中华人民共和国电力行业标准

水工建筑物荷载设计规范

DL 5077—1997

条 文 说 明

目 次

3 总则 …… (3)
5 作用分类和作用效应组合 …… (3)
5.1 作用分类及作用代表值 …… (3)
5.2 作用效应组合 …… (3)
6 建筑物自重及永久设备自重 …… (5)
6.1 建筑物自重 …… (5)
7 静水压力 …… (6)
7.1 一般规定 …… (6)
7.2 枢纽建筑物的静水压力 …… (6)
7.3 水工闸门的静水压力 …… (7)
7.4 管道及地下结构的外水压力 …… (7)
8 扬压力 …… (8)
8.1 一般规定 …… (8)
8.2 混凝土坝的扬压力 …… (9)
8.3 水闸的扬压力 …… (11)
8.4 水电站厂房和泵站厂房的扬压力 …… (11)
9 动水压力 …… (12)
9.1 一般规定 …… (12)
9.2 渐变流时均压力 …… (12)
9.3 反弧段水流离心力 …… (12)
9.4 水流对尾槛的冲击力 …… (13)
9.5 脉动压力 …… (13)
9.6 水锤压力 …… (15)
10 地应力及围岩压力 …… (16)
10.1 一般规定 …… (16)
10.2 岩体初始地应力(场) …… (17)
10.3 围岩岩力 …… (17)

11 土压力和淤沙压力 …… (18)
11.1 挡土建筑物的土压力 …… (18)
11.2 上埋式埋管的土压力 …… (20)
11.3 淤沙压力 …… (20)
12 风荷载和雪荷载 …… (21)
12.1 风荷载 …… (21)
12.2 雪荷载 …… (22)
13 冰压力和冻胀力 …… (23)
13.1 静冰压力 …… (23)
13.2 动冰压力 …… (23)
13.3 冻胀力 …… (24)
14 浪压力 …… (25)
14.1 一般规定 …… (25)
14.2 直墙式挡水建筑物上的浪压力 …… (26)
14.3 斜坡式挡水建筑物上的浪压力 …… (26)
15 楼面及平台活荷载 …… (27)
15.1 水电站主厂房楼面活荷载 …… (27)
15.2 水电站副厂房楼面活荷载 …… (27)
15.4 其他要求及作用分项系数 …… (27)
16 桥机和门机荷载 …… (28)
16.1 桥机荷载 …… (28)
16.2 门机荷载 …… (30)
17 温度作用 …… (31)
17.1 一般规定 …… (31)
17.2 边界温度 …… (32)
17.3 温度作用标准值 …… (33)
18 地震作用 …… (33)
18.1 一般规定 …… (34)
18.2 设计地震动加速度及设计反应谱 …… (34)
18.3 地震作用的水库计算水位 …… (35)
19 灌浆压力 …… (35)

3 总 则

3.0.1、3.0.2 长期以来,水工结构设计的作用(荷载)取值一般均由各类水工结构设计规范分别做出规定,缺乏统一的取值标准和方法。按照GB 50199—94《水利水电工程结构可靠度设计统一标准》(以下简称《水工统标》)的要求,本规范对适用于水工建筑物设计的作用取值标准作出了统一规定。

《水工统标》是制订各类水工结构设计规范应共同遵守的准则。本规范第5章基本上陈述了该标准中第4章及第7章的有关规定,并在以后各章中对各种作用及其分项系数的取值作出了具体规定。

结构上的作用,通常是指对结构产生效应(内力、变形等)的各种原因的总称,并可分类为直接作用和间接作用。直接作用是指直接施加在结构上的集中力或分布力,也可称为"荷载";间接作用则是指使结构产生外加变形或约束变形的原因,如地震、温度作用等。长期以来,工程界习惯于将两类作用不加区分,均称为"荷载"。为使规范名称简化和照顾习惯用语起见,本规范仍定名为《水工建筑物荷载设计规范》,但实际上包括了直接、间接两类作用。

3.0.3 水工建筑物上的作用项目繁多,受客观条件的限制,本规范不可能对所有的作用进行全面研究并作出相应规定,仅涉及水工结构设计中常遇的一些主要作用。至于某些建筑物(结构)上的特殊作用、或本规范未列入的其他作用,如结构预应力、土壤孔隙水压力及钢结构焊接变形作用等,则可由相应的水工结构设计规范根据需要作出规定。

3.0.4 公路、航运及港工等部门的设计规范,其作用(荷载)取值的原则和方法不一定与本规范一致,因此引用其中的作用(荷载)值时,应结合水工结构的特点,对有关作用及其分项系数的取值进行具体分析,做到与本规范配套使用。

5 作用分类和作用效应组合

5.1 作用分类及作用代表值

5.1.1 结构上的各种作用,当在时间及空间上相互独立时,则每一种作用均可按单独的作用考虑。《水工统标》对作用采用三种分类方式,即按作用随时间的变异、随空间位置的变异(固定或可动)和作用对结构的反应特点(静态或动态)进行分类。其中,按作用随时间的变异性分类是最主要的分类,因为这直接关系到作用变量概率模型的选择,某些作用的取值也与其持续时间的长短有关。本规范根据《水工统标》将作用随时间的变异分为下列三类:

(1)永久作用:在设计基准期内量值不随时间变化,或其变化与平均值相比可以忽略不计的作用;

(2)可变作用:在设计基准期内量值随时间变化,且其变化与平均值相比不可忽略的作用;

(3)偶然作用:在设计基准期内出现概率很小,一旦出现其量值很大且持续时间很短的作用;

附录A《水工结构主要作用按随时间变异的分类》,原则上是按照《水工统标》附录D列出的。

5.1.2 采用分项系数极限状态设计方法时,设计表达式中作用变量所采用的值,称为作用代表值。《水工统标》规定:永久作用和可变作用的代表值应采用作用的标准值,偶然作用的代表值按有关规范确定。《水工统标》对作用标准值的取值原则和方法作出了具体规定。本规范在确定各种永久作用和可变作用的标准值时,遵循了这些规定。至于水工结构设计中的两项主要偶然作用——校核洪水位时的静水压力及地震作用的代表值,本规范在有关章节中分别做出了规定。

5.2 作用效应组合

5.2.1 当整个结构(包括地基和围岩)或结构的一部分超过某一特定状态而不能满足设计规定的功能要求时,称该特定状态为结构相应于该功能的极限状态。从工程结构设计的实际需要出发,极限状态可划分为"承载能力极限状态"和"正常使用极限状态"两类。对于结构的承载能力极限状态,一般是以结构或结构构件达到最大承载能力或不适宜于继续承载变形为依据;对于正常使用极限状态,则是以结构或结构构件达到正常使用或耐久性要求的某一功能限值为依据。作用对结构所产生的内力和变形,如轴力、弯矩、剪力、位移、挠度和裂缝等统称为"作用效应",应由结构分析确定。

根据结构在施工、安装、运行和检修等不同阶段可能出现的不同结构、作用体系和环境条件等,结构设计状况可分为下列三种:

(1)持久状况:在结构正常使用过程中一定出现且持续期很长,一般与结构设计基准期为同一数量级的设计状况;

(2)短暂状况:在结构施工(安装)、检修或使用过程中短暂出现的设计状况;

(3)偶然状况:在结构使用过程中出现概率很小、持续期很短的设计状况。

上述三种设计状况,不仅作用的大小和持续时间可能不同,而且结构的构成、型式和支承传力条件以及结构材料性能也可能不同。因此,设计时必须首先区分结构的设计状况,继而按照两类不同的极限状态分别对可能同时出现的各种作用进行作用效应组合,以求得结构总的作用效应。由于作用(效应)组合可能有多种情况,因此应在所有可能的组合中,取最不利的组合作为该极限状况设计的依据。

5.2.2 《水工统标》规定,对持久状况、短暂状况和偶然状况均应按承载能力极限状态进行设计。其中,持久状况和短暂状况下的作用效应组合为称为基本组合,它仅考虑永久作用与可变作用的效应组合;偶然状况下的作用效应组合为偶然组合,它是永久作用、可变作用与一种偶然作用的效应组合。由于偶然作用在设计基准期内出现的概率很小,两种偶然作用同时出现的概率必然更小,因此在偶然组合中只考虑一种偶然作用。如校核洪水位时的静水压力就不应与地震作用同时参与组合。

5.2.3 在分项系数极限状况设计表达式中,《水工统标》采用了考虑工程结构的安全级别、设计状况、作用和材料性能的变异性以及计算模式不定性等因素,且与目标可靠指标相关联的五种分项系数,即:

(1)结构重要性系数 γ_0:用以考虑不同安全级别的水工结构或构件应有不同的可靠度水平,对应于Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ三种结构安全级别,分别采用1.1、1.0和0.9;

(2)设计状况系数 ψ:用以考虑结构在不同的设计状况下应有不同的可靠度水平,对应于持久状况、短暂状况和偶然状况,分别采用不同的数值;

(3)作用分项系数 γ_G 和 γ_Q:用以考虑作用对其标准值的不利变异,但不反映由施加于结构上的作用换算成作用效应的计算不定性;

(4) 材料性能分项系数 γ_m:用以考虑材料性能对其标准值的不利变异;

(5) 结构系数 γ_d:用以考虑作用效应计算不定性、结构抗力计算模式不定性以及上述各分项系数未能反映的其他不定性。

在上述五种分项系数中,结构重要性系数 γ_0 已由《水工统标》规定;作用分项系数 γ_G 和 γ_Q 由本规范针对各种作用分别给出;其余3种分项系数均由各类水工结构设计规范作出具体规定。

在偶然组合中,参与组合的可变作用一般情况下均采用其标准值。但考虑到某些可变作用与偶然作用同时出现的概率较小,因此本条依据《水工统标》作出了"与偶然作用同时出现的某些可变

作用,可对其标准值作适当折减”的规定。例如,对于校核洪水位下的浪压力,本规范规定,其计算风速采用多年平均年最大风速,即是对持久、短暂设计状况下50年重现期计算风速的一种折减。

5.2.4 根据可变作用在结构上总持续期的长短,对正常使用极限状态应考虑长期、短期两种作用效应组合情况。可变作用的短期作用效应与永久作用效应的组合称为短期效应组合;可变作用的长期作用效应与永久作用效应的组合则称为长期效应组合。短期效应组合中的可变作用可直接采用其标准值;长期效应组合中的可变作用则应将其标准值乘以小于1.0的长期组合系数 ρ,作为经常出现的可变作用值参与长期效应组合。长期组合系数 ρ 的确定方法,已在《水工统标》附录F中给出,并由各类水工结构设计规范作出具体规定。

对于正常使用极限状态,《水工统标》尚规定,一般应按相应于持久设计状况的长期组合和短期组合设计,根据需要也可考虑相应于短暂设计状况的短期组合。在两种效应组合计算时,各个永久作用和可变作用的作用分项系数均可采用1.0。

6 建筑物自重及永久设备自重

6.1 建筑物自重

6.1.1 附录表B1系参照GBJ 9—87《建筑结构荷载规范》和《港口工程技术规范》(1987)中有关的材料重度,并根据水利水电工程有关资料进行了修正补充。

6.1.2 本规范编制过程中,共收集了国内外52个水利水电工程(其中国内25个工程)的大体积常态混凝土、碾压混凝土和沥青混凝土的重度实测资料。常态混凝土中部分为钻孔取芯样实测重度,其他为机口取样实测重度;碾压混凝土为核子密度仪现场测定的重度;沥青混凝土为实验室测定的重度。大量数理统计分析结果表明,级配相同、施工合格的常态混凝土和碾压混凝土可采用相同的重度值。大体积混凝土的重度服从正态分布,对80 %的工程而言,变异系数为0.005～0.01。根据统计分析结果,并参考国内外一些比较成熟的成果,规范列出了附录B2供设计选用。通过试验确定混凝土的重度时,参照《水工统标》5.2.2之规定,可按其概率分布的0.2分位值取值。

6.1.3 本规范编制过程中,共收集了国内外100余座(其中国内30余座)土石坝的压实干重度资料,并进行了大量的数理统计工作。结果表明,土石坝的压实干重度服从正态分布,80 %工程的变异系数为0.02～0.08。根据统计分析结果并参考国内外土石坝的设计和施工经验,规范列出了表B3供设计选用。由于影响土石坝干重度的因素较多,各具体工程的筑坝材料千变万化,附表B3只给出了一个大致的范围。在工程设计中,主要应以碾压试验为依据来确定土石坝的压实干重度。参照《水工统标》5.2.2之规定,其重度可按其概率分布的0.1分位值取值。附录表B3中土的分类,遵循了GBJ 145—90《土的分类标准》。

6.1.4 水工大体积混凝土(包括常态混凝土和碾压混凝土)的重量,主要用以抵抗倾覆和滑移,一般对结构有利,且其几何尺寸的变异性相对较小,施工质量控制也为混凝土的重度提供了一定的保证,故取其分项系数为1.0。

对于普通混凝土结构,GBJ 68—84《建筑结构设计统一标准》编制组曾对17个省、市、自治区实测的2667块大型工民建钢筋混凝土预制构件的自重,以及20000 m^2 以上找平层、垫层、保温层、防水层等约10000个测点的厚度和部分重度进行统计,结果表明,实测平均值为标准值的1.060倍。《港口工程结构可靠度设计统一标准》编制组曾对全国港口建设中混凝土和钢筋混凝土322个样本进行统计,结果表明,自重均值与标准值的比值为1.03。《水工统标》(送审稿)附件二《水工钢筋混凝土结构可靠度分析和分项系数确定》对永久作用(主要为水工钢筋混凝土自重)开展了研究,结果

表明,普通水工混凝土结构的自重的作用分项系数采用1.05是恰当的。

在土石坝的稳定分析中,土体或堆石部位不同,所起的作用也不同,滑弧上部的重量促使其滑动,而下部的重量则往往阻止其滑动。因此,很难从整体上区分土石坝的自重对结构有利或不利。但对于同一土体或堆石,其重度越大,说明其压实度越高,其抗剪性能也越好,对坝体稳定有利,故规定其分项系数采用1.0。

7 静水压力

7.1 一般规定

7.1.2 按照《水工统标》的规定,结构设计时应根据在结构在施工和运用过程中的具体情况分别考虑持久、短暂、偶然三种设计状况。水工建筑物(结构)的施工、运行条件复杂,因而静水压力计算时,计算水位的确定必须与一定的设计状况相适应。相应于持久设计状况或施工、检修短暂设计状况下的静水压力属可变作用;在遇到校核洪水时的偶然设计状况下,静水压力则是一种偶然作用。为使条文简明起见,条文中将静水压力作为可变作用时的标准值及作为偶然作用时的代表值,统称为静水压力代表值。

7.1.3 枢纽建筑物和闸门结构在不同设计状况下静水压力代表值的计算水位,一般为水库的特征水位,在建筑物运用过程中水位可以人为控制,故对静水压力的作用分项系数采用1.0。影响坝内管道和地下结构外水压力标准值取值的因素较为复杂,本规范基本上沿用现行水工结构设计规范中确定的原则和方法,并规定其作用分项系数采用1.0。

7.2 枢纽建筑物的静水压力

7.2.1 《水工统标》4.3.3的规定,"对那些有传统的取值或有显著特征的,以及难以依靠统计资料按概率分布的分位值确定其标准值的可变作用,可采用定义形式规定其标准值"。枢纽建筑物的静水压力即属于这种情形。现行水工建筑物设计规范在考虑建筑物的静水压力时,均以水库特征水位为依据。因此,本规范原则上也以水库特征水位为依据,用以确定相应设计状况下枢纽建筑物的静水压力代表值。

本规范明确规定正常蓄水位(或防洪高水位)作为持久设计状况下静水压力标准值的计算水位。正常蓄水位系指水库在正常运用的情况下,为满足设计的兴利要求在供水期开始时应蓄到的最高水位;防洪高水位系指水库遇到下游防护对象的设计洪水时在坝前达到的最高水位。鉴于坝下游防护对象的防洪标准一般都在100年一遇的洪水范围以内,可以认为属于常遇洪水范畴。因此,对于有防洪作用的水库,可将高于(或等于)正常蓄水位的防洪高水位作为持久状况下水位对待。

水库校核洪水位系指水库遇到大坝的校核洪水时在坝前达到的最高水位。校核洪水出现的概率很低,属稀遇事件,应作为偶然设计状况考虑,相应的校核洪水位就是偶然设计状况下静水压力代表值的计算水位。

水库设计洪水位系指水库遇到大坝的设计洪水时在坝前达到的最高水位,它介于正常蓄水位(或防洪高水位)与校核洪水位之间,主要用以计算正常运用时的泄洪流量,确定泄水建筑物的泄洪能力。对挡水建筑物的稳定和结构强度而言,设计洪水位一般不起控制作用。在SDJ 21—78《混凝土重力坝设计规范(试行)补充规定》和SDJ 145—85《混凝土拱坝设计规范》中,一般已不考虑设计洪水位这一荷载组合情况。参考美国、日本等国外的坝工设计规范或设计导则,对大坝设计也都只考虑正常蓄水位和校核洪水位两种情况。因此,本规范不考虑设计洪水这种情况。

本规范系确定各种设计状况下作用代表值的取值标准,有的建筑物(如拱坝、土石坝)还需要考虑计算水位低于正常蓄水位时的静水压力与相应作用的组合,此种组合情况应由有关的专业设计规范作出规定。河床式水电站厂房作为挡水建筑物的一部分,故其静水压力代表值的计算水位应与闸、坝等挡水建筑物相同。

7.2.3 坝后式和岸边式水电站厂房承受的静水压力作用,其计算水位取决于下游特征水位,即采用由有关设计标准规定的厂房防洪设计洪水位和校核洪水位;在厂房施工期、机组检修等短暂设计状况下,其静水压力代表值的计算水位应按照SD 335—89《水电站厂房设计规范》的有关规定确定。

7.2.5 临时性水工建筑物(如导流建筑物、施工围堰、临时性泵站等)和各种类型大坝施工期渡汛时设计采用的设计洪水标准,在SDJ 12—78、SDJ 217—87《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准》、SDJ 338—89《水利水电施工组织设计规范》中均有明确规定,可据以计算确定其静水压力代表值的计算水位。

7.3 水工闸门的静水压力

7.3.1 水工闸门有多种型式,按其用途可分为工作闸门、事故闸门、检修闸门和施工闸门等,各种闸门的具体运用条件各不相同。本条系指出确定闸门静水压力代表值时应考虑的一般原则。

7.3.2 设置在发电、供水、泄水等建筑物进水口的工作闸门或事故闸门,是大坝、水闸等挡水建筑物的组成部分,闸门关闭时即起挡水作用。因此,工作闸门或事故闸门的静水压力代表值的计算水位,应按照与7.2.1相同的水位标准,即持久设计状况下的计算水位可采用正常蓄水位或防洪高水位,偶然设计状况下的计算水位采用校核洪水位。

7.3.3 根据国内工程资料,多数船闸的上游最高通航水位与正常蓄水位一致,最高挡水位与校核洪水位一致。

7.3.4 本条所列水工建筑物,在其上游或下游侧一般设有检修闸门,供该建筑物检修时挡水。除河床式水电站有可能安排在汛期检修外,一般安排在枯水期进行,各建筑物检修时的上、下游水位有所不同。因此,检修闸门在短暂设计状况下静水压力代表值的计算水位,应根据设计预定的该建筑物检修时的水位确定。

7.3.5 导流底孔和其他临时挡水建筑物设置的闸门,运用条件复杂,情况各异。因此,闸门静水压力代表值的计算水位可参照7.2.5规定的有关洪水标准,结合设计预定的挡水水位,经综合分析确定。

7.4 管道及地下结构的外水压力

7.4.1 坝内钢管的外水压力主要由水库经坝体混凝土的渗流和沿钢管外壁的绕渗形成。本条系参照SD 144—85《水电站压力钢管设计规范》的有关规定,并参考国内17个工程和日本田子仓、南非莫希罗克等水电站的设计经验,以及美国垦务局钢管设计标准等编写而成。目前工程设计中折减系数 α 值多采用1.0。

7.4.2 实测地下水位线是确定建筑物外水压力的基本依据。由于地下水位实测工作量很大,一般测量期限较短,所取得的数据有限,因此可以考虑按测得的较高地下水位线作为确定设计地下水位线的基础。此外,在有些情况下很难或几乎不可能测得地下水位线,此时可考虑由地质专家凭经验给出。对于靠近水库的地段,应考虑水库蓄水后地下水位可能出现的变化。对于内水压力较大的引水隧洞,内水外渗可能抬高地下水位,特别是在混凝土衬砌与钢管交界处,更应注意这种情况。

7.4.3 本条沿用SD 134—84《水工隧洞设计规范》关于混凝土衬砌有压隧洞外水压力的计算方法及外水压力折减系数的取值。考虑到即使在完整性很好的岩层中,通过裂隙处仍可能有渗漏水,故

本规范对附录C中1、2级岩体的外水压力折减系数作了适当调整。

7.4.4 无压隧洞和地下厂房的洞室,可直接通过衬砌排水以大幅度降低外水压力。云峰水电站阀室在混凝土衬砌边墙与围岩之间设置了排水槽,使外水压力减小到零;龚咀、南水水电站在地下厂房周围设置了排水廊道,衬砌与岩体之间设置排水槽,厂房边墙均不考虑外水压力,顶拱则按0.3～0.5倍外压水头考虑。鉴于国内水电工程的实践经验,故提出条文中的有关规定。

7.4.5 本条对钢板衬砌压力隧洞的外水压力分为三种情况作出规定。

(1)埋深较浅的钢衬隧洞,钢板厚度通常按内水压力计算确定,采用适当的加劲措施即可满足抗外稳定要求,这种情况一般可不采取排水措施。鉴于外水压力使钢管压屈破坏的经验教训,故对此种情况下的外水压力宜按设计地下水位线以下的全水头计算。

(2)在钢衬隧洞的上部或侧面设置排水洞以降低地下水位的工程实例较多,国内如绿水河、花木桥、盐水沟、鲁布革水电站,国外如美国的巴斯康蒂、瑞典的刚斗等。排水洞的排水降压效果与其工程地质条件、地下水的补给条件等有密切关系。如花木桥水电站,在下水平段顶部以上16 m处开挖排水洞后,使排水洞以上的地下水位线由原来的37.5 m降低到10 m以下;而美国巴斯康蒂抽水蓄能电站高压管道的下平段,在管道以上46 m处开挖了2条排水洞,并打了大量足以覆盖6条高压管道范围的排水孔,由于排水孔堵塞和钢筋混凝土衬砌与钢管接头处渗漏等原因,仅使外压水头由124 m降低到90 m。工程实践表明,采用排水洞并钻深孔排水,可取得较好的排水效果,但需结合工程地质条件,确定排水的长期有效性。

(3)国内外还有一些在钢管与混凝土之间或混凝土与围岩之间设置排水管的工程实例,如日本的新高濑川、今市抽水蓄能电站的高压管道,在钢管与混凝土之间和混凝土与围岩之间均设置了排水管,外水压力水头采用钢管上部覆盖岩层垂直厚度的0.3倍,而喜撰山抽水蓄能电站的高压管道,虽在钢管与混凝土之间设置了排水,但对外水压力水头未作折减。我国花木桥水电站,在高压管道内设置了排水管,外水压力水头折减系数采用0.2,天生桥二级水电站在钢管外围采用了排水管,外水压力水头折减系数采用0.5。在钢管外侧设置排水管排水效果好,但维护修理困难,地下水含有析离的矿物质时可能导致排水管堵塞,因此在估计排水效果时必须考虑排水管的长期有效性。

8 扬压力

8.1 一般规定

8.1.1 混凝土坝、水闸等水工建筑物施工时通常采用分层浇筑混凝土,浇筑层面及混凝土与基岩接触面常是可能渗水的通道。由于渗透观测资料很少,估算层面或接触面可能脱开部分面积占总面积的百分比往往有困难,为偏于安全计,我国现行混凝土坝、水闸、水电站厂房等设计规范均假定计算截面上扬压力的作用面积系数为1.0。这与美国、日本的有关设计规范中关于“坝体内部和坝基面上的扬压力均作用于计算截面全部截面积上”的规定是相同的。

8.1.2 实践经验和原型观测资料表明,岩基上的混凝土实体重力坝、宽缝坝、空腹坝、大头坝及拱坝等坝基面上的扬压力分布图形是不同的;同一种坝型在不同的地基地质条件及防渗排水措施的情况下,其扬压力分布图形存在很大差异。故应根据不同的水工结构型式、地基地质条件及防渗排水措施,分别确定扬压力的分布图形。

挡水建筑物的扬压力是在上、下游静水头作用下所形成的渗流场产生的,是静水压力派生出来的荷载,故其计算水位应与静水压力的计算水位一致。

8.1.3 在扬压力分布图形中,以往习惯于将取决于下游计算水头的矩形部分的合力称为浮托力,

其余部分的合力称为渗透压力。对于在坝基设置抽排系统的情况,则以主排水孔为分界线,分别计算其前后的扬压力。

8.2 混凝土坝的扬压力

8.2.1 混凝土坝地基地质条件、防渗排水措施对其扬压力分布图形的影响,情况十分复杂,故通常根据已建工程的实测资料,统计分析排水孔处的扬压力水头与上、下游水位的关系。根据防渗、排水条件的不同,可分为以下3种情况:

(1)当坝基设有防渗帷幕和排水孔时,统计分析排水孔处的渗透压力强度系数 α,并定义为:

$$\alpha = \frac{h_i - H_2}{H_1 - H_2} \tag{8-1}$$

式中 h_i——排水孔处的实测水头;

H_1、H_2——坝底面上的上、下游计算水头。

(2)当坝基设有防渗帷幕和上游主排水孔,并同时设有下游副排水孔及抽排系统时,分别统计分析主排水孔处的扬压力强度系数 α_1 和副排水孔处的残余扬压力强度系数 α_2,并定义为:

$$\alpha_1 = \frac{h_{\mathrm{i}}}{H_1} \tag{8-2}$$

$$\alpha_2 = \frac{h_{\mathrm{ii}}}{H_2} \tag{8-3}$$

式中 h_{ii}——副排水孔处的实测水头。

(3)当坝体内部上游面附近设有排水孔时,统计分析排水孔处的渗透压力强度系数 α_3,并定义为:

$$\alpha_3 = \frac{h_{\mathrm{i}} - H_2}{H_1 - H_2} \tag{8-4}$$

本规范编制时收集到20多座混凝土坝的坝基面实测扬压力观测资料,包括重力坝(实体、宽缝、空腹坝)、支墩坝(大头、梯形坝)、拱坝(双曲、重力拱坝)等多种坝型。按不同坝型、不同坝段(河床坝段和岸坡坝段),对渗透压力强度系数 α、扬压力强度系数 α_1 及残余扬压力强度系数 α_2 分别进行了概率统计分析,结果表明:

(1)其分布概型以正态分布为好;

(2)其概率分布的0.9分位值与现行规范规定的平均值基本接近。

在最终确定扬压力分布图形中的渗透压力强度系数和扬压力强度系数时作了如下考虑:

a)实体重力坝河床坝段、岸坡坝段的渗透压力强度系数分别采用0.25和0.35,宽缝重力坝和大头支墩坝的渗透水流可以宽缝逸出,故其渗透压力强度系数采用比实体重力坝小0.05的值;

b)在坝基设有纵、横向排水廊道及抽排措施的情况下,对宽缝重力坝和实体重力坝分别采用不同扬压力强度系数0.15和0.20,比现行规范不加区分更为合理;

c)空腹重力坝的腹孔位置一般在坝底宽的中间三分之一之内,离排水孔的渗径较长,渗透压力强度系数采用与实体重力坝相同,以策安全;

d)岸坡的地下水位因库水位影响而抬高,故岸坡坝段的渗透压力强度系数应比河床坝段大,实测资料表明,采用比河床坝段大0.10的级差比较合适;

e)坝基抽排系统主要通过人为控制以降低浮托力,故对残余扬压力系数 α_2 可不区分坝型也不区分下游是否设帷幕一律采用0.5。

国内有几座混凝土坝在坝基只设排水孔而未设防渗帷幕。例如:丹江口坝右岸13#～17#坝

段、右岸 2#～3#坝段以及 33#～41#坝段(占总坝段数的 37 %),基础为弱透水的中性火成岩,实测扬压力一般均小于设计值,连续观测至今已有 17 年,未见异常;石门拱坝 8#～12#坝段(占 17 个坝段的 30 %),坝基为弱透水的云母钙质片岩,实测扬压力值基本满足设计要求,未见不利影响;三门峡坝坝基为闪长岩,在吕容值为 1Lu 的地段未做连续帷幕只设排水,实测渗透压力强度系数为 0.15～0.20。因此,对于坝基仅设排水孔而未设防渗帷幕的情况,其渗透压力强度系数 α 值可按照既设防渗帷幕又设排水孔的情况(即条文表 8.2.1 中 A 项)适当提高后采用。

在拱坝拱座稳定分析中,岸坡拱座侧面排水孔处的渗透压力强度系数一般可按"岸坡坝段"考虑。但对于复杂地质条件下的高拱坝,拱座侧面的渗透压力是一个三向渗流问题。其靠上游一侧受库水位的影响,靠山坡一侧受地下水的影响,且地质条件复杂的高拱坝的拱座稳定比坝体应力对坝的安全更重要,这是近十多年来已为工程界所公认的,故应经三向渗流试验论证。

8.2.2 在所调查的 20 多个混凝土坝扬压力观测资料中,均未取得坝体内部扬压力的观测值。现行混凝土坝设计规范规定,坝体内部排水管处的扬压力强度系数 α_3 为 0.15～0.30。参照坝基面由实测统计资料确定的扬压力强度系数,并考虑到坝体内部混凝土层面的粘结条件较坝基混凝土与岩石接触面粘结条件优越这一情况,规定坝体内部比坝基接触面的扬压力强度系数小一个档次,即对实体重力坝、拱坝的扬压力强度系数 α_3 采用 0.20,宽缝重力坝及大头坝有宽缝部位的扬压力系数 α_3 采用 0.15。

8.2.3 当扬压力按浮托力和渗透压力分别计算时浮托力主要取决于相应设计状况下的下游计算水位,并与静水压力代表值的计算水位一致,故采用与静水压力相同的作用分项系数,即 1.0。渗透压力、主排水孔前的扬压力和主排水孔后的残余扬压力的变异性,主要表现在渗透压力强度系数 α、扬压力强度系数 α_1 及残余扬压力强度系数 α_2 的变异性,而它们均可采用随机变量概率模型来描述。根据 20 多座混凝土坝坝基扬压力的观测资料,按不同坝型、不同坝段(河床坝段或岸坡坝段)分类进行统计分析的结果表明,α、α_1、α_2 基本服从正态分布,其概率分布的 0.9 分位值与现行规范规定的平均值比较接近,故用以确定与扬压力代表值相应的扬压力强度分布图形;同时取其概率分布的 0.998 分位值以确定与扬压力设计值相应的扬压力强度分布图形。最后按这两种情况计算渗透压力、主排水孔前的扬压力和主排水孔后的残余扬压力的设计值与代表值之比值,从而确定其作用分项系数为:渗透压力除实体重力坝采用 1.2 外,其他坝型均采用 1.1;有抽排时主排水孔前的扬压力和主排水孔后的残余扬压力分别采用 1.1 和 1.2。

8.2.4 混凝土坝坝前淤积泥沙对坝基的防渗效果,可以从刘家峡坝 7#坝段的观测资料得到证实。该坝段 1 号测压孔(即 7#—1 孔)布设在防渗帷幕前靠近坝踵的下游 2 m 处,从 1968 年 10 月至 1992 年 10 月连续观测资料反映扬压力强度系数为 0.6～0.8。为了证实该孔的防渗结果,1981 年又在 6#坝段增设了一组观测孔。与 7#坝段相同部位的 6#—1 孔,至 1992 年 10 月已有 12 年连续观测的资料,该孔扬压力强度系数亦为 0.6～0.8。

黄河三门峡(7#坝段)、青铜峡及盐锅峡等大坝在防渗帷幕前也布设了观测孔,前两个坝坝踵的实测扬压力强度系数均在 0.6～0.66 之间,后一个坝的实测值见表 8—1,都反映了淤积泥沙的防渗效果。

表 8—1 盐锅峡大坝防渗帷幕前实测渗透压力强度系数

测压孔号	挡 3—1	挡 6—1	挡 9—2	溢 2—2	溢 5—1
渗压强度系数	0.71	0.82	0.50	0.65	0.90

前苏联高 244 m 萨扬舒申斯克重力拱坝,实测坝踵扬压力水头是坝前水深的 94 %～70 %,也是由于坝前淤积泥沙所致。

8.2.5 本条系根据葛洲坝二江泄水闸闸底面及消力池护坦底板 1987～1991 年连续 5 年的扬压

力观测资料提出。

8.3 水闸的扬压力

8.3.2 为了研究软基上水闸扬压力的统计特征,曾经调查了江苏省沿海和内陆 8 个软基上的水闸。根据不同的工程规模和地基地形条件,一般在闸底板的岸墙后设置了若干渗透压力观测剖面,每个剖面布置 2～4 根测压管,以观测其渗透压力。观测资料的整理方法与岩基上混凝土坝上采用方法相同,即根据测压孔水位求扬压力强度系数。

以三河闸 11#底板为例,可以说明电拟试验成果、改进阻力系数法计算成果与实测成果间存在着一定的差异,如表 8—2 所示。

从江苏省 8 个软基上的水闸来看,扬压力观测资料的连续性、规律性均较差,且与 SD 133—84《水闸设计规范》规定采用的改进阻力系数法计算成果不一致。虽然改进阻力系数法计算成果与电拟试验成果比较接近,但它们均以地基土为均质的假定为前提。天然地基在土层分布上很少是均质的,加以地基受水闸运用条件(如泄洪振动,夏季闸身温胀等)的影响,目前的理论计算方法尚难以考虑这些因素,所以观测结果与理论计算或试验成果存在一定出入也是必然的。尽管理论计算法和电拟试验法的成果不完全符合实际情况,但多年来在设计应用中已积累了一定经验。在目前难以通过观测资料的统计分析或其他更好的方法确定水闸扬压力代表值之前,本规范仍沿用现行 SD 133—84《水闸设计规范》中规定采用的改进阻力系数法。

表 8—2 三河闸底板渗透压力强度系数计算、试验和实测成果比较

测压管编号		1	2	3	4	备 注
电拟试验成果(%)		38	32	23	13	
改进阻力系数法计算成果(%)		38.06	33.57	20.06	7.77	
原型观测成果	1972 年 5 月实测值(%)	40.03	22.75	19.18	16.14	4 次平均
	1972 年 6 月实测值(%)	54.65	32.43	24.79	23.82	4 次平均
	1986 年 5 月实测值(%)	33.90	17.97	18.28	13.76	5 次平均
	1986 年 6 月实测值(%)	48.53	29.55	26.26	23.73	4 次平均

8.3.3 本条文系基于下述理由:

(1)当两岸墙后土层的渗透系数小于地基渗透系数时,侧向渗透速率较慢,其渗透压力较小,采用相应部位闸底扬压力的计算值偏于安全;

(2)当两岸墙后土层的渗透系数大于地基的渗透系数时,侧向渗透速率较快,其渗透压力较大,故理应按侧向绕流计算确定;

(3)大型水闸工程重要,失事后造成的生命财产和社会经济损失巨大,为确保工程安全和经济合理,故应通过多种手段论证。

8.4 水电站厂房和泵站厂房的扬压力

8.4.2 对于厂、坝之间的接缝未经止水封闭处理的情况,本条未作出规定。由于接缝处排水沟或排水廊道的自由水面成为除上、下游水位以外的第三个边界,故应根据具体情况分别考虑坝体和厂房底面的扬压力分布图形。

8.4.3 本条与 SD 204—86《泵站技术规范》和 SD 335—89《水电站厂房设计规范》的规定一致。

8.4.4 本条参照混凝土实体重力坝的分析成果确定。

9 动水压力

9.1 一般规定

9.1.1 作用于水工建筑物过流面上的动水压力包括时均压力和脉动压力两部分,因此作用于某点上的瞬时动水压强可表示为时均压强和脉动压强之和。

水流脉动压力主要指紊(湍)流作用在结构物表面的动水脉动压力。其力学本质是由水流的紊动所产生的脉动流速场对固壁的作用,它是一个重要的附加动力荷载。当水流脉动对结构物的安全有影响或会引起结构振动时,应考虑脉动压力的影响。

9.1.2 若明渠或管道中水流的平均水力要素(如流速、流量、压强等)不随时间发生变化,则称之为恒定流;若由于某种原因(如闸门启闭、暴雨径流、潮汐、溃坝等),水流的水力要素随时间变化,则称之为非恒定流。对这两种不同的水流,应按照不同的方法进行水力计算。此外,对于恒定流而言,渐变流和急变流两种流态的压强分布规律不同,计算方法也不一样。

9.1.3 对于重要的或体形复杂的输水及泄水建筑物,因其动水压强的分布与建筑物体型、水流条件及流态等有关,并常涉及空间的三元水流,多数尚难通过计算确定,故宜由模型试验测定。建筑物设计时可参照试验数据、已有类似工程的原观测资料及实际经验综合分析确定。

9.2 渐变流时均压力

9.2.1、9.2.2 对于恒定流,当水流边界平直、流线近乎平行直线时,水流的水力要素沿程变化甚小,属于渐变流。渐变流的动水压强接近于静水压强分布规律,故可按式(9.2.1)计算。

时均压力是指某种恒定水流条件下动水压力随时间变化的平均值。考虑到在某些情况下受到上、下游水位波动的影响,故对渐变流时均压力的作用分项系数采用 1.05。

9.3 反弧段水流离心力

9.3.1、9.3.2 水流离心力是当水流经过轮廓弯曲的结构物表面时产生的作用力,属于急变流范畴。模型试验研究表明,反弧段底部的离心力强度分布呈一凸峰曲线,压强最大值发生在转角 $(\varphi_1+\varphi_2)/2$ 附近。在试验弗氏数 Fr 为 3.8～7.4 的范围内,对反弧半径 $R=0.2$、0.3、0.4、0.5 m,挑角 $\varphi_2=0°$、15°、30°、45°,及常用的水深与反弧半径之比 $h/R=1/4$、1/6、1/8、1/10 等条件下进行的 64 组试验所得压强分布如图 9－1 所示(图中 p——反弧底面测点处的压强;p_m——反弧底面各测点处的平均压强)。试验成果表明,最大压强与平均压强之比约为 1.07～1.12,按式(9.3.1)计算的离心力平均压强比模型试验的平均压强平均小 13 %左右。

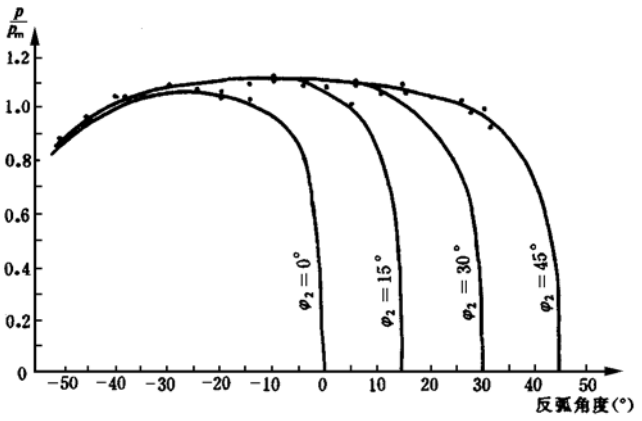


图 9—1 反弧底面压强分布

计算离心力压强的式(9.3.1),是将反弧段水流的曲率半径简化为等同于反弧半径 R 的条件下求得的。若考虑水流水深 h 的增加引起的曲率变化,当 $h_i/r_i=0.10$～0.25 时压强值可能增大 5 %～13 %(h_i、r_i

为计算点处的水深及流线曲率半径);如果考虑水流掺气的影响,则压强值将比不考虑掺气时的计算有所减小,当含气量为10 %、流速为20～40 m/s的条件下压强值将减小7 %～10 %。为简化计,确定在常用的反弧半径范围内,采用式(9.3.1)及式(9.3.2)计算以弧段的离心力。

9.3.3 反弧段的边墙同样也受到离心力作用。试验表明,在靠近底部0.4倍水深的范围内,离心力的作用比较明显。沿反弧的径向剖面上(挑坎出口断面除外),侧墙的压强呈现由凹变凸的曲线分布,如图9—2所示(图中横坐标为边墙各点距底面水深 h_i 压强 p_i 与底部压强 p 之比)。按9.3.3规定的线性分布假定所求得的荷载值比试验值大10 %左右。

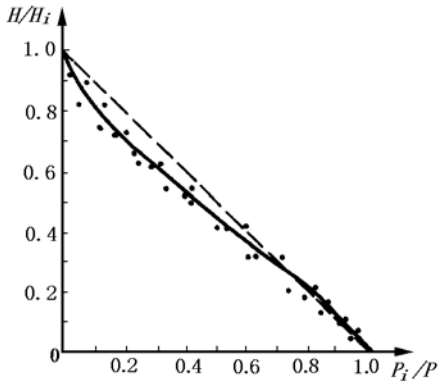


图9—2 边墙压强分布

9.3.4 反弧段水流离心力压强分布的变化较大,计算式均作了一定的简化,结合试验研究成果分析,确定其作用分项系数采用1—1。

9.4 水流对尾槛的冲击力

9.4.1 在现行设计规范中,水流对尾槛的冲击力的计算公式是由流体力学阻力公式演变而来的。由于消力池内水流是由急流变为缓流的水跃,尾槛上下游可能存在较大的水位差,为半有限空间过流,其流态与一般绕流有很大不同,所以,沿用一般绕流的阻力系数是不合理的。

影响水流对尾槛冲击力的因素较多,其中消力池中水流流态的影响最为显著。加拿大、日本、英国及印度的学者对此研究较多。尽管不同文献所论及的实验条件、实验方法、设定标准不尽一致,但冲击尾槛的水流流态却大体一致,并可按以下三种不同流态确定阻力系数 K_d :

流态Ⅰ:消力池内未形成水跃,水流直接冲击尾槛;

流态Ⅱ:消力池内形成了水跃,下游水深不影响跃首位置;

流态Ⅲ:消力池内形成了水跃,下游水深影响跃首位置。

关于流态Ⅰ的水流阻力系数 K_d ,兰德(Rand)的测量结果为0.6左右,卡尔基(Karki)的结果为0.324,拉贾拉南(Rajaratnam)的结果为0.5,纳雷扬纳恩(Narayanan)的结果为0.45,欧特修给出了经验公式,其计算结果为0.57～0.63。

流态Ⅱ是从流态Ⅰ过渡而来的,其阻力系数之上限值为0.5,并随着 Fr 值的增大而减小。相应于 $Fr=10$ 时,按拉贾拉南的公式计算,阻力系数逐渐减小到0.09;按欧特修的经验公式计算,$K_d=0.39\sim0.14$,Fr 大者取小值。

关于流态Ⅲ,由于下游水深的增加,其阻力系数较流态Ⅱ小,按拉贾拉南公式的计算结果为0.07～0.42,Fr 大者取小值。

综上所述,对于消力池内未形成水跃、水流直接冲击尾槛的情形,阻力系数可采用0.6;对于消力池内形成了水跃且 $3\leqslant Fr\leqslant10$ 的情形,阻力系数可采用0.1～0.5,Fr 大者取小值。

9.5 脉动压力

9.5.1 工程设计中遇到的脉动荷载,涉及"点"脉动压强和"面"脉动压力及其关系。本规范根据国内外现有研究成果对其做出了适当规定。

(1)对于溢流式厂房顶、陡槽和鼻坎等部位的紊流边界层型脉动压力,根据国内潘德嘉等人的

研究成果和由日本新成羽工程原型观测得出的时间—空间函数按指数型衰减的规律,导出“点—面”折算系数 β_m 值为:当结构块顺流向长度 $L_m \leqslant 5$ m 时,$\beta_m = 0.133$,本规范取 0.14;当 $L_m > 5$ m 时,部分脉动压力不在相位同步范围,故取 $\beta_m = 0.1$。上述规定仅考虑纵向相关,而横向相关一般为纵向相关的$\frac{1}{7}\sim\frac{1}{8}$,故本规范所取数值具有足够的安全裕度。

(2)关于平底消力池中水跃作用于底板脉动压力的“点—面”关系,本规范引用了在第 11 届国际大坝会议上发表的关于 β_m 的试验成果。但目前此项研究尚不够充分,对重要工程宜通过适当的专项试验确定。

水流脉动压力是一种交变荷载,因此可根据不同的设计要求,按不利条件考虑取正值或负值。

9.5.2、9.5.4 脉动压强无论对于空间或时间都是随机的(随机场或随机过程),其统计特征包括脉动压强幅值(强度)、时间—空间相关特征及频谱(功率谱、能谱)密度与空间相关尺度等方面。

按照水力学定义“压力系数”的方法,定义脉动压强系数 K_p 为:

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\frac{1}{2}\rho_w v^2}$$

式中 σ_p——脉动压强幅值的均方差;

K_p——脉动压强系数;

ρ_w——水的密度;

v——计算断面的平均流速。

对大量原型观测和模型试验资料的统计分析结果表明,水流脉动压强幅值近似服从正态分布。本规范取 2.31 倍均方差为脉动压强代表值,取 3 倍均方差为设计值,相应的作用分项系数为 1.3。

9.5.3 水流脉动压强系数,可根据水流特征分别按急流区($Fr \geqslant 1$)平顺水流边界和突变水流边界确定。前者属紊流边界层型,如溢流式厂房顶、泄水陡槽底板和挑流鼻坎面等;后者属强分离流型,如水跃消力池底板和突扩、突缩边壁等。

(1)理论分析表明,紊流边界层内壁上脉动压强系数 K_p 的理论值约为 3 %。急流区平顺边界层的脉动力幅值不大,这已为大量原型观测资料和模型试验成果所证实。

关于溢流式厂房顶的脉动压强系数 K_p,现有修文、池潭、乌江渡、日本新成羽等工程的原型观测资料,变化范围为 0.20 %~1.59 %,其中修文为 1.6 %;池潭为 0.2 %~0.77 %;新安江为 0.36 %~1.04 %;乌江渡左岸滑雪道副厂房顶为 0.81 %~1.59 %;丰满(水平护坦,类比于平溢流厂房顶)为 0.45 %~1.58 %;日本新成羽为 0.2 %~0.77 %(以边界层外流势场流速水头计)。此外,尚可参考两项工程的模型试验资料:二滩为 0.45 %~1.1 %;三峡主厂房为 0.8 %~1.84 %(当反弧末端设通气槽时,可增大至 2.08 %~2.82 %)。

关于泄水陡槽槽身、鼻坎等部位的水流脉动压强系数,也有模式口、乌江渡等工程的原型观测和模型试验资料可供参考。模式口陡槽槽身为 1.6 %;乌江渡右岸泄洪洞下游拱渡槽槽身为 0.72 %~2.00 %,反弧段中部为 0.69 %;乌江渡左泄洪洞反弧最低点为 0.45 %~0.63 %,鼻坎上为 0.86 %~1.46 %;乌江渡左岸滑雪道反弧最低点为 1.38 %~1.68 %,鼻坎上为 1.01 %~1.34 %;溢流面为 0.23 %~1.52 %;乌江渡 2 号溢流孔反弧最低点为 0.2 %~1.2 %;鼻坎上为 0.3 %~1.0 %;平桥试验陡槽槽身处小于 1 %,鼻坎上为 0.74 %~1.16 %。

根据上述研究成果,本规范对溢流式厂房顶、泄槽和鼻坎上的脉动压力分别做出了规定。由于其性质均属紊流边界层压力脉动,故其下限一律可取 0.010。关于其上限,考虑到溢流式厂房顶流

程短,边界层一般不发展到水面,掺气影响较小,故取 0.015;对于泄槽,因其流程较长,边界层通常发展至表面,且通常要设置通气槽,在槽下游底板脉动压力成倍增大,故取 0.025;对于鼻坎上的水流脉动压力,实测结果表明一般不大,但考虑到该部位一般有掺气影响,且有逆压梯度,边界层较不稳定,故取 0.020。

(2)消力池中的水跃,水流由急流突变为缓流,其水流运动具有强烈的分离、扩散和掺混作用。因此,消力池底板上的水流压力脉动比较复杂,影响因素较多,如弗氏数、雷诺数、淹没度,以及沿水跃长度方面的变化等。本规范仅根据来流(收缩断面处)弗氏数 Fr_1 和沿水跃长度方向距离的不同,分别规定 K_p 的取值。

Fr_1 的影响仅区分大于 3.5 和小于 3.5 两种情况加以考虑,关于沿水跃长度方向 K_p 值的变化,许多试验研究表明,K_p 在 $\frac{x}{h_1}=8\sim24$ 的范围内变化较大(x 为计算断面离消力池起点的距离,h_1 为收缩断面水深),当 $\frac{x}{h_1}=10\sim12$ 时达到最大值 K_{pmax},其值为 5 %(个别实验达 8.5 %)。考虑到一般工程中消力池内水跃均有一定淹没度,故本规范对消力池的不同部位规定了不同的 K_p 值,且取其较低的 K_{pmax} 值。

9.6 水锤压力

9.6.1 水电站压力管道中的水锤压力,目前常用的计算方法有解析法、特征线法和数值积分法。对于大型工程及复杂管路,多采用数值积分法,且可与调压室涌波进行联合计算。对于中小型工程及简单管路(包括可简化为简单管路的复杂管路)可按附录 E 所列公式计算,其计算结果经修正后也具有一定的精度和安全度。

附录 E 所列的解析公式,是依据管道孔口出流、导叶开启(关闭)过程按直线规律变化导出的,适用于间接水锤压力计算。当用于反击式水轮机时误差较大,宜乘以一个大于 1.0 的修正系数。参照《水电站机电设计手册(水力机械)》,修正系数 K_y 与反击式水轮机的比转速有关,需通过试验确定;当无试验数据时,对混流式水轮机可取 1.2,轴流式水轮机可取 1.4。

9.6.2 在压力水道的布置和结构尺寸确定以后,计算压力水道内的水锤压力代表值应首先区分不同的设计状况和机组运行工况;设计状况应考虑持久状况和偶然状况。本条系参照 DL/T 5058—1996《水电站调压室设计规范》作出具体规定。

常规水电站上、下游压力水道水锤压力代表值计算的控制工况,分别为机组突然丢弃全部负荷或机组由部分负荷突增至满负荷。抽水蓄能电站上游压力水道的计算工况与常规水电站相同,但下游压力水道一般受水泵工况控制,其最小扬程系按下库相应设计状况下的高水位与上库最低蓄水位时的条件确定。

9.6.3 本条给出的计算公式,是根据水锤压力和沿管线的各段管道长度与流速之乘积为线性关系的假定拟定的。按公式计算的 ΔH_i、ΔH_j,系管道各计算截面的水锤压力升高值,即相应设计状况下各计算截面的水锤压力代表值。

9.6.4 对于设置调压室的压力水道,一般情况下,当水锤压力达到最大值时,调压室水位还较低;而当调压室水位升高到最高时,水锤压力已经衰减。用特征线法可以计算出涌波与水锤压力各自的过渡过程及其压力叠加值。但采用解析法计算水锤压力和调压室涌波水位时,因无历时过程,通常只能根据调压室的型式考虑二者的相遇效应:对于简单调压室一般可不考虑二者叠加;对于阻抗式或差动式调压室,则可按涌波最高水位与最大水锤叠加考虑。采用气垫式调压室时,水锤压力与

涌波水位的相互影响,必须通过联合计算确定。

9.6.5 通过部分水电站的验算表明,采用解析法、数值积分法的计算结果与实测水锤压力值的差值一般在10 %以内,故确定水锤压力的作用分项系数可按1.1采用。

10 地应力及围岩压力

10.1 一般规定

10.1.1 传统的地下结构设计,主要是根据围岩坍落所形成的荷载来选用支护结构,将支护结构与围岩截然分开考虑。实践证明,这种做法不够合理。如今人们已普遍认识到,围岩与其加固措施是不宜分开考虑的,如衬砌、喷混凝土等是从外部加固围岩,限制围岩的过大变形,而锚杆、灌浆等措施是从岩体内部加固围岩,以提高围岩强度及其完整性。因此,在地下工程设计中,应充分考虑发挥围岩的自稳能力和承载能力。为了使地下工程设计摆脱传统观念的束缚,本条强调了围岩自身的重要性。

10.1.2 为了正确评价围岩作用,首先要根据工程所在区域岩体的初始地应力(天然应力)状态,研究洞室开挖后围岩应力重分布的大小及其特点,以及围岩的应力、变形及其与围岩强度之间的关系,从而确定围岩抗力的大小及其分布。因此,岩体初始地应力和围岩压力便是地下结构设计中涉及的主要围岩作用。

根据国家标准《水利水电工程地质勘察规范》,岩体按其结构特征可划分为整体块状结构、层状结构、碎裂结构及散体结构4种类型,其变形和破坏的机理如下:

(1)整体块状结构的围岩,岩体具有较高的力学强度和抗变形能力。岩体很少有断层、弱面及节理,所含裂隙水极少,在力字属性上可视为均质、各向同性的连续介质。围岩具有很好的自稳能力和承载能力,并常表现为弹性变形。变形的大小受岩体初始地应力的制约。

(2)层状结构的岩体,是指完整性不同或软硬相间的层状岩体,并可分为厚层和薄层两类。岩体中的弱面以层理、片理为主,常夹有软弱夹层、层间错动面以及层状、脉动地下水。其力学性质表现为正交各向异性的连续介质,应力应变受岩层组合控制。这类岩体中的围岩,除出现不稳定楔形体的崩落和滑移外,常表现为层面破裂、岩层弯曲、折断而向洞内滑移或塌落。对于这类岩体的围岩作用,厚层及巨厚层状结构可按块状结构处理,薄层状结构可按碎裂、散体结构类型处理。

(3)碎裂结构的岩体,是指断层、褶曲、岩脉穿插挤压和风化破碎如次生泥化的岩体。由这类岩体组成的围岩,常表现为坍塌破坏形式,其特征和规模取决于岩体的破碎程度和含泥量的多少。这类围岩属性为松散介质,故可按松散介质极限平衡方法进行分析。

(4)结构为鳞片状、碎屑状、颗粒状、碎块状,具有大量夹泥且块状呈棱面接触的岩体,通常称之为松软岩体,其力学属性常表现为弹塑性、塑性或流变性,岩体的整体强度遇到极大破坏而接近松散介质。这类围岩极易变形,并表现为塌方、滑动、塑性挤压变形等破坏形式,可采用松散介质极限平衡方法配合流变理论进行分析。

综上所述,围岩岩体的结构特征及其物理力学特征性不同,其破坏的形态也有所不同,围岩岩体的结构特征成为影响围岩作用的主要因素。因此,地下结构设计时应根据围岩岩体的结构类型分别确定其围岩作用。其中对于整体块状结构的围岩,当遇有不利裂隙切割时,应考虑局部不稳定块的滑移作用。对于岩体具有膨胀性、岩溶及受地下水侵蚀严重的洞室,围岩的变形和破坏机理有其特殊性,这类岩体的围岩作用应根据具体情况专门研究确定。

10.1.4 岩体初始地应力及围岩压力很大的变异性,尽管目前国内外对此作了大量有效的研究工作,

积累了很多宝贵的资料,但由于岩体结构的复杂性,远不足以采用概率方法经统计确定其特征值。

本章中对岩体初始地应力、围岩压力标准值的取值均具有一定经验性,或仅对其取值原则作出规定。对此两项作用的作用分项系数采用1.0,是由于进一步作出较精确的取值存在实际困难,取大于1.0的作用分项系数并无实际意义。

10.2 岩体初始地应力(场)

10.2.1 岩体的初始地应力状态,是目前地下工程设计和施工中应考虑的主要因素之一。初始地应力(场)资料需要通过现场实测才能获得。但一般工程往往受到各方面条件的限制,难以大规模地开展应力(场)实测工作,因此仅要求对重要的工程通过现场实测,根据实测资料分析确定其岩体初始地应力(场)。一般情况下,当工程所在地区或附近具备少量实测地应力资料时,可建立区域地应力场的有限元计算模型进行模拟计算,使各已知点的计算地应力与实测地应力达到最佳的拟合程度,其他未知点的地应力即可按模拟计算结果确定。某些情况下也可根据少数实测变形资料进行反演分析,以确定其初始地应力(场)。

现场实测虽然是获得岩体初始地应力的主要手段,但实测数据一般离散性较大,因此应充分考虑地质构造、地形地貌、地表剥蚀作用、岩体力学性质等因素的影响,综合分析确定岩体初始地应力(场)。

10.2.2 岩体初始地应力场以重力场为主的区域,通常具有岩层平缓、未经受较强烈地震影响、具有全风化或强风化带等标志。根据国内外地应力的实测成果,剔除其中受地形及新构造活动影响的数据后,经统计分析得出:岩体垂直地应力的大小近似等于洞室上覆岩体的重力。这一结论与弹性理论相吻合,但应注意在岩体的浅层,其离散性较大。

10.2.3 由重力和构造应力场叠加而成的岩体初始地应力场极为复杂,一般需通过现场实测确定,其中构造应力场是问题的关键。虽然定量分析几乎还不可能,但通过了解工程地区的地质构造运动发展史以及对新老构造运动关系的分析研究,基本上可以确定初始地应力值的量级及空间分布规律。

根据国内25个工程实测地应力统计资料表明,在重力场与构造应力场叠加的地应力场中,构造应力影响系数 λ 最大值为3.3,最小值为0.53,平均值约1.4;其中 λ 值在2.5以上的占12%,0.8以下的仅占4%,0.8～2.5的占84%。考虑到 λ 值为0.8～1.2时可认为不受地质构造的影响,故确定 λ 值采用1.2～2.5。

同时统计资料还表明,水平地应力普遍大于垂直地应力,最大水平地应力与垂直地应力之比,一般在0.5～5.5之间,大部分为0.8～2.0,最大者达30。平均水平地应力(即两个正交方向水平地应力的均值)与垂直地应力之比,一般在0.5～5.0之间,大部分为0.8～1.5。二滩水电站是国内地下洞室实测资料最多的工程,实测13个测点的水平测压力系数为1.16～3.46,平均值为2.13。根据国内外统计资料本规范推荐采用1.1～3.0;洞室埋深大,受地质构造变动小者取其小值。

10.2.4 岩体初始地应力的大小,对围岩稳定状况有着直接的影响;岩体初始地应力越大,围岩稳定性越差。国内外学术界通常以围岩强度比系数(即岩体最大主压应力与岩体强度的比值)来评价岩体的地应力状态。有一些专家认为,当围岩强度比系数大于0.45～0.50时,围岩处于中、高地应力状态,围岩大多不稳定;当围岩强度比系数小于0.2～0.1时,围岩处于低应力状态,围岩基本处于稳定。由于地应力状态受各种复杂因素的影响,仅以应力的量级评价地应力状态不一定完全可信,因而须结合工程类比和专家的判断综合分析确定岩体的地应力(场)。

10.3 围岩压力

10.3.1 对于具有松脱压力的洞室进行开挖施工时,为了保证施工的安全,一般都根据围岩的松脱破坏程度采取施工支护或超前加固等措施。若监测结果表明施工加固措施已使围岩达到稳定或基本稳定时,则永久性支护设计时应考虑利用施工加固措施的效果。

10.3.2 在块体、中厚层至厚层状岩体中进行洞室开挖时,由于开挖后形成的临空面使岩体失去了原有的挤压和支撑作用,有的岩块便可能向洞内滑移。此时,滑移岩体的重力或其分力,形成了作用于支护结构或衬砌上的压力,设计时应予以计算。

10.3.3 国内有关规范以往一直采用按松散介质理论估算围岩压力。由统计资料和工程实践表明,松散介质理论用于薄层及碎裂、散体结构的围岩是合适的。同时考虑到规范的连续性,计算公式仍采用围岩压力系数的表达形式。

参照普氏理论方法,对于破碎、松散的围岩,其坚固系数 f 值均小于2.0;当压力系数采用0.2～0.3时,则相当于 f 值介于2.0～1.5之间。

10.3.4 地下洞室围岩的侧向水平压力,仅在软弱破碎围岩中予以考虑。本规范对水平压力的计算,系参照国内外有关设计规范并结合国内工程实践经验确定的。

10.3.5 由于地质条件错综复杂,各工程洞室的用途、尺寸、形状及施工方法等条件各不相同,对形成稳定拱的洞室埋深作出统一的规定是有困难的。有人认为埋深大致为2～5倍坍落拱高度,也有人认为1～2倍开挖跨度即可。近年来我国在这方面有很大突破,个别工程洞顶以上覆盖岩石的最小厚度仅有洞室开挖跨度的十分之一,其关键是采用了合理的施工程序和工程措施。因此,对浅埋洞室上覆岩体厚度不作规定,仅规定了围岩压力的计算原则。

11 土压力和淤沙压力

11.1 挡土建筑物的土压力

11.1.1 挡土建筑物的土压力系指挡土建筑物(挡土墙)后的土体对挡土建筑物背面的土压力。根据挡土墙相对于墙后填土的位移方向和大小,挡土墙所受土压力可分为主动土压力、静止土压力和被动土压力三类。

当挡土建筑物有背向填土的位移并达到一定量且墙后填土达成到极限平衡状态时,作用于建筑物背面的土压力为主动土压力;当挡土建筑物相对其后填土没有位移且土体处于弹性平衡状态时,作用于建筑物背面的土压力为静止土压力;当挡土建筑物有朝向填土的位移并达到一定量且墙后填土达到极限平衡状态时,作用于建筑物背面的土压力为被动压力。

静止土压力产生的条件很明确,它是在挡土墙静止不动时填土作用于墙背面的土压力,但主动土压力和被动土压力究竟在什么情况下才会产生,是工程界至今尚未能完全解决的问题。一般认为,极限土压力的发生条件与墙体位移、墙体结构型式、地基条件、填土种类、填土密实度等因素有关,其中最主要的因素是墙体相对填土的位移。表11—1列出了美国《基础工程手册》中所给出数值可

表11—1 产生主动和被动压力所需的墙顶位移

土类	应力状态	墙移动类型	所需位移
砂土	主动	平移	0.001 H
		绕墙底转动	0.001H
	被动	平移	0.05H
		绕墙底转动	0.1H
粘土	主动	平移	0.004H
		绕墙底转动	0.004H

供参考。

由表中数值可见,产生主动土压力所需的位移量较小,而产生被动土压力所需的位移量则大得多。对多数挡土墙来说,在墙后填土压力或其他荷载作用下往往会产生离开填土方向的位移或偏转,墙背所受土压力较接近主动土压力,因而我国现行建筑物设计规范对挡土压力大多采用主动土压力进行设计。

静止土压力是在挡土墙静止不动、墙后填土没有发生位移且处于弹性平衡状态的条件下发生的。实际上挡土墙完全静止不动的情况是不存在的,墙体在土压力或其他荷载作用下总要产生一定的位移或偏转,只不过在墙体位移很小时,墙背所受土压力与静止土压力相近,也可采用静止土压力来设计挡土墙,如SD 133—84《水闸设计规范》即规定岩基上水闸的土压力一般按静止土压力计算。

关于被动土压力,由于水利工程中很少遇到挡土建筑物向填土方向位移的情形,且被动土压力一般对建筑物稳定有利,加之不易准确计算,因此,水工建筑物设计一般不予考虑,而将它作为安全储备。

11.1.2 主动土压力的计算主要有朗肯理论和库仑理论。由于库仑方法能考虑较多的影响因素并具有相对较高的准确度,工程上多采用库仑方法计算主动土压力。对于粘聚力 $c>0$ 的粘性填土,以前常用等代内摩擦角加以考虑,但这个等代内摩擦角不易确定,采用这种方法具有一定的危险性。我国GBJ 7—89《建筑地基基础设计规范》依据库仑理论的平面破裂面假设,导出可考虑土的粘聚力作用的主动土压力计算公式,应用效果较好,故本规范也采用这一方法计算主动土压力。

根据土压力计算理论,主动土压力与墙后填土重度 γ、墙的高度 H 及主动土压力系数 K_a 有关。水利工程上的挡土结构一般都是大体积结构,其几何尺寸变异性较小,H 可作为定值处理。对于 γ,经实际工程统计分析,其变异系数多小于0.05,相对于主动土压力系数的变异性较小,也可作为定值处理。因此,主动土压力系数 K_a 的变异性就近似代表了主动土压力的变异性。根据《水工统标》4.3.2 的规定,作为永久作用的土压力,可采用其概率分布的较不利的某个分位值作为其标准值,本规范取 K_a 概率分布的0.95分位值,对应的主动土压力就是主动土压力标准值。

主动土压力系数 K_a 是墙后填土内摩擦角 φ、粘聚力 c、填土对挡土墙的外摩擦角 δ、墙背与铅垂面的夹角 ε、墙后填土坡角 β 的函数。在这几种因素中,几何形状参数 ε、β 可作为常量处理。经验算,δ 在允许取值范围内取不同值对 K_a 的影响不大,也可作常量处理。相比之下,填土的力学指标参数 φ、c 具有较大的变异性,对主动土压力系数的变异性影响最大。

对于 $c=0$ 的无粘性填土,K_a 是 φ 的单调递减函数,大量试验统计结果表明,φ 服从正态分布,φ 的0.05分位值大致对应于 K_a 的0.95分位值,由此可确定土压力参数 φ 的标准值。对于 $c>0$ 的粘性土,φ 仍取其概率分布的0.05分位值,同时适当考虑 φ、c 之间的相关性(对实测试验资料的统计分析结果表明,$\varphi-c$ 的线性相关系数多在$-0.6\sim-0.9$之间,本规范偏于安全取为-0.6)及墙体高度 H 的影响,c 取为对数正态分布(根据实际统计结果,c 比较符合对数正态分布),用概率模拟方法求得 c 的标准值,其中计算系数 λ 即为概率模拟方法计算结果。由于影响 c 取值的因素较多(如填土的实际力学参数 φ、c 的均值和变异系数,墙高 H 等),附录F中所列计算式和表中参数为众多因素不同组合中的较不利情况,由此得出的主动土压力(系数)标准值在绝大多数情况下均不低于其概率分布0.95的分位值。

土压力计算参数 φ、c 一般应根据试验结果统计得出。当试验资料不充足时,附录F给出了不同土类的 φ、c 取值范围,它们是根据实际工程的试验结果经统计分析后给出的,可供设计时参照选用。规范中的土类是按照GBJ 145—90《土的分类标准》并参考SD 128—84《土工试验规程》确定

的。需要指出的是,附录 F 中表 F2 和表 F3 的取值对墙后填土为特殊类土(包括黄土、膨胀性土和红粘土)不适用,遇到这种情况应通过试验确定。

对于墙背较平缓的挡土建筑物,当墙背与铅垂线的夹角大于某一监界值时,墙后填土破坏后将第二破裂面,填土将沿第二破裂面而不是沿墙背滑动,此时应考虑按第二破裂面计算作用于墙背的主动土压力。

当墙后填土表面作用无均布荷载时,墙背主动土压力为三角形分布;有均布荷载时,可将该荷载换算成等重量的填土厚度进行计算,此时墙背上的主动土压力为梯形分布。

11.1.3 与主动土压力类似,静止土压力标准值取决于静止土压力系数 K_0 的概率特性。K_0 的计算方法常用的有两种,一是从弹性理论导出的理论公式,一是从工程经验总结出的 Jaky 公式。使用弹性理论需要知道填土的泊松比 ν 值,多数工程很少对此作专门研究,一般根据填土种类从有关手册中查取。对于正常固结粘土,Jaky 公式可以很方便地计算 K_0 的确定值,在工程设计中常被使用。本规范将这两种方法一并列入,供设计人员根据实际情况选用。

同主动土压力一样,静止土压力为三角形分布,其标准值按静止土压力系数 K_0 的 0.95 分位值计算。在弹性理论公式和 Jaky 公式的实用范围内,K_0 分别是填土泊松比 ν 和填土有效内摩擦角 φ' 的单调递减函数。因而计算参数 ν、φ' 应取其概率分布的 0.05 分位值。当 ν、φ' 试验统计资料不充分时,规范给出了不同土类的 K_0 取值表,供设计时参照选用。当墙后填土为膨胀性土时,其静止土压力较大,静止土压力的标准值需另作专门研究。

11.1.4 挡土结构土压力标准值的确定,主要取决于墙后填土的特性参数 c、φ 值等,而实际工程中应用的填土种类庞杂,影响到特性参数的准确选用,故宜采用较大的土压力作用分项系数,经研究对主动土压力和静止土压力均采用 1.2。

11.2 上埋式埋管的土压力

11.2.1 埋管所受土压力除与填土种类、填土高度有关外,还与埋设方式(上埋式或沟埋式)、管道及地基刚度有关。对于上埋式管,由于管侧填土沉降大于管顶沉降,从而对埋管有一个向下的附加拽力,所承受的垂直土压力一般大于其上覆土重,因此垂直土压力应按其上覆土重乘以一个大于 1.0 的垂直土压力系数计算。垂直土压力系数的计算方法较多,本规范采用了较为适用的黄清猷法。对其应用条件作如下说明:

(1)本规范所指埋管系管材为钢筋混凝土或其他刚度较大的上埋式管;

(2)按本规范进行埋管设计时,要求埋管上填土的压实度应不低于 95 %。对于未能压实的疏松散土,垂直土压力系数将大于本规范所给数值,需经专门研究确定。

对于在地基中挖沟埋设的沟埋式管,填土受到沟壁的摩阻作用,埋管所承受土压力将小于相同填土高度的上埋式管。沟埋式管土压力的计算方法目前尚不成熟,故本规范暂不列入,其土压力应根据实际情况研究确定。

11.2.2 埋管侧向土压力采用朗肯主动土压力公式计算。实际上管侧填土并未达到主动极限平衡状态;实测结果表明,管侧土压力处于主动土压务与静止土压力之间。根据管道的结构受力情况分析,采用较小的侧向土压力将使管道设计偏于安全,故采用主动土压力公式计算。

按照土压力的计算理论,侧向土压力近似为梯形分布,但对圆形埋管,考虑到管肩局部土重的压力及管水平直径下部倒拱的减载作用,为了简化计算,侧向土压力一般可采用距形分布。对埋深较浅或高度较大的矩形管涵可采用梯形分布,以考虑管顶与管底填土高度的不同对侧向土压力的影响。

11.3 淤沙压力

11.3.1 本条沿用现行水工结构设计规范中采用的方法,按朗肯理论主动土压力公式计算淤沙压力。

11.3.2 坝、水闸等挡水建筑物前泥沙淤积是水库泥沙冲淤演变的结果,故与入库水沙条件、枢纽布置、坝(水闸)前水流流态及水库运用方式等因素关系密切。

在计算坝前淤积高程时,首先要确定计算年限,然后通过数学模型计算或物理模型试验来确定。目前设计中常采用的一维水库淤沙数学模型所预测的库区淤沙分布,只能从宏观意义上来认识其坝前局部库段的计算结果。若要比较确切的了解泥沙淤积的横向分布,则必须通过二维数学模型计算或物理模型试验,并结合已建类似工程的实测资料,经综合分析确定。根据已建工程的实践经验,淤沙高程一般可按下述情况考虑:

(1)对于库容与年入库沙量之比值较小,如小于 30 的水库,其坝前淤积高程可按水库淤积平衡年限的计算值采用。

(2)对于库容与年入库沙量之比值较大的水库,可取与该工程基准期相同年限的入库沙量作为计算库区淤积分布的设计沙量,并以相应的坝前淤积高程作为计算淤沙压力的依据。

(3)经常开启的泄流排沙建筑物,一般以其进口底槛高程作为坝前淤积高程。邻近泄水排沙建筑物的坝段,当排沙效果可靠时,其淤积高程可根据排沙漏斗的侧向坡度估算。若设计基准期内坝前淤积高程尚未达到进口底槛高程,则按计算结果取值。

(4)电站坝段的淤积高程,一般宜取电站进水口高程。当电站坝段或临近坝段设置排沙底孔时,可根据沙漏斗的侧向坡度,确定其淤积高程。

(5)当泄流排沙建筑物有不同运用方式组合时,可以各坝段的最高淤积床面作为计算的淤积高程。

11.3.3 淤沙的浮重度,除可通过试验或工程类比直接取值外,尚可根据选定的干重度和孔隙率,利用公式计算确定。

淤沙的内摩擦角系表示其砂土的抗剪强度,它不仅与淤沙的粒径有关,也与淤沙的级配及形状有关。粒径越大,孔隙率越小,其内摩擦角越大;当孔隙率大于 0.7 时,内摩擦角接近于零。对于同一淤积深度的泥沙,随着时间的增加,孔隙率减小而内摩擦角增大,最后达到一个比较稳定的数值。

刘家峡、八盘峡、官厅等水库多年淤沙取样试验资料分析表明,内摩擦角可达 25°～37°。设计时,应根据坝前淤沙的粒径范围和淤积年限参考类似工程的实测资料分析选定。

11.3.4 淤沙压力的变异性取决于计算参数 γ_{sb}、φ_s 及 h_s 的取值与工程实际的差异。影响这三个参数的因素错综复杂,其取值与工程实际可能存在一定的差异。但由于三个参数的变异对淤沙压力的影响是此长彼消、相互制约的,故最终对淤沙压力计算结果的影响幅度不大。例如,刘家峡大坝在安全定检复核时,计算淤沙压力的三个参数 h_s、γ_{sb} 及 φ_s 的实测值分别比原计算取值增大 22 %、12.5 % 和 62.5 %,而淤沙压力 P_{sk} 仅增加 13 %。基于上述,确定淤沙压力的作用分项系数采用 1.2。

12 风荷载和雪荷载

12.1 风荷载

12.1.1 关于风荷载标准值的计算,本规范沿用了 GBJ 9—87《建筑结构荷载规范》的有关规定。

12.1.2 在编制 GBJ 9—87 时,规范修订组根据全国 300 多个地点(没有考虑小风区地点)的气象台站,从 1954 年到 1981 年(部分台站从 1955 年或 1958 年到 1981 年)的最大风速资料,按照我国基本风压标准规定,将不同风速仪高度和 4 次定时 2 min 平均年最大风速,统一换算为离地 10 m 高、自

记 10 min 最大风速。根据风速数据,经统计分析得出重现期为 30 年一遇的年最大风速 v_0,进而按风速与风压的关系式$\left(w_0=\frac{v_0^2}{1600}\right)$换算为基本风压 w_0。以此为统计基础,制定出《全国基本风压分布图》。GBJ 9—87"总则"条文中说明指出:"在设计其他土木结构或特殊的工业构筑物时,本规范规定的风雪荷载也应作为设计的取值依据"。因此,本规范基本风压引用了 GBJ 9—87 中的《全国基本风压分布图》及有关规定。

对于水工结构中高度大而水平横向剖面尺寸相对较小,并以水平作用控制设计的高耸结构,其风荷载的不定性尚难估计,因而适当提高基本风压的保证率是必要的。本规范规定的系数 1.1 和 1.2,分别相当于将确定基本风速的重现期提高到 50 年和 100 年。

12.1.4 山区地势起伏多变,对风速影响较为显著。水工建筑物大都建在山区,其风压值不能直接取用平坦空旷地面台站的风速资料。而我国的气象台站大都建在空旷平坦的地面上,对山区风速的测量资料较少,研究也不多。在有条件的情况下,以附近台站的风速资料为基础,可通过对比观测和调查得出山区与附近台站的相关关系,用以推算出山区的风压。一般情况下,则可按相邻地区的基本风压乘以本条所列调整系数采用。

12.1.6 在大气边界层内,风速随离地面的高度而增加。当气压场随高度不变时,风速随高度增加的规律,主要取决于地面粗糙度和温度垂直梯度。本规范将地面粗糙度类别分为两类,A 类系指海岛、海岸、湖岸及沙漠地区等;B 类系指空旷田野、乡村、丛林、丘陵及房层比较稀疏的中小城镇和大城市郊区。

GBJ 9—87 对风速沿高度的分布,采用指数律公式表达,即:

$$v_z=v_{10}\left(\frac{Z}{10}\right)^{\alpha}$$

式中 v_z——高度为 z 处的风速;

v_{10}——10 m 高度处的风速;

α——与地面粗糙度有关的系数,相当于 A、B 两类地区,分别取 0.12 和 0.16。

按照沿高度上风压与风速的平方成正比的变化规律,可推求出任意高度 z 处的风压与 10 m 高度处风压的比值,即为条文中表 12.1.6 列出的风压高度变化系数。

12.1.7、12.1.8 风荷载体型系数是指作用在建筑物表面引起的实际压力(或吸力)与来流风压的比值。它表示建筑物表面在稳定风压作用下的静态分布规律,主要与建筑物的体型和尺寸有关,水工建筑物的风荷载体型系数除可按照 GBJ 9—87 及 GBJ 135—90《高耸结构设计规范》有关规定确定外,尚可参照公路、航运、港口工程等部门设计规范采用。

基本风压是根据 10 min 平均风速确定的,虽然它已按统计体现了平均重现期为 30 年的最大风压值,但它没有反映风速中的脉动成份,可通过风振系数考虑脉动风压对结构的不利影响。

在水工结构中,须考虑风振的结构不多,主要是对于高耸的进水塔、调压塔、渡槽等结构须考虑风振的影响。风振系数的计算方法较为复杂,因此,本规范规定可参照 GBJ 9—87 及 GBJ 135—90 等设计规范的有关规定或经专门研究确定。

12.1.9 考虑到风荷载受自然因素的控制、变异性较大的特点,确定采用较大的作用分项系数 1.3。根据年最大风速资料的统计分析,可认为风速、风荷载均服从极值 I 型概率模型分布。当采用作用分项系数 1.3 时,风荷载的设计值相应于 50 年设计基准期内风荷载概率分布的 0.9264 分位值。

12.2 雪荷载

12.2.1 基本雪压 s_0 是 GBJ 9—87《建筑结构荷载规范》修编组根据全国 277 个地点的气象台(站),

从建站起到1981年的最大雪压或雪深资料,经统计得出的30年一遇年最大雪压,以此规定当地的基本雪压。

当前我国大部分气象台(站)收集的都是雪深数据,而相应的积雪密度数据不全。在统计中,当缺乏平行观测的积雪密度时,均以当地平均密度来估算雪压值。东北及新疆北部地区取150 kg/m^3;华北及西北地区取130 kg/m^3,其中青海取120 kg/m^3;淮河、秦岭以南地区一般取150 kg/m^3,其中江西、浙江取200 kg/m^3。

12.2.3 山区一般海拔高、温度低,有利于积雪。因此山区雪压要比临近平坦空旷地区的雪压大。由于一般气象站都设在比较平坦空旷的地点,其积雪资料不能反映山区积雪的全部特性。因此,一般山间的雪压可取比当地平坦空旷地方大些。在无实测资料的情况下,可考虑将基本雪压增大20%后采用。

12.2.5 雪荷载采用与风荷载相同的作用分项系数。根据年最大雪压资料的统计分析,雪荷载也服从极值Ⅰ型概率模型分布。当采用作用分项系数1.3时,雪荷载的设计值相应于50年设计基准期内雪荷载概率分布的0.9034分位值。

13 冰压力和冻胀力

13.1 静冰压力

13.1.1 自70年代初开始,我国北方地区有关科研和设计单位曾进行过大量冰压力的现场观测和调查,其中黑龙江省胜利水库具有连续10年的观测资料。通过实测与计算值比较,最大误差为10.2%。东北勘测设计研究院科研所和天津市水利科学研究所曾提出静冰压力的计算公式。在此基础上,根据东北和华北地区10个水库的观测资料,通过对冰压力与气温、冰层温度变化以及冰厚等关系的进一步分析,提出条文中静冰压力标准值的取值表。

13.1.2 作用在独立墩柱上的静冰压力的大小与建筑物的型式和冰的抗挤压强度有关,静冰压力最大值即其抗挤压强度,故独立墩柱上的静冰压力按抗挤压强度计算是偏于安全的。

13.1.3 静冰压力沿冰厚的分布基本上为上大下小的倒三角形,故可认为其作用点在冰面以下1/3冰厚处。

13.1.4 水冻结成冰后,水压力变成冰压力,故在冰层范围内二者不同时作用。

13.1.5 根据公式计算与实测静冰压力值比较,其误差在10%左右,故作用分项系数采用1.1。

13.2 动冰压力

13.2.1 冰运动时对宽长建筑物前沿(如上游坝面)的作用力与冰块的抗压强度、厚度、平面尺寸和运动速度等有关。由于这些条件不同,冰块碰到建筑物时可能发生破碎,也可能只有撞击而不破碎。本条采用了前苏联规范的计算方法,但其中冰厚的取值是根据国内有关观测资料提出的。

在加拿大和美国的设计规范中,冰的抗压强度是这样采用的:融解温度下的小冰块取0.69 MPa,融解温度下的大块坚冰取1.38 MPa,整块运动的大坚冰取2.07 MPa。前苏联建筑法规СНиП 2.06.04—82提出了冰的抗压强度与气温的关系表,同时规定对于水库、湖泊和南方一些河流在流冰初期可采用0.45 MPa,在流冰期可采用0.3 MPa。国内齐齐哈尔铁路局冰压力试验研究组的现场试验结果表明,春季低水位流冰初期的平均抗压强度为0.57 MPa,高水位流冰时为0.36 MPa;牙克石林业设计院提出,流冰初期为0.4 MPa,后期高水位时为0.2 MPa。本条中的f_{ic}值是综合国内外现有资料提出的。

13.2.2 国内外对动冰作用在独立墩柱上的冰压力研究较多,考虑的因素大致类似。关于形状系数 m,国内有关研究结果与前苏联规范相同,二者按冰破碎条件进行计算的结果比较接近。本条是以此为基础确定的。

冰的抗压强度系指冰层切入墩柱使冰达到破坏时的极限强度,它比单轴抗压强度值大。前苏联规范中采用一个结构物前沿宽度与冰厚的比值(b/d_i)有关的增强系数(k_b)来反映,并规定南部河流冰的抗挤压强度在流冰期不大于0.45 MPa,在流冰初期不大于0.75 MPa;加拿大和美国亦同样引入一个与(b/d_i)有关的"裂痕系数"(C_i),其数值与 k_b 大致相当;国内齐齐哈尔铁路局根据试验提出冰的局部受压增大系数(抗挤压强度与抗压强度之比)为1.3～2.0。可见由上述各种方法得到的增大系数在一般情况下相差不大,对冰的抗挤强度最终采用了前苏联规范的取值。

13.2.3 参考前苏联 СНиП2.06.01—86《水工建筑物设计基本规定》,确定动冰压力的作用分项系数采用1.1。

13.3 冻胀力

13.3.1 国内外室内模拟试验的切向冻胀力与野外原型观测的切向冻胀力无一定规律。目前,国内外编制的标准、规范中的切向冻胀力均根据野外原型试验成果确定。从国外的资料来看,切向冻胀力的观测结果存在一定差异。例如加拿大 E•潘纳测得混凝土基础的单位切向冻胀力为57～103 kPa,钢柱为77～107 kPa;美国工程师兵团测得粉砂土对建筑物基础作用的单位切向冻胀力为110 kPa;日本测得混凝土桩的单位切向冻胀力116～130 kPa;前苏联颁布的建筑法规 СНиП2.02.04—88《多年冻土上的地基和基础》规定的单位切向冻胀力为50～130 kPa。

国内关于单位切向冻胀力的观测结果或取值也有差异。如黑龙江省低温建筑物科研所的结果为50～140 kPa;黑龙江省水利科学研究所的结果为50～70 kPa 和90～140 kPa(前者是万家试验场,后者是巴彦冻土场);松辽水利委员会(以下简称松辽委)科研所在双辽和公主岭冻土站的观测结果为60～120 kPa;SL 23—91《渠系工程抗冻胀设计规范》规定的最大单位切力为200 kPa;交通部颁布的 JTJ 024—85《公路桥涵地基与基础设计规范》规定的最大单位切向冻胀力为240 kPa;建设部《冻土地区建筑物地基基础设计规范》(1994年送审稿)规定的最大单位切向冻胀力设计值为150 kPa。

本规范规定的单位切向冻胀力 τ_t,主要依据松辽委科研所在试验场连续10年原型观测结果和在不同土质、冻胀、气温和地下水位等条件下取得的试验资料,以及大量的实际工程调查资料,参照国内外有关成果和规范经计算分析后得出的,并已通过100多座新建工程的验证。

设计冻深 Z_d 及有效冻深系数 φ_c,可按《水工建筑物抗冰冻设计规范》的有关规定采用。

13.3.2 挡土墙水平冻胀力主要受墙后土体的冻胀、冻结状态、含水量、温度和挡土墙的刚度等因素的影响。在冻结期的不同时间、沿墙高的不同部位,水平冻胀力均有较大变化。本条给出的单位水平冻胀力,是根据实测资料的综合分析后提出的。其中,水平冻胀力沿高度的分布,是根据实测的压强分布图形,按合力相等和力矩平衡、最大力值作用点不变的原则,进行线性简化后得出的。

表13.3.2—1给出的单位水平冻胀力 σ_{ht},主要根据国内铁道部铁道科学研究院西北所、黑龙江水利科学研究所、松辽委科研所等单位取得的挡土墙测试结果,并参考国外有关设计规范和资料经综合分析后确定的。公式(13.3.2)中墙体变形影响系数 m_0 及边坡修正系数 C_r,可按《水工建筑物抗冰冻设计规范》的规定采用。

13.3.3 挡土墙高度及厚度不同,冻结线的形状和冻胀力作用也不相同,目前尚无墙高大于5 m的冻胀力资料,故本条对水平冻胀力计算的适用条件加以限制。

13.3.4 目前国内外研究成果中所提出的竖向冻胀力差别较大。表13.3.4—1中的单位竖向冻胀

力,是根据黑龙江省水利科学研究所的试验资料结合国内外有关成果经综合分析后列出的。对于重要的大型水工建筑物,宜经专门研究确定。

作用在单块基础板底面上的冻胀力不仅与其底面积大小有关,且与建筑物类型、基础的约束条件及允许的竖向位移大小等情况有关,因此在竖向冻胀力的计算式中反映了这些因素。

13.3.5 暖土冻结成冻土后,土压力随之变成冻胀力。但当土压力大于冻胀力时,仍应取土压力进行荷载组合。

13.3.6 单位切向冻胀力和水平冻胀力的取值主要依据东北地区的实测资料及试验资料,并在多项新建工程应用中得到检验。考虑到按公式计算确定切向冻胀力、水平冻胀力标准值时有关因素的不利影响,故取其作用分项系数为 1.1。

14 浪压力

14.1 一般规定

14.1.1 本章仅适用于坝、水闸等挡水建筑物由风浪产生的浪压力的计算。海堤的风浪压力主要受台风的影响,目前系统的台风观测资料不多,相应浪压力的计算经验不足。河堤的浪压力同时受风浪和船行波浪的影响,非本规范制定的内容。故本章不适用于海堤、河堤的浪压力计算。

14.1.2 《港口工程技术规范》(1987)规定,当海港所在位置或其附近有较长的波浪实测资料时,可用波浪实测短期分布的某一累积频率波高的年最大值系列进行频率分析,然后按某一重现期确定设计波高,继而计算波浪压力标准值;当海港工程所在位置或其附近均无长期的波浪实测资料,但对岸距离小于 100 km 时,则可由当地的风速资料,间接确定不同重现期的设计波浪,然后用某一重现期的风速和对岸距离计算同一重现期的波浪要素,最后计算波浪压力标准值。河川水利枢纽工程几乎难以得到长期的波浪实测资料,而与上述后者情况类似,故波浪压力标准值一般可根据当地实测风速资料,按某一重现期的风速推算波浪要素,然后按某一累积频率波高计算波浪压力标准值。事实上,现行水工建筑物设计规范基本上遵循了这一原则,只不过具体的标准和计算公式存在某些差异而已。但对于 1 级挡水建筑物,当浪压力为主要荷载之一时,模型试验论证工作也是必要的。

14.1.3 设计波浪的标准包括两个方面:其一,设计波浪的重现期(即设计波浪的长期分布问题);其二,设计波浪的波列累积频率(即设计波浪的短期分布问题)。

当按风速资料间接确定不同重现期的设计波浪时,设计波浪的重现期问题即计算风速的重现期问题。现行水工建筑物设计规范采用“风速加成法”用以确定波浪要素的计算风速,即在正常运用条件(正常蓄水位或设计洪水位)下采用相应洪水期多年平均最大风速的 1.5～2.0 倍;在非常运用条件(校核洪水位)下采用相应洪水期多年平均最大风速。统计分析结果表明,多年平均最大风速的 1.5～2.0 倍约相当于 50 年重现期的年最大风速。同时《水工统标》规定,与偶然作用同时出现的可变作用可根据观测资料和工程经验对其标准值作适当折减。因此本规范规定,当浪压力参与作用基本组合时,采用 50 年重现期年最大风速;当浪压力参与偶然组合时,采用多年平均最大风速。这样,即遵循了《水工统标》的原则,又与现行

表 14—1 设计波高的累积频率标准

规范名称或代号	直墙式建筑物	斜坡式建筑物
水闸设计规范 (SD 133—84)	1 %(1 级) 2 %(2 级) 5 %(3 级)	—
港口工程技术规范 (JTJ 213—87)	1 %	5 %～13 %
碾压式土石坝设计规范 (SDJ 218—84)	—	1 %(1～3 级) 5 %(4、5 级)
前苏联国家建设委员会 (СНиП2.06.04—82)	1 %	1 %

水工结构设计规范基本上保持了连续性。

关于设计波浪的波列累积频率,国内外各水工建筑物设计规范之间虽然存在一定差异(见表14—1),但除港口工程的斜坡式防波堤以外,均在1 %～5 %之内。鉴于本规范不适用于海堤工程,且按照《水工统标》的有关规定,建筑物级别的差异可在"结构重要性系数"中考虑,故本规范对设计波浪的波列累积频率一律采用1 %。

关于波浪要素的计算,一般都采用以一定实测或试验资料为基础的半理论半经验性方法,因而都受到一定适用条件的限制。莆田试验站公式是由南京水利科学研究院从1965年开始,在福建莆田海浪试验站进行6年的波浪观测,经过对观测资料的回归分析后得到的,比较适用于我国东南沿海及内陆平原水库的浅水波浪计算。现行SDJ 218—84《碾压式土石坝设计规范》推荐使用该公式,东南沿海浙、闽两省的海堤设计也采用该公式。

鹤地水库公式和官厅水库公式比较适合于深水波浪计算,SDJ 218—84采用了前者的波长计算公式和后者的波高计算公式,而SDJ 21—78《混凝土重力坝设计规范》则引用了官厅水库公式。我国幅员辽阔,平原水库和山谷水库、内陆水库和沿海水库的地理条件和风况等各不相同,故本规范规定,应根据拟建水库的具体条件分别采用不同的计算公式进行波浪要素计算。

本规范给出的波浪爬高计算方法,是由河海大学针对《港口工程技术规范》(1987)第三篇(海港水文)中的波浪爬高曲线,根据对斜坡堤波浪作用的多年研究成果修正后得到的。

14.1.4 通过对由年最大风速系列推算的某一累积频率波高进行概率统计分析和浪压力的分项系数研究,可得到以下结论:

(1)波高分布概型以极值Ⅰ型为好。

(2)波高概率分布的0.98分位值作为波高标准值,相当于按50年重现期年最大风速计算的波高;波高概率分布的0.995分位值作为波高的设计值,相当于按200年重现期年最大风速计算的波高。

(3)分别按波高标准值和波高设计值确定波浪压力分布,然后计算波浪总压力,最后计算由设计波高计算的波浪总压力与由标准波高计算的波浪总压力之间的比值:对直墙式挡水建筑物为1.3左右;对斜坡式挡水建筑物为1.1左右。为简便起见,规定浪压力的作用分项系数采用1.2。

14.2 直墙式挡水建筑物上的浪压力

14.2.1 当波浪要素确定以后,便可根据直墙式挡水建筑物前不同的水深条件,判定波态,确定建筑物上浪压力的强度分布,然后计算波浪总压力。当挡水建筑物的水深大于半个波长时,水域的底部对波浪运动没有影响,称之为深水波;当水深小于使波浪破碎的临界水深时,波浪破碎,称之为破碎波;当水深介于这二者之间时,水域的底部对波浪运动有影响但并不使之破碎,称之为浅水波。

深水波的波浪压力分布可按立波概念确定。立波的波状运动系20世纪30年代由森弗罗的研究得出的,其浪压力分布图形与实测的结果一致,已被国内外现行有关设计规范共同采用。

破碎波的波浪压力分布图形,是我国大连理工大学早在60年代的试验研究成果,国内现行有关设计规范均予以引用。

14.3 斜坡式挡水建筑物上的浪压力

14.3.1 关于斜坡式建筑物上的浪压力计算,前苏联国家建设委员会1986年颁布的建筑法规СНиП2.06.04—82《波浪、冰凌和船舶对水工建筑物的荷载与作用》给出了比较系统完整的计算方法、公式和图表,虽然曾得到原型实测资料验证,却是基于规则波的模型试验研究成果,故有必要论证其对于不规则波的适用性。

本规范编制时进行了单坡堤不规则波的模型试验研究,结果表明:累积频率为1%的波浪压力实测值,比用累积频率为1%的波高代入前苏联法规中的公式计算斜坡上最大波浪压力的计算值要大得多;而有效波浪压力实测值(即累积频率约为14%的波浪压力实测值)却与用有效波高代入该公式的计算值十分接近。因此可以认为,用有效波高计算的波浪压力即有效波浪压力,而用其他累积频率波高的浪压力计算值并不一定具有与波高相同的累积频率。研究结果尚表明,累积频率为1%的波浪压力约相当于1.35倍有效波浪压力。

14.3.2 波浪反压力的分布图形沿用了前苏联法规的规定,同时参照14.3.1条,首先通过有效波高计算有效波浪反压力,然后乘以1.35的系数转换为累积频率为1%的波浪反压力。

14.3.3 对于有平台的复式断面或有折坡的斜坡式挡水建筑物,其波浪压力情况较为复杂,故只能通过模型试验确定。

15 楼面及平台活荷载

15.1 水电站主厂房楼面活荷载

15.1.1 水电站主厂房的安装间楼面主要用以堆放和组装机组大件设备,发电机层楼面是机电设备装配与检修的主要场地,水轮机层楼面一般布置机电附属设备及管道等,各层楼面的荷载情况均比较复杂。由于可以收集到的实测资料甚少,楼面活荷载难以通过数理统计方法确定,以往虽有一些经验公式用于荷载估算,但都过于粗略。因此,设计时应根据实际荷截的堆放位置、安装支承方式和楼面梁板结构布置情况,具体分析确定各层楼面的荷载值。

15.1.2 本规范编制时,广泛收集了国内近100座已建水电站主厂房楼面的荷载设计资料,按单机容量分为大于100 MW、50～100 MW和小于50 MW三类进行了统计分析,统计分析结果列于表15—1。

表15—1 主厂房楼面设计荷载统计参数汇总

统计参数	$P \geqslant 100$			$100 > P \geqslant 50$			$P < 50$		
	安装间	发电机层	水轮机层	安装间	发电机层	水轮机层	安装间	发电机层	水轮机层
子样数 γ	16	17	13	17	17	11	59	61	52
均　值 μ	163.75	48.24	22.85	144.71	48.53	17.73	59.73	24.00	10.27
方　差 σ	60.00	10.87	12.69	63.37	13.43	7.91	26.28	8.84	5.26
变异系数 δ	0.366	0.225	0.555	0.438	0.277	0.446	0.440	0.368	0.512
最大值 X_{max}	250	60	50	250	75	50	150	60	25
最小值 X_{min}	45	20	10	45	20	5	15	10	4

注:表中荷载单位为 kN/m^2, P——单机容量(MW)。

由于统计分析的数据系采用设计值,而设计值通常是根据机电设备的实际堆放情况,参考已建工程同类型电站相应楼层的设计荷载进行类比、综合分析后取得的,因此,其取值在一定程度上包含了足够的安全度。考虑到统计分析时按单机容量划分的区间较大,比照SD 335—89《水电站厂房设计规范》附录一关于主厂房楼面均布活荷载的取值规定,并参考国外有关设计规范,列出表15.1.2"主厂房楼面均布活荷载标准值",可在初步计算或缺乏资料时根据机组单机容量的大小选用。

15.2 水电站副厂房楼面活荷载

15.2.1、15.2.2 副厂房各房间按其使用功能的不同,可分为生产副厂房和办公用副厂房两类。表

15.2.2 中所列副厂房的楼面活荷载标准值,系根据对国内近 100 座已建水电站设计荷载资料的统计分析,并参照 SD 335—89 附录一的有关规定提出的。

15.4 其他要求及作用分项系数

15.4.1 设计构件时取用的楼面活荷载标准值,是指正常情况下可能出现的最大值。实际上在整个楼面同时布满活荷载并都达到最大值的可能性很小。因此在设计梁、墙、柱和基础时,应按楼面活荷载标准值乘以折减系数后采用。

折减系数的确定比较复杂,国外传统方法是按梁的从属面积来考虑。参照国际标准 ISO 2103《居住和公共建筑的使用与居住荷载》、GBJ 9—87《建筑结构荷载规范》和 SD 335—89《水电站厂房设计规范》等并结合水电站厂房的实际情况,确定折减系数采用 0.8～0.85。

15.4.3 按照 GBJ 9—87 的规定,楼面活荷载(当其标准值不小于 4 kN/m^2)的荷载分项系数采用 1.3。本规范所规定的活荷载标准值是依据已建水电站的荷载设计值进行统计分析确定,或规定按实际情况考虑,故规定在一般情况下的作用分项系数采用 1.2,在荷载有严格控制的情况下则可采用 1.05。

16 桥机和门机荷载

16.1 桥机荷载

16.1.1 用于水电站厂房的桥式吊车和其他水工建筑物的室内桥式(双向)或台式(单向)启闭机(本规范统称为桥机)均为“软钩”桥机,即吊重物体采用挠性悬挂方式,它们与采用刚性连接吊重物体的“硬钩”桥机具有不同的荷载特点。

水电站桥机工作间歇性大,日常负荷很小,只有在机组安装或大修时才在额定负荷工况下运行。其运行速度缓慢,一般情况下,主钩升降速度控制在 0.5～2 m/min 以内,大车运行速度控制在 5～26 m/min 以内,小车运行速度控制在 0.5～10 m/min 以内;运行加(减)速度均在 0.1 m/s^2 以下,运行十分平稳。

根据水电站桥机的上述工作特点,参照 GB 3811—83《起重机设计规范》及 SL 41—93《水利水电工程启闭机设计规范》对起重机工作级别的划分原则,水电站桥机运行机构的工作级别可定为轻级。

16.1.2 桥机的竖向荷载,包括由桥机自重、吊具自重和吊物自重产生的作用力。纵向、横向水平荷载,分别是桥机大车、小车在启动或制动时由其身质量引起的惯性力以及悬挂吊物摆动产生的水平分力。

16.1.3 条文中用于计算最大轮压的公式(16.1.3—1)引自 SDJ 335—89《水电站厂房设计规范》,而两台型号相同桥机吊物情况下的最大轮压计算公式(16.1.3—2),则是在式(16.1.3—1)的基础上考虑平衡梁重的影响导出的。

16.1.4 桥机的纵向水平荷载是由桥机的大车运行机构在启动或制动时产生的。该荷载由两部分组成,其中一部分是桥机在大车运行时速度突变(启动或制动时)自身质量产生的惯性力;另一部分为悬挂在吊索上的吊物及吊具在惯性力的作用下,由于偏离了通过悬点的垂线由摆动产生的水平分力。因此作用在一边轨道上纵向水平荷载的表达式为:

$$T_0 = T_1 + T_2$$

$$T_1 = \left[\frac{1}{2}(m - m_1) + m_1 \frac{L_k - L_1}{L_k}\right] a$$

$$T_2 = am_2\frac{L_k - L_1}{L_k}$$

式中 T_0——作用在一边轨道上的纵向水平荷载(kN);

T_1——由桥机自身质量在大车启动或制动时产生的惯性力(kN);

T_2——当吊物及吊具在吊索摆时产生的水平分力(kN);

m——单台桥机总质量(t);

m_1——单台桥机小车质量(t);

m_2——吊物和吊具质量(t);

L_k——桥机跨度(m);

L_1——实际起吊最大部件中心至桥机轨道中心的最小距离(m);

a——大车行走时的加(减)速度,可参照表 16—1 取值。

GBJ 9—87《建筑结构荷载规范》4.1.2 规定:"吊车纵向水平荷载标准值,应按作用在一边轨道上所有制动轮最大轮压之和的 10 %采用……"。应当指出,这种取值方法系沿用前苏联 50 年代全苏起重运输机械制造科学研究所的建议,其依据是桥机制动轮与轨道之间的滑动摩擦系数采用 0.2,并假定桥机制动时所产生的惯性力(水平荷载)不大于制动轮与钢轨之间的摩擦力(即不发生滑移)。况且当时苏联的有关资料已指出仅用于近似计算,因为它没有考虑大车运行时加(减)速度大小的影响,也没有考虑吊物由于挠性悬挂在吊索上摆动产生的影响。

表 16—1 运行机构加(减)速度 a 与相应加(减)速时间 t 的推荐值

运行速度 v(m/s)	加(减)速度 a(m/s²)	加(减)速时间 t(s)
2.00	0.22	9.1
1.60	0.19	8.3
1.00	0.15	6.6
0.63	0.12	5.2
0.40	0.098	4.1
0.25	0.078	3.2
0.16	0.064	2.5
0.10	0.050	2.0
0.06	0.040	1.5

由于水电站桥机运行速度低,启动与制动十分平稳,因此纵向水平荷载的取值必须作新的改变。对五强溪等 9 个水电站桥机实际资料的验算结果表明,其最大纵向水平作用力与最大轮压比值均在 3.3 %以下,为此本规范规定:"桥机纵向水平荷载标准值,可按作用在一边轨道上所有制动轮的最大轮压之和的 5 %采用"。需要指出,这里假定的制动轮数目等于全部车轮数目 1/2,如果制动轮数目等于全部车轮数目的 1/4,则桥机纵向水平荷载标准值应按作用在一边轨道上所有制动轮最大轮压之和的 10 %采用。由于按常规设计的桥机,其制动轮数目一般为全部车轮数目的 1/2,所以本条不涉及制动轮数目为全部车轮数目为 1/4 的情况。

16.1.5 桥机的横向水平荷载,由桥机的小车运行机构在启动或制动时产生。该荷载由两部分组成,其中一部分直接由小车的自身质量在小车运行速度突变(启动或制动时)产生的惯性力;另一部分为吊物(包括吊具)摆动时产生的水平分力,其表达式为:

$$T_{qt} = a_1(m_1 + m_2)$$

式中 T_{qt}——作用于桥机两边轨道上的横向水平荷载(kN);

a_1——小车运行时的加(减)速度(m/s²),可参照表 16—1 取值。

该荷载由支承桥机的两边承重结构共同承受。尽管受力可能不均匀,但为了计算方便,假定横向水平荷载由两边轨道上的各轮平均传至轨顶,方向与轨道垂直,并考虑正反两个作用方向。

对五强溪等 9 个水电站的验算结果表明,桥机横向水平作用力与最大轮压值的比值均在 1.0

%以下,这是由于水电站桥机在起吊最大重量(发电机转子)时,运行速度一般都低于 5 m/min。考虑到受力的不均匀,取其比值为 4 %。

16.1.6 桥机竖向荷载的动力系数,主要用以考虑桥机运行时对桥机梁(吊车梁)及其连接的动力影响,其主要因素是轨道接头的高低不平。根据水电站桥机为轻级工作制的特点,确定竖向荷载的动力系数采用 1.05。水平荷载的动力系数可不予考虑。

16.1.7 考虑到桥机吊重物时停放位置的偏差,运行中出现不同程度的啃轨现象等不利因素,确定桥机竖向荷载和水平荷载的作用分项系数,均采用 1.1。

16.2 门机荷载

16.2.1 用于水利水电工程起吊闸门、拦污栅等结构的门机可分双向门机(含小车)和单向门机。按其设置地点,又可分为坝顶门机、尾水平台上的门机及其他部位的门机。门机一般都在露天工作,且均为"软钩",即吊物采用挠性悬挂。

此类门机的运行速度缓慢,主钩升降速度一般控制在 2 m/min 左右,大车运行速度控制在 5～26 m/min 以内,小车运行速度约 2 m/min,运行十分平稳。根据以上特点,故此类门机运行机构的工作级别为轻级。

16.2.2 门机竖向荷载包括由门机自重、吊具自重、闸门自重、加重及闸门水压力产生的摩阻力等产生的作用力。纵向和横向水平荷载分别是门机大车、小车的运行机械在启动或制动时由自身质量引起的惯性力以及悬挂吊物摆动产生的水平分力,对于露天工作的门机还考虑风压力的影响。

16.2.3 在初步计算时,门机竖向荷载标准值可采用产品样本或同类产品的资料。由于实际工程的结构布置往往不同(如采用回转吊、悬臂吊、操作室等形成不对称布置),门机提升荷载值变化较大,故应根据实际情况加以修正。

16.2.4 门机纵向水平荷载主要由两部分组成,一部分为门机自身惯性力;另一部分为悬挂在吊索上的吊物及吊具摆动时吊索张力产生的水平分力,均可参照桥机纵向水平荷载的计算方法计算,但吊物的重力为闸门自重,而不是最大启门力。

根据五强溪、乌江渡等水电站门机纵向水平荷载的计算结果,门机纵向水平作用力与大车制动轮最大轮压的比值均在 3.6 %以下(未计算风压力作用)。考虑到制动轮轮压的不均匀性和风压力作用的影响,故本规范规定,纵向水平荷载标准值按大车行走时作用在一边轨道上所有制动轮最大轮压之和的 8 %采用。

16.2.5 门机横向水平荷载由三部分组成,第一部分为门机小车自身的惯性力;第二部分是当悬挂在吊索上的吊物、吊具摆动时吊索张力产生的水平分力;第三部分是作用在侧门架、小车及吊物沿垂直轨道方向挡风面积上的风压力。

前两部分可参照桥机横向水平荷载的计算方法计算,但吊物的重力为闸门的自重,而不是最大启门力。

第三部分风压力又可分为两部分,一部分是直接作用在侧门架及小车挡风面积上(垂直于轨道方向)的风压力,另一部分是作用在悬挂吊物(如闸门)垂直轨道方向挡风面积上的风压力,该风压力使吊物产生摆动而引起水平分力。

根据五强溪、乌江渡等水电站的门机横向水平荷载的计算结果,门机横向水平荷载与小车、吊物及吊具重力之和的比值均在 0.6 %以下(未计入风压力),考虑到两侧轨道上受力的不均匀性和风压力作用的影响,故本规范规定,门机横向水平荷载的标准值可按小车、吊物及吊具重力之和的 5 %采用。

16.2.6、16.2.7 确定门机竖向荷载动力系数和作用分项系数的理由与桥机荷载相同。

17 温度作用

17.1 一般规定

17.1.1 温度作用是与结构自身密切相关的间接作用,对于具体的某一结构,则取决于结构所出现的温度变化。温度变化包括温升和温降,它们分别使混凝土材料膨胀或收缩,从而产生两种不同性质的温度作用效应。因此,本条以定义形式规定:温度作用系指可能出现且对结构产生作用效应的温度变化(包括温升和温降)。

7.1.2 根据混凝土结构的特点,其温度作用的发展过程可分为三个阶段:

(1)早期——自混凝土浇筑开始,至水泥水化热作用基本结束为止;

(2)中期——自水泥水化热作用基本结束起,至混凝土冷却到稳定温度为止;

(3)晚期——混凝土完全冷却以后的运行期。

施工期的温度作用,系指早期混凝土的水化热温升和中期混凝土冷却产生的温降。但早期水化热温升通常对结构有利,一般不单独考虑,必要时可考虑对其此后温度作用的折减。施工期的温度作用是一个复杂的温度变化过程,与具体的施工工艺密切相关。因此,本章只规定温度作用的计算条件而不涉及具体的计算方法(参见条文 17.3.4)。

运行期的温度作用,系指晚期混凝土完全冷却后,由外界环境温度变化产生的温度作用。不同的施工工艺决定不同的运行期作用的计算起点。当采用分块浇筑、最后进行接缝灌浆形成整体结构的施工工艺时,运行期温度作用的计算起点取结构形成整体时的温度场(参见条文 17.3.1、17.3.2);当采取通仓浇筑的施工工艺时,则取施工期最高温度场为运行期温度作用计算起点。对于水工大体积混凝土结构,通常可仅考虑温度的年周期变化过程;而对于处于空气介质中的杆件结构,如厂房上部构架、进水塔水上部分构架等,必要时则应考虑温度月变幅的影响。

17.1.3 温度作用的大小及其在结构中的分布取决于结构外部环境和结构内部属性两个方面。前者包括气温、水温、基岩温度及太阳辐射等因素;后者包括结构的形状、尺寸、材料热物理属性及内部热源等因素。它们共同决定结构与其介质的热交换条件,从而决定温度作用的大小及其在结构内的分布。

当初始温度及内部热源的影响消失以后,结构内温度分布及变化过程仅取决于材料的热物理特性及结构的环境温度变化条件。对于杆件结构,其截面高度通常较小,无论考虑温度的年周期变化及月变幅的影响,均可假定温度沿截面高度方向呈线性分布。杆件结构通常按结构力学方法计算,因此通常将温度作用分为截面平均温度变化和截面内外温差变化两部分来考虑。

对于简化为杆件结构计算的平板结构,或厚度与曲率半径之比小于 0.5 壳体结构(此时坝面曲率对温度场的影响可以忽略),若按拱梁分载法计算的拱坝,坝体厚度通常在 5 m 以上,此时温度沿截面厚度方向呈非线性分布。鉴于拱梁分载法等结构力学方法目前难以考虑非线性问题,故对于此类结构的温度作用,可仅考虑截面平均温度的变化和截面等效线性温差的变化。所谓等效,即假定线性分布的温度对截面中心轴的静力矩等于实际分布的温度对截面中心轴的静力矩。非线性温差虽然是引起结构表面裂缝的重要原因,但因其引起的应力具有自身平衡的性质,不影响结构的整体变位和内力,故一般可不予考虑。

对于坝体混凝土浇筑块与其他形状复杂的结构,则必须按连接介质热传导理论,根据其边值条件计算结构的温度场,两个不同时刻的温度场之差值即其温度作用。

17.1.4 气温、水温的变化及分布规律,在本规范编制过程中进行了专题研究。日照和基岩温度因资料缺乏,无法进行统计分析,仅根据已有的研究成果及少量资料作出规定。

混凝土的热物理特性指标,因水泥品种、混凝土配比、骨料性质等不同而存在一定差异,因此宜经试验研究后确定。结构运行期混凝土的热物理特性指标变化相对较小,在初步计算时可按表17.1.4采用。

17.1.5 温度作用是随时间而变化的可变作用,其随机特性主要体现在结构外部环境温度的随机性,亦即气候条件的随机性。经过数十年的水工建设实践,关于温度作用的取值标准,国同内外工程界、学术界已趋于基本一致。我国SDJ 145—85《混凝土拱坝设计规范》规定,设计正常温降(温升),可采用保证率为50 %的最低(最高)月平均气温与多年平均气温的差值,也可采用多年平均气温年变幅;SD 335—89《水电站厂房设计规范》规定,室外构件的表面温升(温降)取最热月(最冷月)的平均气温与结构封闭时的温度或多年平均温度之差值,下部结构的边界温度,则取概率为50 %的气温和水温。美国1983年房屋建筑混凝土规范的编制说明ACI 318—83对设计温度的取值,要求采用经常出现的气温而不采用可能出现的最高值。前苏联国家建委颁发的СНиП2.06.06—85《混凝土和钢筋混凝土坝设计规范》规定,参与基本组合的温度作用应由年内月平均温度平均变幅确定。

鉴于上述事实,本规范规定,温度作用标准值均以由多年月平均温度确定的年平均温度及年变幅作为标准。温度作用的分项系数则主要取决于气温年变幅的分布概型及变异性。统计分析的结果表明,气温年变幅服从正态分布,其变异系数可取0.05。按 $\mu+2\sigma$ 取设计值,即其概率分布的0.97725分位值,可得温度作用的分项系数为1.1。

17.2 边界温度

17.2.1 统计分析的结果表明,气温年周期变化过程可用以月均值函数表示的简谐波来描述。统计分析时,以多年月平均温度为基本资料,根据最小二乘法原理,按式(17.2.1—1)进行曲线拟合,得到年平均温度 T_{am},温度年变幅 A_a,及初始相位 τ_0。式(17.2.1—2)、式(17.2.1—3)即由此推求得到。结果表明,式(17.2.1—1)与实测资料具有很高的拟合程度。其中 τ_0 自北向南在6.4～6.8(月)内变化,均值6.6(月),变异系数0.02。为此本条规定,对于纬度大于30°的地区,取 $\tau_0=6.5$(月);对于纬度小于30°的地区,则取 $\tau_0=6.7$(月)。这比现行拱坝规范笼统地取 $\tau_0=6.5$(月)更为合理。

现行拱坝规范是按式(17.2.1—4)计算温度的年变幅,虽然粗略一些,但其计算结果的误差并不大。因此本条规定,原则上应按式(17.2.1—3)计算 A_a,但也可近似地按式(17.2.1—4)计算。

17.2.2 水库坝前水温随时间的变化及在空间的分布,受到水库形状、容积、深度、调节性能、调度方式和地区气候条件、水库来水来沙情况等众多因素的影响,经统计分析的结果表明,不同的水库均有其自身属性,但却存在一定的统计规律。所以本条规定,水库坝前水温原则上应针对拟建水库的具体情况经专门研究确定,初步计算时可按附录H所提供的方法计算。

附录H所提供的估算方法,是在对大量已建水库实测水温资料统计分析的基础上提出的,这比现行拱坝规范中水温估算方法有所改进。必须指出,这些估算公式是基于坝前正常水深在100 m以内的水库实测水温资料的统计分析提出的,难免存在一定的局限性,因此,对于水深超过100 m的大型水库,宜采用更精确的方法计算分析。此外,对于坝前存在异重流的水库,这些计算公式也不一定适用。

统计分析的结果表明,水库前某水深处的水温年周期变化过程,采用以月均值函数表示的简谐波来描述是可行的(参见条文说明17.2.1)。其中年平均水温 T_{wm}、水温年变幅 A_w 及水温和气温的

相位差 ε 均以多年月平均分层水温为基础,根据最小二乘法原理,通过曲线拟合方法得到,从而避免了确定 A_w、ε 时的人为因素和任意性。

年平均水温沿水深的分布规律用指数函数来描述是比较合理的,且具有较高的拟合度。其中拟合参数 C_1 与当地多年平均气温 T_{am} 具有良好的线性相关关系,其相关系数为 0.97。它所表征的水库表面年平均水温,是由曲线拟合得到的具有最佳拟合意义的拟合参数值,而不是其实测结果。

水温年变幅沿水深的分布规律相对来说要复杂一些。水库属性不同,不仅使分布曲线中的拟合参数有明显差异,甚至连分布曲线的性质也可能各不相同。鉴于现有文献均采用指数函数来描述其分布规律以及问题的复杂性,故水温年变幅沿水深的分布仍采用指数函数表达。其中拟合参数 C_2 是一个较难确定的量,这里从直观的物理概念出发来确定其取值。地处北方寒冷地区的水库,水库表面在冬季通常处于结冰状态,因此通过附录中式(H10)对气温年变幅进行修正,以得到决定水库水温年变幅的量,然后通过回归分析得到式(H9)。

17.2.3 坝下游水温实测资料极少,仅柘溪水电站进行了为期 1 年的观测。观测结果表明,坝下游水温沿水深基本上呈均匀分布,其年周期变化过程近似与上游发电进水口中心高程处坝前水温同步,只是其年平均温度升高了 3.4 ℃,这可归因于下游日照等因素的影响。

17.2.4 日照对结构温度作用的影响很复杂。这里沿用《混凝土拱坝设计规范》的规定,以一个附加增量来考虑日照对结构物表面年平均温度、温度年变幅的影响,必要时须经专门研究后确定。

17.2.5 坝基实测温度资料极少,不足以作为统计分析的基础。仅有的实测资料表明,基岩温度在年内基本上不随时间变化;其年平均温度主要取决于当地地温、库底水温及坝基渗流等因素,且沿河流方向的分布并不均匀。

17.3 温度作用标准值

17.3.1 本条源于 SD 335—89《水电站厂房设计规范》,但在条文 17.1.3(1)所做一般规定的前提下,改变了计算表达式。本规范是以年平均温度、温度年变幅作为温度作用统计分析的基本变量,对于某些对温度作用较为敏感的结构,仅在必要时才考虑气温月变幅的影响。

17.3.2 本条源于 SDJ 145—85《混凝土拱坝设计规范》,但用于温度作用计算的年平均水温、水温年变幅及相位差沿水深的分布曲线,在统计分析大量实测资料的前提下略有修改(参见附录 H 及条文说明 17.2.2)。

17.3.3 实体重力坝由于体积较大,坝内存在一个较大范围的稳定温度区,其环境温度变化对坝体应力的影响较小,故一般不考虑运行期的温度作用。但在坝体灌浆时的温度高于稳定温度时,坝体应力计算时宜考虑温度作用。宽缝重力坝、空腹坝及支墩坝等结构,由于坝体比较单薄,坝体温度场主要取决于环境温度的周期性变化,坝体内不存在稳定的温度场,温度作用对坝体应力的影响较大,因此宜按连续介质理论或其他专门计算方法考虑其运行期温度作用,并取运行期最高(或最低)温度场与其准稳定温度场的年平均温度之差值作为温度作用的标准值。

17.3.4 大体积混凝土结构的根本特征是施工期产生大量的水化热,且不易散发,在混凝土的强度增长尚未结束、温度降低时极易产生裂裂,甚至出现贯穿性裂缝,因而进行施工期的温度作用计算可为结构温控设计提供依据。

17.3.5 坝内管道投入运行后,将在水温的影响下产生温度作用。当坝内管道周围混凝土处于相对稳定的温度场而管道内出现最低水温时则会产生较不利的温度作用,因此规定取其温差值作为标准值。管道内的最低月平均水温和坝体(准)稳定温度场每年间存在的较小波动,可在温度作用的作用分项系数中得到反映。

18 地震作用

18.1 一般规定

18.1.1 我国现行《中国地震烈度区划图(1990)》以及各部门的抗震设计规范,都以烈度作为抗震设防的基本依据。《中国地震烈度区划图(1990)》的使用说明指出,区划图给出的是在50年基准期内,一般场地土条件下可能遭遇的地震事件中,超越概率为10%所对应的基本烈度是一般工程项目的抗震设计依据。对于重大工程和某些可能引起严重次生灾害工程的抗震设防,必须进行更详细的工程地震研究。本条规定与国家标准《水利水电工程地质勘察规范》协调一致。

18.1.3 地震时结构与其接触介质间的动力相互作用对结构的动力特性和地震反应有显著影响。因此,地震动水压力、动土压力和地震惯性力都应作为地震对结构引起的主要动态作用。

土坝、堆石坝的上游坝坡较缓,计算表明,动水压力的影响很小,可不计;瞬时的地震作用对水工建筑物的渗透压力和托力影响很小,地震浪压力的数值也不大,因此也可以不计。

对于地震淤沙压力,在国外有关规范中,或将动水压力的水深取至淤沙顶面高程,再按动土压力考虑地震淤沙压力;或将计算动水压力的水深取至库底面而不再考虑地震淤沙压力。计算结果表明,在淤沙高程小于库水深度的一半时,后者稍偏于安全,且又简化了计算,因而常被采用。当淤沙过高时则应作专门研究。

目前各国的水工抗震设计都不计竖向地震动水压力。已有的研究成果表明,当计入库水的可压缩性时,竖向地震动水压力影响突出;但当考虑库底的吸能作用,特别是在有淤沙时,竖向地震引起的动水压力将锐减,迄今尚无可资实际应用的研究成果,因此目前对竖向地震引起的动水压力可不予考虑。

地震动土压力问题十分复杂,国内外目前大多在静土压力的计算中增加滑动楔体的水平向和竖向地震作用,以近似估算地震主动动土压力。地震被动动土压力问题更为复杂,应结合经验作专门研究。

18.1.4 一般情况下,水工建筑物水平向地震作用的影响是主要的。但在高地震烈度区,地震动的竖向分量较大,因此在8、9度烈度区,特别是1、2级依靠自重维持自身稳定的重力式挡水建筑物,以及长悬臂、大跨度和高耸的水工混凝土结构,应考虑竖向地震作用。对于土坝、堆石坝和混凝土重力坝,由于其垂直河流向的刚度较大,故一般可只考虑顺河流向的水平向地震作用。对于混凝土支墩坝,垂直河流向的水平向地震作用则不容忽视。但由于支墩坝沿坝轴线方向作为一个复杂的空间整体结构考虑,其结构进行动力分析尚有困难,因此设计中应首先考虑采取工程抗震措施,以增强坝体的侧向刚度,提高其侧向抗震能力,必要时再做专门研究。对于属于空间壳体结构的混凝土拱坝,顺河流方向和垂直河流方向这两个水平方向的地震作用对拱坝地震反应均有重大影响,因此应同时计入。现行拱坝设计规范规定采用拱梁分载法计算,竖向地震作用的影响较难考虑,故需作专门研究。

18.2 设计地震动加速度及设计反应谱

18.2.1 水工建筑物系以《中国地震烈度区划图(1990)》规定的基本烈度作为其设计烈度,为协调统一起见,采用建设部"建标[1992]419号文"规定的与基本列度对应的加速度峰值(即水平向设计地震加速度代表值)。实际上烈度与加速度峰值间定量关系的离散性很大,目前国内外广泛采用的是其统计平均值,这只是一个能被普遍接受的设计标准而已。实测强震记录的统计结果表明,地震

的竖向分量一般为水平向分量的$\frac{1}{2}$～$\frac{2}{3}$,临近震中处的竖向分量甚至超过水平向分量。目前国内外大多采用竖向分量为水平向分量的$\frac{2}{3}$,并考虑这两种分量的地震作用效应最大值的遇合概率。

18.2.2 对于要求进行地震危险性分析的水利水电工程,其设防概率水准的确定是依据对我国20多项重大水利水电工程场址的专门地震危险性分析资料进行统计分析和校准的结果,其设计基准期则遵循《水工统标》的规定。

18.2.3 国内外震害资料表明,地下结构的震害比地面结构轻。综合前苏联、印度抗震设计规范和日本少量实测资料,以及我国唐山地震震害实况,规定地面下50 m及其以下的地震加速度代表值减为地面的50 %。

18.2.4 在采用基于反应谱的动力分析法时,设计加速度反应谱是重要的地震动参数。其形式及有关参数,主要与所在场址的场地土类别以及场址离地震震中的远近有关。本条规定的设计反应谱,基本采用GBJ 11—89《建筑结构抗震设计规范》给出的均值反应谱形式,但某些参数的取值则是根据水工建筑物的特点确定的。

研究表明,场地土越硬,距地震震中越近,场地反应谱中的高频分量越多,反映地震卓越周期的特征周期值就越小。目前已有的统计资料尚不足以区分场地土和震中距对反应谱最大值的影响。因此,目前确定的反应谱最大值只与结构阻尼比有关。结构阻尼又与诸多因素有关,例如,结构相邻介质的相互作用、能量逸散的影响、水位和地基土的特征、体系振动频率和地震动强弱程度等,并具有非线性特征,目前尚未从理论上搞清其复杂性。表18.2.4—1系综合国内外各类水工结构的实测阻尼数据、强震时动力放大效应随阻尼增大而降低等资料的经验性取值。

18.3 地震作用的水库计算水位

18.3.1 地震作用和校核洪水时的静水压力均属偶然作用,按照《水工统标》的规定,不应考虑二者组合,因此与地震组合的水库水位宜采用水库正常蓄水位。对于多年调节水库,其正常蓄水位出现的概率比其他调节类型的水库低,实际运行中,正常蓄水位出现的概率往往又低于设计拟定的概率,故可采用低于正常蓄水位的上游水位与地震作用组合。

18.3.2 研究表明,土石坝上游坝坡的抗震稳定性不一定受水库最高水位控制,因此,需要选取最不利的水位进行抗震计算。对于抽水蓄能电站,水位降落属于正常运行条件,因此对于这类水电站的土石坝,应考虑常遇水位降落幅值与地震作用的组合。

18.3.3 研究表明,高拱坝在水库低水位遭遇强震时,顶部的动力放大效应可能恶化拱坝的应力分布;水闸靠近岸边的闸墩和翼墙,当上游水位较低而遭遇地震时,墩、墙后的侧向渗透压力和土压力与垂直河流向地震作用组合,可能带来不利影响。因此,对于重要的拱坝和水闸本条提出宜作补充计算的有关规定。

19 灌浆压力

19.0.1 压力灌浆是水工结构设计中普遍采用一种工程措施。按其作用特点,可分为帷幕灌浆、固结灌浆、回填灌浆、接触灌浆及接缝灌浆等5类。根据工程实践经验,一般仅对后3类灌浆考虑其灌浆力作用。对于岸坡较陡的混凝土坝,有时还需考虑坝体与岩面间的接触灌浆压力作用。

19.0.2 回填灌浆压力、接触灌浆压力和接缝灌浆压力均属施工过程中出现的临时性可变作用,通常不与建筑物运行期出现的其他作用叠加,故这类作用仅作为施工期的一种临时性复核作用。

在实际工程设计中,通常不以这类作用作为确定结构尺寸的控制条件。在结构复核时如因灌浆压力作用值过大而不满足设计要求时,应采取相应的施工措施,或降低设计采用的灌浆压力以满足设计要求。

19.0.3 关于回填、接触和接缝灌浆采用的设计压力值,至今仍无一定的规章可循,主要是根据工程实际状况、工程类比和实践经验来确定。根据我国已建工程的统计资料,回填灌浆设计压力一般为0.2～0.4 MPa;接触灌浆设计压力一般为0.1～0.2 MPa;接缝灌浆设计压力一般为0.2～0.5 MPa。

19.0.4 由于回填、接触灌浆压力一般都是作用于衬砌结构的局部区域,并具有不均匀性质,故衬砌结构计算时有时对设计灌浆压力值乘以一个小于1.0的面积系数。其取值的大小主要依据结构物的实际施工状况,即回填或接触灌浆充填范围的大小、灌浆施工的工序和方法,以及压力分布计算简图等因素,经分析研究后确定。

19.0.5 灌浆压力的变异性主要取决于施工过程中压力表摆动及判读误差、结构物实际承受灌浆压力与压力表安装位置之高差的折算误差,以及沿程损失误差等。结合工程经验分析,确定灌浆压力的作用分项系数采用1.3。