

黄河小浪底水利枢纽排沙洞后张法 预应力混凝土衬砌的设计研究

林秀山

沈凤生

(水利部黄河水利委员会勘测规划设计研究院 郑州 450003)

摘要 简介黄河小浪底水利枢纽复杂的水文、地质条件以及庞大的工程规模.该枢纽设计有3条排沙洞,担负着泄洪、排沙、调节径流和保证进水口不被泥沙淤堵的任务.根据排沙洞的水库运用要求,灌浆帷幕下游排沙洞洞身段设计为混凝土后张预应力隧洞.通过大量的调研、试验、分析论证,在施工前确定该预应力方案选用无粘结预应力系统,成为目前世界上规模最大的无粘结预应力隧洞衬砌工程,在国内尚属首例.

关键词 无粘结预应力;混凝土衬砌;排沙洞;小浪底水利枢纽

黄河小浪底水利枢纽是一座“以防洪(包括防凌)、减淤为主,兼顾供水、灌溉、发电,除害兴利,综合利用”为开发目标的大型综合水利工程.水库正常高水位275m,总库容126.5亿 m^3 .本着合理拦排、综合兴利的原则,合理规划了防洪、兴利和淤沙库容,制定了严格的水库运用方式.根据水库初期随淤积发展逐年抬高运用水位、后期蓄清排浑的运用要求及调洪演算成果,要求枢纽总泄流能力不小于17000 m^3/s ,在正常死水位220m时总泄流能力不小于7000 m^3/s .综合考虑坝址区地形地质条件、工程规划和水库运行方式要求,以及黄河独特的工程泥沙问题的处理,在小浪底枢纽总体布置中,形成了以隧洞泄洪为主,泄洪、排沙和引水建筑物进口集中、洞线集中、出口消能集中的明显特点.小浪底设有9条泄洪排沙隧洞,水位275m时的总泄流能力为13300 m^3/s ,其中3条排沙洞为有压隧洞,直接位于发电进水口下方,单洞最大泄流能力675 m^3/s .进水塔内设检修门和事故门,出口设弧形工作门.在运用中控制泄流能力不超过500 m^3/s ,使洞内流速不超过15 m/s ,担负着排泄高含沙水流减少过机含沙量和调节径流保持进口泥沙淤积漏斗的重要功能任务,在枢纽泄洪设施中使用几率最高.

1 工程地质条件

排沙洞衬砌方案的选择与左岸山体的地形地质条件密切相关.枢纽建筑物集中布置在左岸山体,由

于沟道切割,形成了相对单薄分水岭.在正常高水位275m时的基岩宽度一般为60~120m,并有垭口存在,需填筑副坝.排沙洞压力段主要穿过 T_1^1, T_1^2, T_1^3 地层及少量的 T_1^4 地层,岩层倾向下游,倾角 10° 左右.岩体主要为砂岩并夹有薄粘土岩和泥化夹层.该段地层有 F_{236}, F_{238} ,以及 F_{240}, F_{247} 等断层通过,岩体一般为Ⅲ类,断层破碎带为Ⅳ~Ⅴ类.沿排沙洞纵断面岩层覆盖厚度100~30m不等,且向下游逐渐变薄.在水库蓄水以后,山体的某些断面甚至是不稳定的.因此,在设计思想上,将左岸1000余米单薄山体作为大坝的延伸,设置了灌浆帷幕和排水幕,对不稳定断面进行了压重处理.并以有压水不准渗入山体作为排沙洞结构的设计原则.

2 排沙洞的布置

由于排沙洞除宣泄高含沙洪水外,要求控泄100~200 m^3/s 的小流量,以保持进口淤积漏斗.其进口又位于正常运用水头100m以下,弧形工作门可局部开启,便于控制洞内流速和泄流流量,为此排沙洞设计为压力洞,每条洞全长1100m左右,隧洞内径6.5m,分别由进口段、压力段、出口闸及出口明流段组成(见图1).进口高程175m,压力段出口高程153m,最大运用水头122m.排沙洞按Ⅰ级建筑物设计,3条排沙洞均设在左岸,平面上为直线布置.

排沙洞在上游压力段即防渗帷幕前,由于运用时外水位基本平衡,空洞时主要由外水作用,隧洞结

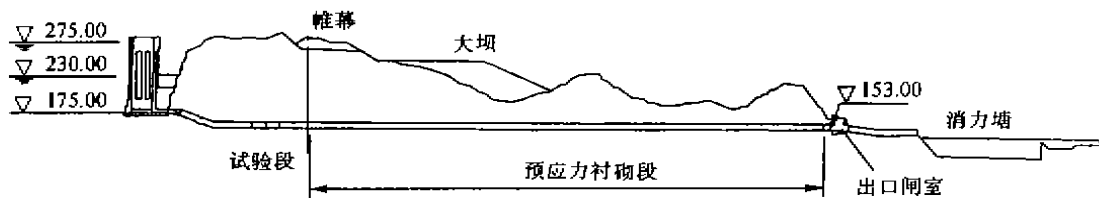


图1 小浪底水利枢纽1号排沙洞纵剖面布置示意图(单位:m)

构主要承受压应力,因此采用普通钢筋混凝土衬砌。下游压力段即防渗帷幕后至出口闸室前,由于外水压力很低,内水压力高,为防止隧洞衬砌出现裂缝使高压水渗入岩体、影响山体的稳定,选用全部预应力混凝土衬砌。在结构方案的比选中,曾考虑过围岩高压灌浆,钢板衬砌、复合结构(夹薄钢板或PVC板的双层混凝土结构)和预应力混凝土结构等不同型式。由于围岩覆盖层薄,高压灌浆方案不能成立;钢板衬砌造价太高,根据黄河三门峡水利枢纽的经验,钢板的抗磨流速为10m/s,过同样的流量,较混凝土结构断面面积还要增加50%;复合结构施工复杂,不能满足进度要求。据国外实地考察及工程类比分析,小浪底排沙洞采用后张预应力混凝土结构在技术是可行的,造价上较钢板衬砌节省1/3~1/2。通过大量的论证分析,最终选择了后张预应力混凝土衬砌结构,招标设计采用有粘结预应力方案,在施工详图设计中改用高效的无粘结预应力方案。

普通钢筋混凝土段结构的混凝土标号选用C30,根据预应力混凝土段混凝土结构一旦出现磨蚀破损就难以修复的事实,预应力混凝土结构的混凝土标号选用C40,预应力混凝土衬砌厚度确定为0.65m,锚具槽回填混凝土为C40无收缩混凝土。

3 有粘结预应力混凝土衬砌结构方案的设计概况

小浪底水利枢纽排沙洞的压力段在初步设计时主要采用后张预应力混凝土衬砌结构型式,当时在我国水工隧洞的设计中还是首次提出。为了摸索后张预应力衬砌的可行性,进行了1:1的室内模型试验,当时采用衬砌厚度为0.5m,混凝土标号为C40,采用国产钢绞线,按全预应力混凝土结构设计,强度安全系数为1.7,设计水头为100~150m,预应力张拉控制应力为 $0.75R_p^b$ (R_p^b 为标准抗拉强度)。起先初步确定,暂按无粘结预应力混凝土衬砌来进行试验,试验表明采用无粘结预应力混凝土衬砌是可行的,建议设计摩擦系数及摆动系数的取值为 $\mu=0.14$, $k=0.003\sim0.004$ rad/m。摩擦系数及摆动系数决定了钢绞线沿程张拉应力值 σ ,其值由下式确定:

$$\sigma = \sigma_1 e^{-(kx + \mu\theta)} \quad (1)$$

式中: σ_1 为锚固端钢绞线的张拉力; k 为钢绞线的摆动系数,rad/m; x 为从锚固端至计算断面的绞线长度,m; μ 为钢绞线与侧壁(或PE套管)的摩擦系数; θ 为从张拉端至计算截面曲线孔道的切线夹角,rad。

为进一步了解后张预应力衬砌主要设计参数(如初始张拉值、摩擦损失、松弛等)的合理选用,设计荷载、钢绞线和钢筋布设及锚具的尺寸和型式,施工有关要求,锚具和钢绞线的安装和张拉方法,施工中存在的难题以及其它比选方案的可能性,成立了赴意大利和瑞士考察组,对意大利电力咨询公司、瑞士VSL预应力跨国公司等10多家单位进行考察,考察了解到钢绞线在张拉过程中引起摩擦损失的摩擦系数 μ 值和摆动系数 k 值的大小是影响预应力衬砌方案是否可行的关键,合理选择锚具系统可减小摩擦损失。例如对于有粘结预应力系统,我国的有关规范中规定取 $\mu=0.35$, $k=0.003$ rad/m,而VSL公司认为若采用VSL锚具系统可取 $\mu=0.22$, $k=0.001$ rad/m。当时VSL公司曾建议小浪底排沙洞采用无粘结预应力方式,由于我国尚无有关规范,更无实践经验,虽然做了模型试验,对无粘结预应力的长期损失问题较为担心,因此对于上述试验研究以及考察咨询的最终结果是采用国际上较成熟的有粘结后张预应力衬砌作为排沙洞后张预应力衬砌的设计方案。

有粘结预应力衬砌设计中首先要解决的是钢绞线的布置与锚具的选择。在隧洞衬砌内钢绞线最理想的布置方式是同心圆,而且为提高预应力效率,钢绞线应尽量靠近衬砌的外侧布置,但在靠近锚具处,由于加载的需要,钢绞线要在靠近锚具槽口附近通过一段由小半圆弧段向内侧弯曲,并要与大半圆及连接锚具的直线段相切,最终通过钢绞线张拉后锁定。由于钢绞线的张拉会在小半圆弧范围内的混凝土衬砌内产生应力集中现象,因此为减小应力集中现象,使钢绞线的张拉应力分布更趋于均匀,配合锚具槽的大小合理选择这个小半径 r 值是至关重要的。而锚具槽的大小由所选用的锚具及其配套的张拉设备的情况而定,在满足预应力张拉施工的情况下锚具槽长度不宜加大,否则会因增加锚索的直线

段长度而降低结构的预应力效率。初步设计选用瑞士 VSL 公司生产的锚具, 锚具槽长度确定为 2 m, 相应的小圆弧半径 $r = 1.808$ m, 波纹管直径比钢绞线外包直径大 5~10 mm, 且孔道面积应不小于钢绞线束净面积的 2 倍。

有粘结预应力衬砌设计其次要解决的是锚具槽的布置.曾进行了沿圆周布置4个锚具槽和6个锚具槽的对比研究,初步设计最终选择了6个锚具槽布置方案.值得注意的是,锚具槽的位置应尽量避免开隧洞的顶部和底部,以方便洞内交通、张拉和回填锚具槽的施工.

摩擦系数 μ 和摆动系数 k 的选择问题. 严格来说, 钢绞线在张拉和锁定过程中所产生的正向和反向摩擦系数是不等的, 但设计中往往取正、反摩擦系数的平均值 μ 进行计算, 根据比选、有粘结方案取每米洞长 4 束, 每束由 12 根 7 ϕ 5 的钢绞线组成, 根据研究得出摩擦系数 $\mu = 0.2$, 摆动系数 $k = 0.001 \text{ rad/m}$. 此时每根预应力筋中间处的预张拉力为 0.53 倍的张拉端预应力筋上的张拉力. 这说明摩擦损失很大, 预应力效果相对较差.

有粘结预应力系统与无粘结预应力系统的最大差别是有粘结系统需要对波纹管进行灌浆。波纹管的灌浆要在锚具槽回填无收缩混凝土后进行,其浆液要求是无铁质骨料水泥、水、减水剂、增塑剂、膨胀剂组成的预先拌和好的无收缩混合物。波纹管灌浆可以有效地弥补锚具可能产生的松弛。据小浪底工地室外1:1有粘结预应力模型试验,在离锚具90°圆心角处的钢绞线割断后,在锚具处仍不会产生预应力松弛现象。但由于有粘结预应力系统效率较低,每米洞长布置4个锚具槽,致使施工及应用过程中衬砌应力波动很大。锚具槽附近有很大拉应力集中,在模型试验中锚具槽口混凝土出现较严重的环向裂缝。

在小浪底排沙洞的初步设计中还进行钢绞线张拉伸长值和张拉方式等研究工作,最终选择的锚固体系为 VSL 公司生产的 Z6—12 型锚具及其配套的张拉设备,有粘结预应力隧洞衬砌结构截面设计简图见图 2。

总之,有粘结预应力设计方案的优点在于:①长期预应力保证性高;②对混凝土骨料没有特别的要求;③混凝土浇筑时施工方便、振捣容易。

有粘结预应力设计方案的缺点在于:①预应力锚具用量大、摩擦损失大,致使预应力效果低;②在隧洞顶拱附近布置张拉槽后,张拉困难,锚具槽混凝土回填施工困难;③穿钢绞线以及张拉结束后对波纹管灌浆工艺复杂,对工期不利。

随着科技的发展,锚具的可靠性及防腐保护水

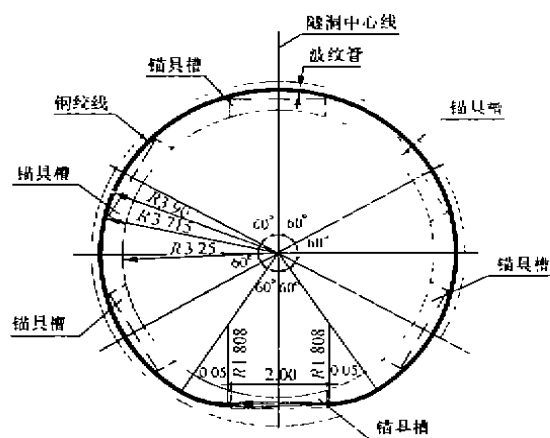


图2 有粘结后张预应力衬砌方案结构示意图(单位:m)

平不断提高.从 70 年代末期开始,国外逐渐尝试无粘结预应力系统,以有效地提高预应力的效率,并可大大地节省工程费用.在小浪底排沙洞施工设计阶段,在保证原设计标准不变的前提下,提出了具有国际先进水平的无粘结预应力衬砌的设计思想.

4 无粘结预应力方案的设计研究

最初提出的无粘结预应力方案中,每索锚索由 8 根 7 ϕ 5 钢绞线组成,分别放入 PE 套管内,并充以润滑油脂,安排在两个高程内,每根两圈 720 $^{\circ}$ 布置,在隧洞底部 120 $^{\circ}$ 范围内均匀布置 4 个张拉锚具槽,沿水流方向每索绞线间距 0.45 m。

无粘结预应力系统的方案提出后,进行了室外 1:1 模型试验研究。试验表明,无粘结预应力系统的预应力效率很高,摩擦系数和摆动系数分别为 $\mu = 0.04$ 、 $k = 0.007 \text{ rad/m}$,并可使隧洞衬砌的应力分布更加均匀,但与有粘结预应力模型一样,在锚具槽附近产生很大的应力集中现象,张拉出现较严重的环向裂缝。为此进行了设计优化研究,在大量三维有限元分析研究的基础上,提出一种可以大大降低锚具槽附近应力集中的衬砌结构形式,即两个锚具槽的结构布置。两个锚具槽对称布置在隧洞底部,呈 90° 夹角。为了施工方便还提出了 120° 夹角分布的比选方案。计算分析表明,两种方案都是可行的,可以保证该结构在施工完成后以及在水压力作用下衬砌基本不出现洞轴向的拉应力,即隧洞在施工和运用过程中一般不会出现环向裂缝。合理考虑围岩的承压能力的情况下,锚具槽间距取为 0.5 m 。并通过进一步研究,建议锚索的张拉顺序从每块衬砌的中间锚具槽开始张拉,而且张拉过程中相邻锚具槽的张拉力之差在施工过程中的任何时候都不能超过最终张拉力的 50% 。两排锚具槽夹角为 90° 的无粘结预应力衬砌结构截面布置见图 3。

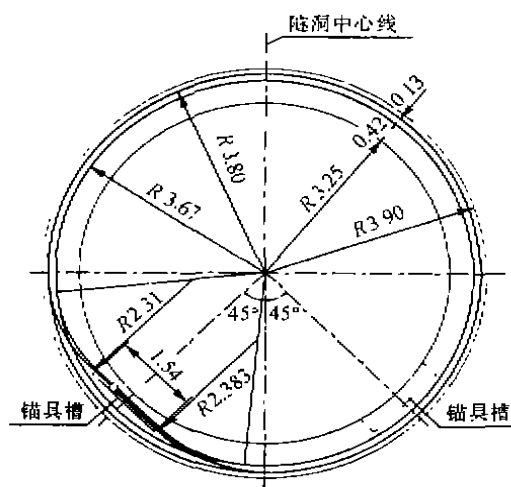


图3 无粘结后张预应力衬砌方案结构示意图(单位:m)

为确保两种锚具槽形式的无粘结后张预应力衬砌施工时万无一失,并验证模型试验确定的参数以及锚具生产厂家的设计参数,在进行正式预应力段混凝土衬砌浇筑开始前,先在1号排沙洞帷幕前钢筋混凝土衬砌段进行了两块无粘结预应力衬砌试验,其中一块的两排锚具槽夹角为 90° ,另一块为 120° 。张拉试验结果表明,实测混凝土应力值与设计预测值基本相同,预应力锚索张拉过程中混凝土衬砌内侧面基本不出现环向裂缝,试验的其它实测值都基本在设计预测的范围之内,张拉试验取得成功。根据试验比选,预应力系统的锚具选用德国DYWIDAG的DSI系统。

综上所述,与有粘结预应力方案相比,无粘结预应力方案有如下优点:

a. 减小了沿钢绞线的应力波动,形成沿绞线束更均匀的应力分布。

b. 相邻绞线束的应力差异的减小,形成沿隧洞方向更均匀的应力分布。

c. 锚具槽间距较原有粘结预应力方案增大1倍,3条排沙洞原预留9000个左右锚具槽,现采用无粘结预应力方案只需4230个左右,节省了大量的施工工程量和材料。

d. 有效减小预应力张拉槽附近小圆弧处的不均匀径向力(约为单圈的50%)。

e. 省掉了混凝土浇筑后穿绞线的工序,原方案的穿绞线作业很容易造成不均匀张拉力,甚至绞线断裂。

f. 避免隧洞顶部作业的困难。

g. 张拉槽间距的增加,使张拉槽布置与止水布置间的矛盾不突出。

h. 具有特殊防腐系统的润滑油脂PE套管比原方案更耐腐蚀。

无粘结预应力方案的不足是:

a. 如果锚具夹片松脱,相应绞线的预应力将完全损失。

b. 绞线绑扎工作量大,定位要求高。

c. 对混凝土骨料要求高,混凝土浇筑时振捣困难。

小浪底排沙洞无粘结预应力衬砌对所采用的材料及施工提出很高的要求。所安装的每束预应力锚索为8根 $7\phi 5$ 的无粘结筋,每根无粘结筋分两层绕洞两周布置,两层间距为0.13m,无粘结筋由聚乙烯保护层(HDPE套管)、防腐油脂和 $7\phi 5$ 高强、低松弛钢绞线组成。每根无粘结筋公称直径15.7mm,公称面积 150 mm^2 ,每根筋的最小极限强度为1860MPa,破断力为279kN。在锚索张拉期间,千斤顶处的张拉力在任何时候都不能超过破断力的75%,并在施工时要求同时对一个锚具槽内的所有无粘结筋施加拉力。锚索经张拉设备后,预应力损失值为控制张拉力的12%。锚具锁定后无粘结筋的回缩值不超过6mm,每侧不超过3mm。锚索在张拉到控制张拉力时测出的实际伸长值不超过5%。锁定后锚具位置在洞轴线方向上的偏差有不大于10mm。锚索经张拉锚固后,对锚具槽内裸露的钢绞线和锚具要进行防腐处理,然后用无收缩混凝土对锚具槽进行回填。

5 结 语

在国内,有粘结后张法预应力混凝土结构技术在小浪底工程的设计中首次采用,并已在清江隔河岩、天生桥的发电引水洞的设计、施工中实际采用了这项技术,开创了在我国水工隧洞应用的先河,也积累了很好的经验。无粘结的后张预应力混凝土结构在小浪底排沙洞的应用,填补了这项技术在水利水电工程中设计和施工的空白,创造出新的经验,大大促进这项技术的推广和应用,并产生巨大的社会效益。

(收稿日期:1998-11-23 编辑:马敏峰)

声 明

《水利水电科技进展》已入编《中国学术期刊(光盘版)》,同时加入“中国期刊网”,作者稿酬已一次付清。如不同意文章上网,请来函声明,本刊将做适当处理。

《水利水电科技进展》编辑部