中、小洪水进在堤间行洪,被保护的一侧称堤内,反之称堤外或堤间。当较大洪水时将产生溃堤破圩或分洪,部分洪水分流至其他河流或调蓄于河滩低洼地,使溃堤、分洪口门上下游水文站实测洪水流量历年发生条件不一致。即有些年份较大流量没有溃堤分洪影响,有些年份则出现溃堤分洪影响;而且溃堤分洪的情况也不相同。堤线是否合适、有无三角回流地带;堤防内有无出水口和河滩上最高积水高程等,都与水文分析计算有关。防洪标准和保证水位,堤顶最高高程和远期有无加高改变的可能等,都与布孔、确定桥高有关。因此条文规

定必须对桥址附近的堤防进行调查。

5 影响内涝积水高度，主要与流域的降雨、地形、涝区形状、排水面积、蓄涝容积、植被情况、土壤性质、作物组成、水利设施和泵闸排水能力、遭迁外江、外河和外海水位过程等因素有关，对这些因素都必须进行调查了解和适当予以考虑。为了校核和修正内涝积水计算中所确定的方法，故条文要求选择近年积水较高的水位与相应年份的降雨量等资料进行验证，以备再推求设计积水水位。

6 灌溉渠道是由大到小分为五级固定渠道和顺渠、腰渠等临时性渠道，干渠、支渠是引水渠道，其余属配水渠道，渠系是指末级固定渠道在内的各级渠道。引水灌溉与蓄水灌溉不同，它没有调节径流的能力，只能由灌溉水源引入灌区，而不能作时间上的调拨。渠道的过水断面、最大灌排流量与流向是桥孔设计的需要，故本条款作了明确的规定。

7 河网由基本河网和骨干河网组成。有的地区利用现有灌溉、排涝、排洪、引水干渠、运河、天然河道等排灌结合或部分结合或自成系统，称为综合利用河网航道。河网化主要是以蓄水为主，一般具有除涝、灌溉、航运等作用，但应注意随着我国社会主义建设的发展和充分利用水资源，有些河网近期不通航，远期可能通航。

设计最高通航水位加通航净高系确定桥高的需要，设计最低通航水位是布孔的需要，设计最高洪水位与相应的流速、流量资料是确定最小桥长和基础埋深的主要依据。

天然河流和通航水利枢纽上、下游通航水位和净空的规定与航道等级有关，只要收集到航道等级证明材料，可查阅本规范有关章节则可。综合利用渠道上最高通航水位的确定，需根据渠道功能收集相应资料，如灌溉兼通航渠道，应收集加大10%的流量计算的水位作为最高通航水位；引水兼通航渠道，采用最大引水流量相应的洪水位作为最高通航水位；排涝兼通航渠道，采用设计最高排涝水位作为最高通航水位；排洪兼通航渠道，采用设计最高排洪水位或天然河道最高通航水位；运河上最高通航水位，可根据实地上的洪水痕迹或访问当地居民、船员得到的情况来确定最高水位。还有通航净空和清淤的调查，这些资料必须收集齐全，否则影响桥高和基顶高程的确定。

10.3.2

1 内涝区的设计水位与流量

1)设计水位

"JTJ 062—91"规范方法所推求设计水位,方法简易,主要考虑历史最高水位和百年一遇雨量的增量所增加的水位增量,但本法采用多长时段设计雨量未明确,统一规定百年一遇雨量的增量所增加的水位增量与公路等级无关。此次规范修订,体现出设计洪水频率与公路等级有关,7天时段年最大降雨量标准是经调研确定的,由交通部公路二院勘测设计的湖北省岱山至黄陂一级汽车专用公路,其中有一段路基处在涝区,系按设计洪水频率百年一遇相应的7天时段年最大降雨量的增量所增加的水位增量加安全值确定路缘设计高程,约经百年一遇的1998年洪水检验,内涝水位至路缘尚有70cm。另一条与其平行相距约5km的武汉市至天河机场(黄陂县境内)全立交全封闭路,机场路有一段长约5km被1998年内涝水淹没了一个多月,当时只好修建便道折向岱黄一级汽车专用公路通行;GZ65国道主干线南昌至樟树段高速公路长约8km处在药湖内涝区和江苏省淮江高速公路经里下河涝区,其内涝设计水位均按 $P=1\%$ 相应7天时段年最大降雨量的增量所增加的水位增量求得;新建的国家铁路有的路段经过涝区也按7天时段年最大降雨量来推求内涝设计水位。

2)设计流量

"JTJ 062—91"规范中所列平原区内涝设计流量公式,系国家1961年防涝会议上提出来的,它依据1953~1960年短短8年的实测资料制定的排水率地区经验公式,与实际资料验证结果平均偏小10%~18.9%。1987年后国内对排涝设计洪水的计算,多采用排水模数的地区经验公式。该式系水利部门根据30多年实测暴雨径流资料研制的,考虑了形成最大流量的主要因素 R 和 F,计算简便,具有一定的精度。各地排水模数公式参数值见表1,有些省区未纳入,可根据工点所在地区排水面积大小,向当地水利部门收集并选定计算公式的参数算出流量,再按蓄洪容积调蓄后的流量加以确定。

表1 各地排水模数公式参数值

地区		适用范围(km^2)	K	m	n	设计降雨天数(d)
淮北平原地区		500~5000	0.026	1.00	-0.25	3
河南省平原地区	豫南地区		0.030	1.00	-0.25	1
	豫东地区		0.117	0.85	-0.38	
	豫北地区		0.054	0.80	-0.30	

续表 1

地区		适用范围(km^2)	K	m	n	设计降雨天数(d)
山东省沂沐泗地区	湖西地区	2000～7000	0.031	1.00	-0.25	3
	邳苍地区	100～500	0.031	1.00	-0.25	1
河北省黑龙港地区		>1500	0.058	0.92	-0.33	3
		200～1500	0.032	0.92	-0.25	3
河北省平原地区		30～1000	0.040	0.92	-0.33	3
山西省太原平原区			0.031	0.82	-0.25	
湖北省平湖区		≤500	0.0135	1.00	-0.201	3
		>500	0.017	1.00	-0.238	3
辽宁省中部平原区		>50	0.0127	0.93	-0.176	3

应用当地排涝公式推求桥位设计流量时，应考虑桥位设计洪水与防洪排涝设计洪水在汇流与槽蓄方面的差异，当此项差异较大时，应考虑流域行洪滩地蓄洪、滞洪以及分洪的影响。计算沟渠排涝流量按下式计算：

$$M = KR^m F^n$$

式中：

M——排水模数($m^3/s \cdot km^2$)；

R——设计径流深(mm)；

F——排水沟设计断面所控制的汇水面积(km^2)；

K——综合系数，见表 1。暴雨中心偏上、净雨历时长、地面坡度小、流域形状系数小、河网调节程度大，K 值则小，反之则大；

n——递减指数，见表 1。大流域 n 值一般在 -0.35～-0.20，小流域 n 值在 -0.20～0 之间；

m——峰量指数，见表 1。排水状况较好或排水状况一般但流域坡度较大者，m 值一般较大；排水状况较差，受回水影响的河渠，m 值较小；开挖后的河渠，排水条件有所改善，m 值一般比未开挖前增大。

按上式求得排水模数后，即可推求沟渠各断面的排水流量，其公式为：

$$Q = MF$$

式中符号意义同前。

有的蓄涝区全靠排涝站提排,其最大排水流量由当地有关部门提供。在蓄涝区内设有排涝沟渠和排涝站的,根据内外水位高低、沟渠和排涝站分布及所在地形位置和实际应用情况,考虑蓄涝容积调蓄后的流量加以折减,需要进行流量分配的则进行分配计算。

2 渠道、通航运河上的设计水位与流量

我国很多平原地区,地势低洼,大小河流纵横交错,称为平原河网。河网分为:滨海感潮河网(如珠江三角洲),其河流下游直接与海洋相连,河网水流受外海潮汐影响,在外海潮汐和上游洪水的相互作用下,水流呈不稳定状态;联湖平原河网(如江苏、浙江的太湖流域平原),其河流直接连接大型湖泊,河网水流通过湖泊的调蓄,涨落缓慢,其自然的洪涝持续时间,在湖泊的影响下,一般较长;滨海联湖平原河网(如浙江的杭嘉湖平原),河流下游直接与海洋相通,上游河流又直接与湖泊相连,形成极其复杂的水流状况;内陆平原河网(如湖北江汉平原),河流下游与较大的河流相连,河网内部的水流状态仅受上游来水和河网本身的自然条件以及河网水流出口处较大河流流态、水位等影响;临河串湖平原河网(如江西省的赣抚平原),其上游通过有控制引水渠道或小河与外面江河相连,下游通过有控制的排水设施注入湖泊,这样河网的水流涨落取决于它本身引排的能力;独立平原河网(如安徽省的金宝围),其河流不直接与大型湖泊相连,它们自成一体系,或通排灌站,或通过有控制的排水河道与外面的大江大河相连,这样河网的水流涨落往往取决于它本身的电排能力。一般来说,不同类型的河网,采用的计算方法也不一样。概括地说,河网水流计算方法有两大类:一类是详算法,即对完整的不恒定流进行数值计算的方法;另一类是简化法,即将计算区域划分成若干区,每个小区为一计算单元。这两类型的计算法都很繁杂,计算工作量也很大。结合本专业的特点,采用条文所规定的方法,此法简单易行,容易掌握。有些渠道的水文资料无法取得,可根据实测的过水断面与比降资料按明渠均匀流公式计算。

3 位于滞洪区的桥位,影响水文计算的因素很多,其水文与桥孔计算非常复杂,需同时满足桥孔排洪计算式及水量平衡方程。而一般小桥非处在蓄、滞洪区内,也不需应用水量平衡方程,仅用临界流与淹没流状态的计算式即可求定桥孔净长。有的小桥采用护床提高流速缩短桥长,而大桥则不然,需考虑桥下冲刷问题,非一般采用小桥水文水力计算法所能解决的。

当分洪量充满滞洪区时,支流发生设计洪水相遭遇,其蓄排洪计算可采用列表试算法、半图解法或图解法进行。列表试算法无需作大量计算曲线,但每一时段需反复试算2~3次,用手算较麻烦,适用于方案不多,计算时段较小的情况;

半图解法，当桥孔排洪曲线不多时，用该法只需作少量的计算曲线，较为简捷，但对无经验者并非易行；图解法虽可避免试算，但需作大量计算曲线，图解过程亦较繁琐，精度也稍差，一般用得少。

4 堤防是我国各河流平原河段防洪的主要措施。防洪标准一般是根据防护地区或对象的重要性结合技术经济条件来确定的。至于堤防的标准，可以根据防护对象的不同而分成若干段落，全河不尽一致。根据国家的财力、物力逐步加高培厚，经过若干年后，达到设计标准。

水利部门为保障河流地区两岸免除一定洪水威胁的设计堤防的洪水标准，一般只采用一个设计标准，不用校核标准。而过去采用洪水标准时又有三种做法：一是采用实际洪水，如淮河干流 1955 年以后，中游提高到防御 1954 年实际洪水；二是通过洪水频率计算，选取一定频率的洪水作为设计依据，如永定新河河道工程近期按 50 年一遇开挖，堤距则按 100 年一遇设计；三是以实际洪水或酌量提高，如长江干堤即按 1954 年最高洪水位分别提高 0.08～0.82m。国家管辖的大江大河干堤一般另加安全超高 1.5～2.0m，个别河段有的提高至 2.5m，如珠江、黄河等。鄱阳湖、洞庭湖湖堤及入湖河段系按 20 年一遇洪水设计，另加安全超高；湖堤为 2.0m，河堤为 1.5m，其他中小河流一般采用 1.0～1.5m 安全超高。

国家提出堤防防洪标准分为四个等级，见表 2。

表 2 城市的等级和防洪标准

等 级	重 要 性	非农业人口（万人）	防洪标准［重现期(年)］
I	特别重要的城市	≥150	≥200
II	重要的城市	150～50	200～100
III	中等城市	50～20	100～50
IV	一般城镇	≤20	50～20

经受 1998 年洪灾后，国家增加防洪基础设施投资，各地堤防工程远景规划有提高防洪标准的趋势，如 III 等级城市提至 100 年一遇设计洪水标准，IV 等级城市提至 50 年一遇设计洪水标准。特别重要城市、特别重要工矿企业区，以及影响范围很广、人口众多的农业区，要求在任何情况下都不能为洪水淹没，对于这类地区，应该有足够的防洪标准，在远期规划中考虑防御百年一遇以上，甚至千年一遇洪水，因此在等级 I 地区桥梁设计洪水标准亦应提高。至于表 2 中其他三项防洪标准，它比公路桥梁设计洪水频率低或接近，也就是说上等级公路在这

种防洪地区修桥,一般已可满足要求;不上等级公路在这种防洪地区修建大中桥,若对防洪标准及堤防尚无加高计划,桥位设计流量与水位宜与当地有关部门协商解决。

10.3.3

1 跨排涝沟渠的桥孔不宜压缩,并应考虑远期发展需要,桥前壅水要根据具体条件决定,壅水高了会影响排涝,造成危害。对于无堤防或堤防不高的排涝沟渠,其两侧应设分洪孔,以降低桥前积水深和缩短排涝历时,减少农作物和居民损失。

2 考虑到渠道在运行中可能出现气候剧变,需水或排水量增大,或是渠道发生事故,在停水后的短时间内要强迫通过较大流量,或是为了通过短暂的设计高峰流量,也需要用加大流量。加大流量是确定渠道堤顶高程的依据,加大流量等于正常流量乘以加大系数,加大系数根据渠道流量大小和重要程度而定。流量小的,加大系数大;流量大的,加大系数小。结合本款情况,采用加大 10%流量计算的水位。为保证渠道过水安全,渠顶应高出渠水位一定数值,称安全超高。渠顶高出加大 10%流量的计算水位安全超高一般可为 0.60m。当用桥梁跨越渠道时,由于渠道断面多为梯形,故矩形断面桥孔会改变渠道断面,易引起上游淤积,下游冲刷。因此本款规定以单孔跨越加大流量相应设计水位的水面宽度,一般不压缩过水面积。

运河上的桥梁,通航孔的布设应满足航道等级规定的净空尺度,以最低通航水位布孔,以最高通航水位确定桥高。当桥轴法线与水流方向不一致超过 5°者其桥孔必须相应加大。

3 跨越蓄洪区时,由于蓄水宽度较宽,且大部分流速极低甚至接近为零,桥孔不必沿整个宽度设置,应考虑桥前积水对流量的折减,桥前积水值应根据蓄洪区的地形、农作物和村镇允许积水高程而定,还应了解主流区位置并布设桥孔,主流区一般为原河道和排洪道或蓄洪区内带状低洼带等。

4 为保护下游重要城市、重要工矿企业区及江河沿线广大地区的安全,在河道适当地点修建分洪闸(进出),将超过河道安全泄量的洪水流量,分流至河道附近的湖泊、洼地或预定滞洪区拦蓄起来,待洪水高峰过后,再由原处流回河道,谓之滞洪。

平原地区由于河滩辽阔,滩槽高差较小,因此在天然情况下,稍遇较大洪水即漫

槽四溢，或流串至邻近流域另夺出路，或积蓄于河滩洼地。在实施水利化以后，为了减少两岸大片土地和村镇被淹和损失，常在河道两岸修筑坚固的堤防，束洪水于堤外河道，改变了洪水的天然状态。原先河滩调蓄的巨大影响消失，在相同的洪水情况下，河道通过流量将较天然情况增大，并称此为归槽流量，但两岸堤防由于各种经济和技术原因，只能达到一定的防洪标准，即堤防外河道仅能达到一定排洪能力，相应于不危及堤防安全的最大可能排洪能力称为河道安全泄量。若桥梁设计洪水流量小于此流量，即堤防的防洪标准高于公路桥梁设计洪水标准，此时全部洪水将从堤防外河道通过，因此可以直接按归槽流量和相应水位设计，桥孔仅需在堤防外设置即可。但若堤防防洪标准低于桥梁设计洪水标准，当洪水流量超过河道安全泄量时，两岸堤防将有溃堤的可能，堤外河道和堤内河滩将同时行洪，故此时存在如何分别确定堤内和堤外桥孔的设计问题。

1)堤防外河道上桥孔设计

a.特别重要及重要工矿企业区和特别重要及重要城市附近，由于堤防的保护对象在国民经济中占较重要地位，一旦溃堤失事，损失较大，故一般防洪标准较高，多已超过或达到公路桥梁设计洪水标准，因此特大、大、中桥可择归槽最大流量及水位设计。

b.位于一般地区或城市附近的大、中桥，由于目前堤防标准均较低，如按公路桥梁设计洪水标准相应水位的归槽流量和水位设计桥梁，则不仅会造成公路和桥梁的巨大投资，而且也脱离当前当地的实际。为此考虑到两方面情况：一方面是我国大多数堤防的现状，另一方面是考虑到堤防逐年加高的现实。桥梁设计流量宜与当地有关部门协商解决。

c.当桥头路堤或梁部结构穿越堤防时，若路肩低于堤顶，则堤防在该处成为凹槽，将成为防洪之薄弱点，一旦洪水位较高时，影响防洪，也将造成人为断道。所以根据实际情况和需要，将桥梁适当抬高。

2)堤防内河滩上桥孔设计

a.若堤防标准较低，遭遇较大洪水溃堤后，堤内滩地将开始行洪。若历史上溃堤频繁，且分洪量较大时，则以集中设置分洪桥为宜；若分洪量较小，可考虑分散设置一定数量的小桥涵分洪。

滩地分洪桥孔的设计流量应考虑分洪后滩地调蓄的折减，设计水位的确定

应考虑分水后水位降低。考虑到在某些情况下滩地分配流量较困难,按桥梁设计洪水标准拟定河滩桥孔可能与实际要求出入较大,故要求满足当地排涝设计标准洪水的排涝要求,即按照当地排涝标准和相应流量检算桥孔的大小。

b.在某些情况下不宜设置河滩分洪桥涵时,如河滩不稳定、河流易于改道等原因,则主槽桥孔应能满足桥梁设计标准洪水的实际流量安全通过的要求。所谓实际通过流量是指河槽调蓄折减后的流量,而不应按归槽流量设计。

5 当桥梁下游人工建筑物或江河湖泊的回水顶托时,要充分考虑泥沙淤积的影响,将改变桥位天然的水流和输沙条件,由此桥孔要按顶托出流情况计算。

10.4 岩溶地区

10.4.1 在岩溶地区应重点调查其分布范围、形状、规模及截流汇水面积,由于岩溶一般隐蔽性强,表面上不易看清,因此应加强勘测工作,为路线布设和桥(涵)的孔跨布置提供依据。

10.4.2 首先确定一般条件下(即无岩溶情况下)的设计频率的流量、洪水总量和流量过程线;通过观测、调查和分析计算,确定地表和地下径流分配系数,即全部径流中地表部分和地下部分的分配比例;通过洪水观测和分析计算确定各类岩溶的消水能力;根据水量平衡原理分析计算,进而确定设计流量和水位。

10.4.3 岩溶地区的桥跨布设,应根据溶洞、溶槽、漏斗和暗河的分布、发育情况确定。在坡立谷、岩溶湖等大型溶蚀洼地宜设桥跨越,墩台位置宜避开岩溶点。严重的或水文条件复杂的岩溶地区,宜采用大跨径桥梁跨过或予以绕避。

10.5 倒灌河段

10.5.1 受大河倒灌影响的河段,其水流现象系属不稳定水流运动。因此除按可流水文调查要求外,还应根据受大河倒灌影响的河段要求,搜集有关资料。

10.5.2 在支流上的桥梁,若受大河倒灌影响,桥前产生积水,在此期间支流发生洪水而干流洪水又急剧下降,此时桥前积水体积将使泄量加大。当壅水超过天然洪水的最高水位时,才会出现流量过程线的增陡,这与河段末尾断面内洪水通过历时的缩短有关。如果沿河槽传播的洪水坡,桥前积水已预先蓄积到某种

程度时通过，较桥前不壅水影响而洪水通过时的流量有所变化。在一定条件下，流量过程线就会增陡。对于增陡程度的彻底求解，以及增陡流量的精确计算，还有很大困难，所以采用近似的估算方法还是可以的，假设桥位断面通过的增陡流量为 Q_p'，其过程线的形状与天然洪水的流量 Q_p 的过程线形状差别不大，显然，过程线的纵坐标增大的倍数与该次洪水总量 W_p 大于该次洪水总量减去预先蓄水的体积 $W_p - W_a$ 的倍数相等。

当桥址上游河滩辽阔、泛滥面积很大，即蓄水体积很大和洪水总流量较小时，增陡流量才比天然流量有较大的增长。反之，当河流两岸地形较陡的非宽滩河流，其蓄水体积有限，这时增陡流量比天然流量增大很少，可以忽略不计。跨越支流的桥梁，当受大河洪水倒灌影响时，根据大河和支流涨、落水时间不同，可考虑如下三种情况：

1 大河无倒灌，支流出现设计流量时，与一般河流一样，桥下流量采用支流设计流量。

2 支流无水或为常水位，大河出现设计流量，向支流倒灌，桥下流量应为倒灌流量与支流的常水位流量之差。

3 大河倒灌后急剧退水时，支流出现设计流量，桥下通过流量为支流增陡流量与退水流量之和。

10.5.3 受大河倒灌影响的桥孔设计，其桥长可根据桥位所在河段分类采用相应公式计算，设计流量可按大河倒灌后急剧退水，同时支流出现设计流量时计算，桥高以调查或实测的倒灌水位控制。

10.6 潮汐河段

10.6.1

1 最大潮流量

由于潮波海水的水质点系进行波动运动，潮波的振幅比波长小得多，水质点水平运动比垂直运动要大得多，这样的水质点在水平方向的流动，叫潮流。涨潮时的潮流称为涨潮流，落潮时的潮流称为落潮流。在半日潮明显地区，一天要发生四次转流，但在特殊情况下，亦有一天转流两次的。最大流速的日变化大潮时最强，小潮时最弱，因此选每年的最大潮流量，可以在年内大潮时挑选。

2 最大潮洪流量

主要指历年本河洪水潮流相遇的不同组合,它随着外海的潮差大小和内河径流大小的变化而不同。

3 最高、最低潮位、最大潮差

潮汐是由月球和太阳的引力作用引起的海面升降运动,在一般情况下每昼夜有两次涨落,海面涨至最高水位称为高潮,落至最低水位称为低潮。从低潮至高潮叫涨潮,从高潮至低潮叫落潮。相邻高低潮的潮位差叫潮差。

4 潮型

潮水位随时间变化的曲线叫潮型,每天两个高潮中较高的高潮称为高高潮,较低的高潮称为低高潮;同样有高低潮和低低潮之分。在一天中两次高潮、两次低潮相接的潮型称为半日潮。在日潮不很显著的地区,低高潮及高低潮几乎消失,变成一日只有高潮及低潮,此潮型称为全日潮,介于半日潮和全日潮之间的潮型称为混合潮。

5 涨、落潮历时

应选取每年最高潮时的涨潮历时和落潮历时,计算全潮历时和潮差,以便求得多年平均全潮历时和平均潮差,借以放大潮型为计算频率的潮位过程线,为推算设计频率的流量过程线和流速过程线。

6 潮流速

潮流速是指潮流从海面高处流向低处的流速,一般在实测资料中每年选取一个较大的变化过程,无实测资料可采用一般经验公式估算。

7 风暴潮包括台风风暴潮及连续刮风增水引起的风暴潮两类。由于以台风中心向海岸推进所造成的涌浪而引起的平均水位开始上升,继而进入台风区内,就出现水位上升速度大的风暴潮的主体部分。包括潮峰在内的水位变化速度大的部分,叫做台风风暴潮。

由于连续刮风的海面产生切应力,随之引起海水的质量输送,如海水向着海岸

11 调治工程

11.1 一般规定

11.1.1 桥位调治构造物是在桥位及其上、下游附近河段上修建的导引水流，改善桥位河段水流条件，使桥孔通畅排水、输沙和稳定桥位河段，保证桥梁及桥头引道安全运用的河道整治建筑物。对于沿河及受水浸淹的路基，调治构造物的作用，主要是抵抗水流对路基边坡的冲刷与淘刷。

11.1.2～11.1.3 影响调治构造物布设的因素，除河道本身的水、沙动态条件外，还涉及交通、水利、农业等部门的利益。计算后还必须结合桥位或沿河路基河段的具体情况，作适当调整，才能取得较好的效果。为此，在条文中做了综合考虑的规定。

实桥运用的经验表明，设计桥孔长度偏小，洪水时桥下河床大量冲刷，墩台冲刷增大，基础埋深必须增加。同时桥前壅水加大桥址上游区段内泥沙沉积，从而助长洪水主流摆动，威胁调治构造物的安全。设计桥孔偏大，桥下可供排水输沙的宽度超过实际需要，桥梁不能成为一个约束水流，控制河势变化的人工“节点”，这时若只是简单地顺着两侧桥头布设调治构造物，洪水进入调治区仍易形成来回摆动的股流，顶冲淘刷调治构造物，桥下部分河床产生淤积。要保证桥梁和引道的安全，必须增大调治构造物的规模，这与我国古代治黄的经验“狭滩受水水益悍，广滩为岸岸善崩”是相吻合的。

11.1.4 导流堤为非淹没式，它与桥梁应直接连接为整体，是桥位整体中的最重要部分，其设计频率规定与桥梁相同。如导流堤的设计洪水频率标准低于桥梁引道的标准，则桥梁遇到设计洪水时，将会因导流堤的淹没而导致桥梁水毁。

11.1.5 条文中规定的调治构造物基础埋置深度安全值，主要是考虑工程的重要性（冲毁后可能造成的灾害程度）及其规模（修复的规模和难易）。对于细颗粒次稳定和不稳定河段，还应考虑到它处于平原区所涉及的面广、影响大的情况，故条文中分别视情况规定了安全值。

11.2 导流堤布设及冲刷计算

11.2.4～11.2.5 导流堤的平面形状和尺寸的计算方法,多数是建立在模型试验基础上的(水流垂直或接近于垂直桥轴线,岸壁光滑固定)。天然河段的水文、地形条件比较复杂,随着流向和岸壁条件的变化,导流堤的平面尺寸也应不同。计算结果是一种控制性的,在大多数情况下,需根据桥位河段的水文、地形、地质和桥头引道等综合因素,结合既有导流堤的实际运用经验综合考虑后适当调整。

导流堤的断面尺寸和边坡值,条文是按人工施工及养护的情况而规定的,但采用机械施工及养护时,可视机械的性能规格,适当增大顶宽和施工边坡。条文中"当堤高大于 12 或坡脚长期浸水时,应专门设计",主要是应验算其稳定性,具体方法可参照人民交通出版社出版的公路设计手册《路基》一书。

11.2.6～11.2.7

1 壅水高度,在桥前壅水范围内,壅水高度沿程是变化的。确定导流顶面高程时,比较合理的办法是区段确定壅水值。对变迁性和冲积漫流性河段上的封闭导流堤,不仅最大壅水值的位置难以确定,甚至在上游整个堤长范围内是否均有壅水还有待进一步试验研究。从偏于安全角度考虑,规定按桥前最大壅水高度计算。

2 既有导流堤的毁坏,有些是在春汛起因流冰或融冰引起的,而这种情况往往被人忽视。为此,规定在有流冰或融冰的河段上,应将二种情况计算的堤顶面高程相比较,取其中的最大值。

11.2.10 导流堤的冲刷计算,上游坝头部分主要是计算其局部冲刷深度;对于坝身则是类似于沿河路基,除应考虑局部冲刷以外,还需考虑河床的自然冲刷,当桥梁压缩水断面时,还应考虑一般冲刷,设计中应视具体情况而定。

对于导流堤的局部冲刷计算,近年来国内有关单位的专家对此进行了大量的试验研究工作,在应用中可参照《公路水毁防治技术》(人民交通出版社,1993 年 10 月)提出的导流堤局部冲刷试验经验公式计算。目前由于缺乏较多的原型资料作进一步验证,故条文中规定应充分获取既有导流堤的冲刷深度,结合公式的计算综合考虑确定。

并在那里堆积而形成的连续刮风增水风暴潮。

根据观测资料，风暴潮与气象潮相遇加上河道适当涨水，是灾害性、破坏性强的最不利条件。由于风暴潮和气象潮从观测资料中不易划分，故仍以年内最高潮位作为样品。

10.6.2 根据现行《港口工程技术规范》(海港水文)条文说明，提出了我国沿海有50年以上验潮资料的大连、秦皇岛、吴淞、上海、马尾、厦门等港口，分别采用15年、20年、30年的资料进行分组计算，并与按全部资料年数的计算结果对比，用20年资料计算与用全部年数的计算结果对比，相差一般在20cm范围以内，加之我国有30年以上潮位资料的港口很少，因此规定在频率分析时，资料年数不少于20年。

按本《规范》第五章有关规定计算出各水力因素的设计值后，采用峰值倍比放大可推求各水力因素的设计过程线。

流速设计值包括设计条件下断面平均流速和各水深垂线平均流速，垂线平均流速参照下列公式计算：

$$V_1 = \bar{V}(h_1/\bar{h})^n$$

式中：

V_1——设计流量时最大或某一水深相应的垂线平均流速(m/s)；

$\bar{V}$——设计流量时断面平均流速(m/s)；

h_1——设计流量相应水位时的最大或某一垂线水深(m)；

$\bar{h}$——设计流量相应水位时的断面平均水深(m)；

n——指数；可根据实测资料统计分析求得，若无资料时，视具体情况在1/6～2/3之间采用；对于有涌潮和潮差大的河段，根据浙江省河口海岸研究所利用钱塘江河口的实测资料分析，可采用 $n \approx 1.0$。

注：水深计算时，宜用设计流量时可能发生的最低水位。在此处要按一般无潮汐影响河段的办法来计算设计流量的相应水位。

对缺少资料和无资料地区计算桥位或河口站的水力因素设计值的计算方法，参照现行《港口工程技术规范》(海港水文)中的计算公式，结合潮汐河段桥梁的具体情况而定。

鉴于桥位或河口站缺少或无实测资料，不得不采用相似河段或附近站资料推算到桥位处，故算得的设计值精度是较差的，在确定设计值时，宜慎重选用。

10.6.3 受潮汐影响的桥梁孔径设计,由于流态复杂,目前尚无成熟的理论和计算方法。本条中的经验处理方法,主要是根据福建省受潮汐倒灌影响的已建桥梁的统计资料编写的。

在挡潮闸附近或受围垦影响区段内的桥梁,由于建闸或围垦前后河道的水流和泥沙运动都发生了极大变化,分属于有人工建筑物与天然条件两种不同状况,因此建闸或围垦前后的资料要分别对待,找出各自的规律。一般来讲,当桥梁建在挡潮闸附近,大多数情况是:挡潮闸已经建好或即将兴建,因此可向建闸或闸的管理单位索取有关闸的设计和运用资料,作为桥梁设计的重要依据。若无该项资料,或者闸的标准较桥梁设计标准为低时,要调查关闸和提升挡潮闸时各有关水力、泥沙因素的变化,同时还要考虑建闸前较长年代中出现的不利情况是否可能重演及其在建闸后的变化,这些因素都需在桥梁设计时予以计及。若在桥位下游河口处,有上级机关批准的大片围垦缩窄河口的规划,并已着手进行初步设计时,则桥梁设计对围垦缩窄后河床的再调整和对桥梁的影响应予考虑。

潮汐河段上有封冻及流冰时,应注意水流往复双向流动的作用。当有大型冰块流动时,应考虑桥墩是否需设双向防冰或破冰设施,其桥孔布设应以不阻碍冰块的渲泄为原则。

潮波在进行中,往往在冲击桥墩后变成碎波,碎波高度比波浪高要高得多,但目前对碎波冲击高度尚无计算办法,一般应根据调查资料确定。根据目前资料,海水中的钢管,其腐蚀最严重的部位即在碎波冲击处(飞沫带),每年达0.3~0.5mm。因此对钢梁桥及钢支座的碎浪溅蚀部位,应采取防护设施。

10.6.4 潮汐河段上桥梁的冲刷,应按非潮汐一般河段桥梁冲刷公式计算,但由于潮汐水流的影响,计算值应予加大。究竟如何加大,规范中没有明确指出。我国对潮汐河段桥梁冲刷计算问题,迄今未展开有效研究,也无资料可供参考,尚无确切的办法。一般除按非潮汐河段的桥梁冲刷公式计算外,还应对桥位河段历年和冲淤变化进行调查,分析现有建筑物的冲淤情况,同时尚需考虑往复流不同一般单向河流,及洪水和泥沙运动对河道的冲淤影响,以及海水入侵后,盐水对泥沙的絮凝作用所引起的影响,根据调查分析结果,再行确定潮汐河段上桥梁的冲刷数值。必要时须进行水工模型试验确定。

11.3 丁坝布设及冲刷计算

11.3.1

1 调治建筑物的轴向布置为与导治线的边缘线成正交或较大角度的斜交者，称为丁坝(亦称挑水坝)。丁坝的种类很多，按平面形状分，有直线形、勾头形、T字形；按其影响水流变化情况分，有长丁坝、短丁坝；按与水流交角分，有上挑正挑和下挑丁坝；按淹没状态分，有淹没式和非淹没式丁坝；按结构分，有实体丁坝和各种透水丁坝。

2 丁坝的作用是逼使水流改变方向离开被防护的河岸，丁坝压缩水流断面较多，能强烈扰乱原来水流的性质。为此桥位设计主要是从护岸和防护河滩引道路堤方面考虑，以淹没条件来划分丁坝的类型。同时丁坝必须是成群布置的，在丁坝头部附近有强烈的局部冲刷，但在坝间形成淤积，经过多次洪水后可造成新的河岸。就防护地段的总长而言，丁坝群的建筑长度一般较短，仅坝头部需要防护措施，其造价较低，故丁坝在公路路基冲刷防护中起着重要的作用。采用丁坝防护路基冲刷的优点是防护长度大，相当于丁坝本身长度的3～10倍以上。

3 丁坝按其影响水流变化的情况可分为短丁坝和长丁坝。短丁坝只扰乱其附近的局部水流，使水流趋向河心，一般若干个成群使用。长丁坝则可扰乱整个水流，使水流冲向对岸，设计中必须结合上、下游及对岸的影响，尤其是在对岸有农田、水利设施或居民点，就不应采用长丁坝，即使对岸是坚实岩层时，也不宜采用长丁坝，以防折射回来的水流冲刷下游河岸或路基。故条文中规定，单个挑水长丁坝不宜采用(丁坝坝长不宜大于河宽的1/4)。泥石流的导流，严禁设置挑水丁坝。

11.3.2～11.3.3

1 根据试验观测资料，丁坝的布置与水流方向的关系不同时，其作用也不同。当丁坝群布置为垂直于水流方向的形式时，在其头部附近发生局部冲刷，在丁坝间发生约呈椭圆形形状的淤积堆而不与坝和岸相连接；当丁坝群布设成下挑(顺水流方向倾斜)形式时，其作用与垂直布置形式相似；当丁坝群布设成上挑(逆水流方向倾斜)形式时，冲刷坑位于坝头部上面，坝间淤积沿着坝的背水坡脚及河岸坡脚约呈三角形伸展，在迎水面的坝根附近发生淘刷。

根据上述情况的比较，非淹没式高水位丁坝，宜布置成下挑，以减水流对坝头的

冲击作用。淹没式中水位丁坝(中水位丁坝相当于造床流时的水位)可布置呈垂直或上挑形式,以减低坝顶溢流的流速。

2 丁坝轴线与水流方向的交角,对于下挑形式可用 60°~75°;对于上挑形式,一般可用 100°~105°。

3 影响丁坝间距的因素较多,有坝长、挑角、流速和水深等。丁坝的根部与河岸的连接有两种方法,设计时应视坝体材料与河岸土质而定。河岸土质不易冲刷或渗透系数较小者,宜采用加固法;河岸土质易于冲刷或渗透系数较大者,宜采用嵌入法。采用嵌入法时,应对坝根及嵌入河岸做防渗处理,以免坝体渗流引起坝根及坝附近河岸渗流破坏而产生沉陷。

11.3.4 丁坝局部冲刷公式因实坝资料验证较少,故条文中规定应调查类似河段上既有丁坝的最大冲刷深度和结合地区经验公式计算确定。