

# 首部枢纽引水防沙布置

端木骥

(水电部成都勘测设计院)

## 一、概 况

首部枢纽包括拦河闸坝，高、低进水闸，高、低引水明渠，沉沙池等建筑物。各建筑物的布置型式及主要结构尺寸，见附图1。

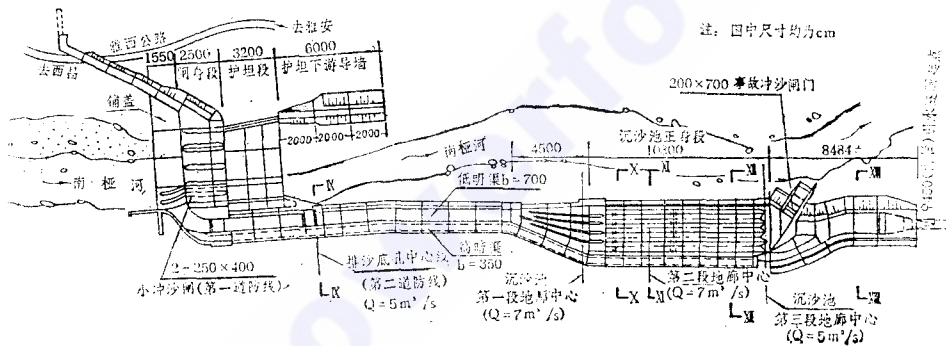


图1 首部枢纽布置图

### 1. 工程地质

拦河闸坝位于姚河坝上游400m处，河谷由窄变宽的地段。近代河床水面宽20~30m，河床纵坡3.7%。基岩主要为灰白色中粗粒花岗岩，并穿插有少量辉绿岩脉、闪长岩脉、正长花岗岩脉和细粒花岗岩脉。右岸山势高耸，基岩裸露较为完整，岸坡呈阶梯状陡缓相接。河床及左岸阶地为第四纪松散堆积物，总厚度6~25m，主要由河流冲积一漂卵石、卵碎石或卵砾石夹沙组成。按地质特征分为五层，各层颗粒大小悬殊，结构极不均一，且有局部架空现象。唯在左岸尚有新老崩坡积一块碎石夹沙土分布，左岸位于狭谷口山崖凸出地段，岸坡基岩裂隙密集断层发育，岩体极破碎同时风化强烈而不均一，为使左坝肩接头置于较好的基岩上，故将左岸拦河坝轴线向上游弯折。

右岸自进水闸经引水明渠至沉沙池末端全长400多米，沿程山势高耸，自然坡35~50°，坡面广布崩坡积层（块碎石夹砂土）。基岩主要为灰白色中粗花岗岩，并有大量的后期岩脉穿插，岩体完整性较差，尤其是岩脉更为破碎，多伴有断层产出。沿程各建筑物基础均位于基岩上，对基础中的断层带及各种破碎带和右侧高陡边坡，均进行了相应的工程处理和保护措施。

### 2. 水文



根据南垭河和南瓜桥两个水文站共23年的实测资料,通过面积比换算求得闸址处多年平均流量为 $37.9\text{ m}^3/\text{s}$ ,最大流量为 $408\text{ m}^3/\text{s}$ ,最小流量为 $7.47\text{ m}^3/\text{s}$ 。径流在年内的分配随季节变化,一般6~10月水量最丰,11月以后为稳定退水期,1~3月为最枯,由于各年雨季开始时间不同,4~5月分水量变化较大。本流域属陡涨陡落的山溪性河流,洪水上涨很快,单峰涨水历时一般为6~12小时,而落水历时一般为24~48小时,由于降雨时空分布不均匀性的影响,复峰情况甚多而单一的洪峰则很少。本电站设计洪水流量按百年一遇为 $900\text{ m}^3/\text{s}$ ,校核洪水流量按五百年一遇为 $1200\text{ m}^3/\text{s}$ 。

### 3. 泥沙

南垭河泥沙具有来量多粒径大的显著特点,推移质尤为突出。流域内地层岩性以花岗岩为主,受周围强烈活动带影响,断裂褶皱发育,地表岩石风化破碎。河流两岸和沟谷中,崩坡积物、古滑坡等处处皆是,此外在冲沟两侧还有许多洪积物,不但分布广而且厚度大。这些不良地质现象以孟获城河、阿鲁伦底河源头及栗子坪至河口一带尤为严重。近三十年来森林砍伐,开荒造田引起山坡水土流失等人类活动的影响,为河流泥沙来源提供了十分丰富的固体物质。南垭河流经高山峡谷地形陡峻(山坡一般为 $40\sim 60^\circ$ ),河床纵比降大,闸址以上河道平均比降达 $5.46\%$ 。每当暴雨出现,山洪猛涨,冲刷地表或引起沟谷两岸崩坍,产生较多的固体径流。推移质泥沙(简称底砂)的输沙率没有实测资料,但据1965年建成的二级电站(即石棉电厂)的首部冲沙闸运行实践表明有大量的漂卵石过闸。悬移质泥沙(简称悬沙)根据南瓜桥水文站1963~1967、1969~1973、1975、1977年(1963,1974,1976年间断)12年实测悬沙单沙测验资料统计,多年平均输沙量为86万t,年输沙量最大(1975年)为155万t,最小(1977年)为20.9万t。多年平均含沙量 $0.691\text{ kg}/\text{m}^3$ ,日平均含沙量最大为 $119\text{ kg}/\text{m}^3$ ,最小为 $0.0003\text{ kg}/\text{m}^3$ 。水沙在年内分配:汛期(6~9月)来水量占全年来水量的 $55.7\%$ ,来沙量占 $89.4\%$ ;5~10月来水量占全年来水量的 $75.5\%$ ,来沙量占 $98.2\%$ 。这种来水来沙的不均匀性,为水库排沙提供了有利条件。悬沙矿物分析结果,石英、长石、角闪石、黑云母的含量占 $98\%$ 以上,其中石英、长石各占约 $40\%$ 。泥沙的形状,主要为棱角状和半棱角状,这对高水头水轮机的磨损将是比较严重的。闸址区河床质为漂卵(碎)石夹粗沙,其平均粒径为 $28\text{ cm}$ ,大者达 $0.5\sim 3\text{ m}$ 。

## 二、拦河闸坝布置

### 1. 建筑物布置

拦河闸坝自右至左为高、低进水闸段,小孔冲沙闸段,溢流坝段,大孔冲沙闸段,挡水坝段,均为混凝土或钢筋混凝土结构。闸顶高程为 $1370.0\text{ m}$ ,大、小孔冲砂闸底板高程按枯水期河槽的平均高程定为 $1354.0\text{ m}$ 。最大闸高为 $21\text{ m}$ ,闸坝轴线折线总长度为 $162.89\text{ m}$ 。

紧接右岸进水闸的河床布置两个小孔口冲沙闸,以扩大进水口前的冲沙范围。为节省冲沙流量,尽量减小孔口尺寸,故孔口宽度以可能过闸最大粒径的 $2\sim 3$ 倍计算,采

用 2.5 m, 高度为 4.0 m, 即孔顶高程比进水口底板高程低 1.0 m。每孔设平板检修闸门和弧形工作闸门。枯水期关闭闸门抬高库水位至 1369.5 m 蓄沙运行; 洪水期降低库水位至 1363.50 m 由闸门控制流量进行冲沙, 作为经常冲沙之用(高低两个运行库水位的确定详见下节中的冲沙运行方式)。多年来运行实践表明此小孔冲沙闸的冲沙效果甚为良好。

溢流坝堰顶高程为 1363.5 m, 即为洪水期降低水位冲沙运行时的正常水位高程。溢流前缘长 6.0 m, 坝段长 9.0 m, 坝底宽 25 m, 坝高 20 m。溢流孔设平板露顶工作闸门。枯水期关闭闸门抬高库水位运行; 洪水期降低库水位运行, 闸门全部开启成为开敞式溢流堰, 以排泄漂浮物及自动调节水位。

溢流坝段左边布置两个孔口宽 6.0 m 高 11.0 m 的大孔口冲沙闸。闸底宽 25 m, 高 20 m。每孔设平板工作闸门, 共用一扇平板检修闸门。其作用为宣泄洪水流量, 并在常年洪峰期进行溯源冲刷之用。溢流坝和大孔冲沙闸的相对位置, 以使闸下水流扩散均匀, 下游水流不出现折冲为条件, 经水力模型试验后确定。在河床各泄水建筑物的上游布置长 15.5 m 的铺盖, 下游设置长 32.0 m 的护坦。护坦的长度及其平面、立面型式, 和下游两岸导墙的布置均经下游动床冲刷水力模型试验方案比较后确定。

## 2. 基础防渗

首部枢纽除右岸高、低进水闸基础为花岗岩外, 其余均位于第四纪松散堆积物上, 河床覆盖层总厚度 15~25 m, 按地质特征分为五层, 各层颗粒大小悬殊, 结构极不均一, 且有局部架空现象, 故采用全封闭式混凝土防渗墙。因本工程利用右岸低引水明渠作施工导流明渠, 截流后河床部位的施工时段仅有 5 个月, 而基坑开挖及混凝土浇筑强度较大, 为减少施工干扰, 河床部位的防渗墙布置于上游铺盖下, 距闸坝体上游边 14 m, 距铺盖前缘 1.5 m。左岸防渗墙则布置于混凝土重力坝坝踵下, 距坝体上游面 1.5 m。防渗墙全长 95.6 m, 墙厚 0.8 m, 最大有效深度为 21 m, 截水面积为 2450 m<sup>2</sup>。两岸坝肩接头为岩石基础, 采用单排水泥灌浆帷幕, 灌浆总进尺为 960 m。

## 3. 防冲抗磨保护措施

1965 年建成的南垵河二级电站(即石棉电厂)的首部枢纽汛期冲沙时, 有大量推移质过闸, 并夹有粒径为 20~30 cm 的卵石, 随水流滚跃下泄, 致使闸底板、闸前铺盖和闸后护坦表面受到严重冲击磨损破坏, 汛后曾进行了大规模的修复工程并设置了防冲抗磨保护。此后历年陆续在护坦表面作多种抗磨材料的实验, 进行长期的抗冲击耐磨观测。

本电站防冲抗磨设计从两方面考虑: 一方面合理布置水工建筑物形成良好的过流边界条件, 使含沙水流平顺过闸; 另一方面总结了二级电站各种抗磨材料的性能, 选择抗冲击耐磨性能好, 施工简便, 造价低廉的材料; 同时对冲沙建筑物过流表面按其重要性、冲沙频繁程度和易受冲磨破坏的部位、维修条件等分区选择不同的抗磨材料。以及确定各部位的防冲抗磨保护范围和方法。如大、小孔冲沙闸的底板及闸墩迎水面高 1.6 m 范围内均采用 20 mm 厚的锰钢板护面; 小孔冲沙闸上游铺盖采用花岗岩条石护面, 弧形导沙坎侧壁采用高 1.5 m 厚, 12~16 mm 的锰钢板衬护; 下游护坦表面采用废旧重型钢轨作保护, 钢轨顺水流方向排列, 钢轨之间的空腔用 500<sup>#</sup> 抗磨混凝土填实; 大孔冲沙闸上游

铺盖采用花岗岩条石护面,下游护坦长22 m的斜坡段采用500°抗磨混凝土护面,护坦末端长10 m的水平段表面采用废旧轻轨保护。本工程运行五年来防冲抗磨效果良好,迄今尚未进行过修补。

### 三、引水防沙系统的布置

南垭河是多泥沙的山区性河流,河床坡降大,洪峰历时短,一遇暴雨陡涨陡落,中小流量历时长。对于引水防沙的枢纽布置,冲沙的分流比愈大,冲沙效果就愈好。而本电站的发电引用流量大,三台机组共 $54 \text{ m}^3/\text{s}$ ,大于 $37.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 的多年平均流量。在中小流量时期,既要引用尽可能多的流量去发电,又要满足冲洗闸前底沙和沉沙池内沉积的悬沙所必需的流量,以使不因泥沙淤塞而造成停发电。因此首部枢纽布置中,把解决好引水防沙问题作为主要矛盾来研究。为此,在初步设计阶段,先后进行了两次系统的首部枢纽整体水力模型试验(模型比尺为1:40),详见本院研究所1971年5月“首部枢纽水力模型试验报告”及次年5月“首部枢纽水力模型试验补充报告”。推移质泥沙无实测资料,仅依据二元水槽试验成果提供的各级流量的输沙率以及相应的最大起动粒径资料,作为动床试验的来沙条件进行冲、防沙试验。河床质级配曲线由现场取样确定。并选用1965年(中水年)的水文资料,按全年逐日平均流量过程线于库尾进行加沙试验(以下简称全年加沙试验),以充分体现一年中洪、枯水期库区与下游河道泥沙冲淤循环的全过程。该年年平均流量为 $39.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ,全年内小于电站引用流量共有260天(1~5月和11、12月,共7个月均小于电站引用流量,6~10月5个月中有49天小于电站引用流量)。可见,在水量分配上既要满足冲、防沙,又要多发电,两者的矛盾十分突出。现综合先后两次模型全年加沙试验成果,从引水防沙的结构布置和冲沙运行方式两方面分述。

#### 1. 引水防沙结构布置

闸址区河段右岸较为平直且山势高耸,故于右岸顺河布置侧向进水口,取水角为 $79^\circ 30'$ 。紧靠进水口的主河槽布置两个宽2.5 m高4.0 m的小孔冲沙闸段,形成侧向取水,正向冲沙的结构布置。其特点是:小孔冲沙闸底板高程按枯水期河槽的平均高程选定,进水口槛高出其5 m,在小孔冲沙闸的上游于孔口两侧设弧形导沙坎形成两个宽2.5 m的弧形冲沙槽,导沙坎的顶高程低于进水口底板1.0 m,以闸前冲沙漏斗的范围确定进水口宽度为9.0 m,进水口平均流速达 $1.93 \text{ m/s}$ ,采用两道粗格拦污栅轮换起吊清污。这是第一道防线,以解决进水口前的“槛前清”。由于进水口的分流比较大,流速也大,只靠一道防线排掉全部底沙存在一定困难。因此在进水闸后的引渠段设置第二道防线处理带入进水闸的少量小粒径底沙。

对第二道防线的结构布置,曾在模型中进行过设有底部导流板和设有弧形导沙坎的排沙闸等方案的比较试验,均因效果不佳而被淘汰,最终选定在引水明渠桩号为(引)0+068.5 m处设排沙底孔廊道方案。该底孔底高程低于引水明渠底高程2 m,以1:3的斜坡衔接,形成2 m高的拦沙坎,于坎底沿7 m渠宽分布四个进沙底孔(孔口尺寸:高

均为 40 cm, 宽 75~55 cm) 汇入横向廊道, 将底沙排至河床。其优点在于可沿渠道全宽拦截底沙, 能适应不同流量的变化, 排沙效果显著。廊道按沿程变量流的有压廊道设计, 用厚 16 mm 的钢板衬护, 出口设宽 1 m 高 0.75 m 的平板闸门。

第一道防线在冲沙分流比大于 0.4 时排除的底沙可达 98%, 小于 0.4 时排沙能力以抛物曲线型式迅速降低。一、二道防线联合工作后, 排沙效果显著提高, 排除的底沙均可达到 99.5%。至于悬沙的沉降与冲洗任务则由沉沙池去完成。经多年运行实践表明, 进水口的引水防沙效果良好, 但在洪水期树枝杂草等浮渣甚多, 常堵塞进水口拦污栅。故电厂在进水口增设了清污机。当污物来量超过清污机能力时, 还配合排污措施, 效果好, 基本上解决了本电站汛期的排污问题。

## 2. 冲沙运行方式

在第一次模型全年加沙试验时, 库水位控制在正常水位 1 363.5 m 运行。为了引用尽可能多的流量发电, 曾采用当河道流量大于电站引用流量和必需的冲沙流量时, 小孔冲沙闸为连续冲沙; 当河道流量小于电站引用流量时则为间歇冲沙的运行方式。这种运行方式存在两个难以解决的问题: 一是间歇冲沙时, 为满足冲沙流量必须减少发电流量, 并且间歇周期很短, 不到一天就要冲一次, 加之来水来沙条件变化极大, 准确的间歇时间很难确定, 必将造成运行管理方面的困难。二是间歇冲沙时, 大量泥沙集中下泄, 闸门一经关闭, 泥沙在下游河道和闸后护坦上淤积, 几经循环, 愈淤愈高, 致使冲沙闸失效。经分析研究后, 改用“固体径流调节”运行方式, 即当河道流量小于  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  时, 抬高库水位至 1 369.5 m, 将泥沙储存在库内; 当河道流量大于  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  时, 降低库水位至 1 363.5 m 进行溯源冲刷运行。按此运行方式又做了第二次模型全年加沙试验, 试验结果表明这种高、低两个库水位运行方式的优越性: 第一, 在保证发电流量的前提下, 能达到库区的年内冲淤平衡并合理调配泥沙出库, 解决了中小流量期间水量分配上的尖锐矛盾和冲沙闸下游泥沙淤积的问题。第二, 库水位为 1 369.5 m 时, 有效库容约  $75\,000 \text{ m}^3$ , 可作为事故调节库容。当上游梯级引水式电站的厂房, 因突然事故断水而从闸首放水时, 其流程约 10 km, 流量一时衔接不上的情况下, 可保证本电站一台机组发电所需之调节库容。第三, 高、低库水位相差 6 m, 为了利用此 6 m 水头, 在原低进水闸、低引水明渠至沉沙池沿程的内墙边坡开挖空间上, 增设高进水闸及高引水渠道以增加电站出力。第四, 高引水系统可作为低引水明渠及沉沙池的检修备用。通过多种方案比较和多次模型试验验证, 多泥沙山区性河流引水防沙的任务, 只有将引水防沙结构布置与冲沙运行方式结合起来, 才能既多引水多发电, 又可获得最佳的冲防沙效果。

为避免高低水位轮换次数频繁, 运行操作复杂, 并使高渠出口水流跌落而夹带气泡现象的机会增多, 在技施设计阶段, 根据冲沙运行要求和当时现场的实际情况, 确定水库运行方式以洪、枯水期为分界。枯水期 (11~5 月) 抬高库水位至 1 369.5 m 蓄沙运行; 洪水期 (6~10 月) 降低库水位至 1 363.5 m 冲沙运行, 当洪峰之间的流量小于电站引用流量时, 根据来沙情况, 必要时应减少发电流量以保证所需之冲沙流量。上述洪枯水期的时段的划分是按平水年的水文资料确定的, 对于丰水年或枯水年尚可作适当的调整。本电站自投产运行以来, 均按枯、洪水期高、低两个库水位运行, 取得了良好冲

冲防沙效果和显著的经济效益。

#### 四、高、低渠道布置

当洪水期降低库水位冲沙运行时,水流由低进水闸经低渠道及沉沙池进入隧洞。低进水闸和低渠道的设计引水流量为  $78 \text{ m}^3/\text{s}$  (其中发电流量为  $54 \text{ m}^3/\text{s}$ , 引渠排沙廊道冲沙流量为  $5 \text{ m}^3/\text{s}$ , 沉沙池冲沙流量为  $19 \text{ m}^3/\text{s}$ )。低进水闸为胸墙式, 正常库水位按开敞式进水闸设计, 胸墙前设一平板检修闸门, 胸墙后设弧形工作闸门。闸门的开度控制引水流量。低引水明渠为宽  $7 \text{ m}$ 、总长为  $152.5 \text{ m}$  的矩形渠道, 在桩号(引)  $0 + 068.5 \text{ m}$  排沙廊道以前过水流量为  $78 \text{ m}^3/\text{s}$ , 渠内正常水深为  $4.59 \text{ m}$ , 渠道糙率采用  $0.017$ , 相应底坡为  $0.0007$ 。当排沙廊道冲沙运行时, 其后的渠道过水流量为  $73 \text{ m}^3/\text{s}$ , 相应的渠内水深为  $4.36 \text{ m}$ , 平均流速为  $2.39 \text{ m/s}$ 。低引渠下接沉沙池, 在沉沙池出口闸的下游与高渠道出口交汇成宽  $11 \text{ m}$ , 长  $61.503 \text{ m}$  的引水明渠紧接引水隧洞。

枯水期(11~5月)抬高库水位至  $1369.5 \text{ m}$  蓄沙运行时, 因历年各月的平均流量均小于两台机组引用流量  $36 \text{ m}^3/\text{s}$ , 故高进水闸及高渠道按两台机组的引用流量设计。高进水闸为开敞式, 设一弧形露顶闸门。水流自高渠出口汇入沉沙池出口闸下游的引水明渠进入隧洞。为防止高渠右侧边坡崩塌并做好排山洪的措施, 除对高边坡(一般高达  $40 \sim 70 \text{ m}$ ) 进行认真处理外, 于高渠道顶部加设盖板, 形成封闭箱涵型, 按钢筋混凝土的单跨门型钢架设计。在渠底的内墙混凝土内设置横向排水孔, 以排除内坡积水。当库水位从低水位抬高至高水位运行的过程中, 隧洞进口前水位亦相应抬高, 所以在高渠道充水时, 其末端水流最大跌落  $5.8 \text{ m}$  而产生旋滚, 使得水流夹带大量气泡, 有的在隧洞进口前逸出水面, 有的则被夹带至洞内。因此, 又进行了沉沙池包括高渠道的  $1:30$  整体模型试验(详见本院科研所 1977 年 7 月“沉沙池配水及防止隧洞夹气的模型试验报告”)。通过试验除改善了高渠末端与沉沙池出口闸下游交汇处至隧洞进口前的引水明渠边界条件, 使水流平顺外, 并在高渠末端设置三道消能静水格栅, 水面波动显著减少, 流速分布有所改善, 水流夹带气泡现象也显著减少, 随着隧洞前的水位升高, 夹气现象即行消失。本工程为适应高、低两个库水位运行, 因地制宜地采取高、低渠道布置, 这在国内还属首创。

#### 五、沉沙池布置

根据南瓜桥水文站对悬沙的测验资料中选出 1969 年 6 月 28 日实测断面平均颗粒级配曲线作为设计沉沙池的基本数据, 其河道流量为  $115 \text{ m}^3/\text{s}$ , 含沙量为  $12.9 \text{ kg/m}^3$ , 粒径大于  $0.25 \text{ mm}$  的泥沙占  $46.5\%$ , 最大粒径为  $3.51 \text{ mm}$ 。

沉沙池的主要尺寸系根据  $d = 0.25 \text{ mm}$  颗粒泥沙的沉降保证率为  $80 \sim 90\%$ 、池中平均流速不大于  $0.4 \text{ m/s}$ 、并保证冲沙廊道所需之水头及其出口不被河水淹没等条件确定的。鉴于沉沙池系布置在右岸狭窄的阶地上, 内靠高山, 外临河床, 为减少高削坡的开

挖量, 应尽可能的减小池宽。为此对各种不同池宽方案进行技术经济比较后, 选定工作段池宽为 26 m, 相应池长为 103 m。

沉沙池总长 179.922 m。在低引水明渠末端设一沉沙池进口平板露顶闸门, 下接长 45m 的扩散段, 其宽度由 7 m 扩至 26 m, 该段内设有四条分流墩, 与工作段首端四个整流栅墩相联接, 每跨设两道细格拦污栅, 起整流和拦污作用。悬沙沉降保证率计算值: 粒径  $d \geq 0.25\text{mm}$  者为 82%; 粒径  $d \geq 0.1\text{mm}$  者为 66%。泥沙沉降率的模型试验成果表明, 各种不同比重的模型沙进入沉沙池的有害粒径  $d \geq 0.25\text{mm}$  的沉降保证率为 81~88%, 符合设计要求(详见本院科研所“沉沙池泥沙沉降率试验报告”1978年12月)。工作段下游为长15m的收缩段, 宽度由 26 m 缩至 7 m, 紧接设有胸墙的出口闸段, 设有双向止水平板潜孔闸门。沉沙池经多年运行实践表明, 悬沙沉降效果甚好, 但水流进入扩散段, 由于各分流墩间流量分配不均匀, 在右 1 孔栅前流速最小使泥沙大量淤积, 导致池中右侧顺右 1 孔以下均被泥沙淤积, 造成池底冲沙廊道盖板孔口被堵塞而失效。这是因为施工期对扩散段左侧边线放样有误, 当时施工在即, 未再做分流墩的配水试验, 只是将分流墩的位置做了相应的调整所致。对此问题有待通过原型观测分析后, 再修正分流墩的尺寸, 使配水均匀。

沉沙池的冲洗方式: 因沉沙池的布置受到场地限制, 工作流量大, 仅在洪水期运行, 故采用水力连续冲洗式单室沉沙池。即于工作段池底布置两段冲沙廊道系统, 每段沿池宽分布五条纵向支廊汇入横向总廊, 使沿程落淤泥沙经廊道盖板孔口进入廊道排至河床。冲沙廊道按分二段沉降, 分二段冲洗的原则进行设计, 使该段廊道系统仅负担本段沉降泥沙的冲洗任务, 这样可充分利用池中水头并达到节约冲洗流量的目的。经沉沙池泥沙沉降率的模型试验成果表明, 含沙水流进入扩散段以后, 因流速在较短的距离内发生较大的变化, 故有较多的粗颗粒泥沙落淤, 因此在扩散段内又增设了一个冲沙廊道系统, 这三段冲沙廊道系统的总冲沙流量共  $19.0\text{ m}^3/\text{s}$ , 为工作流量的 35.2%。各段总廊道出口均设  $0.8 \times 2.5\text{ m}$  的螺杆式平板闸门。

鉴于南埡河二级电站的沉沙池, 于 1965 年汛期, 曾因冲沙廊道盖板孔口被堵塞, 大量泥沙落淤池底, 只得以人工清淤, 颇费工时。故在设计本电站沉沙池时, 吸取了这个经验教训。除改进了廊道盖板进沙孔口的尺寸与型式外, 在沉沙池出口收缩段末端临河床一侧, 设置一个事故排沙闸。当冲沙廊道盖板孔口不论何种原因发生堵塞事故, 致使水力连续冲沙失效时, 即可控制沉沙池进口闸门, 降低池中水位, 利用急流将淤积的泥沙经事故排沙闸冲排至下游河道, 以迅速恢复冲沙廊道连续冲沙的作用。此时, 水流由高进水闸经高渠道引进隧洞发电。对池内事故沉积泥沙的冲洗计算表明, 假定起始断面的泥沙沉积高度为 1 m, 全池淤沙容积约为  $3000\text{ m}^3$ , 当池底正坡为 0.0162、冲洗流量为  $30\text{ m}^3/\text{s}$  时, 净冲洗仅需 1.2 小时, 在沉沙池模型试验中, 曾用一般河沙 ( $d = 1.0 \sim 1.5\text{ mm}$ ) 铺于池内, 沙面高出棱体 1 m, 沙面坡降平行于池底坡, 泄放流量  $30\text{ m}^3/\text{s}$ , 事故排沙闸闸孔前缘水流顺畅, 池内无壅水, 淤沙能迅速被冲走。由于模型沙不相似, 故只作为定性的验证。若冲沙流量加大, 则闸孔前壅水, 其冲沙效果并无显

(下转 9 页)



产值 4 284.4 万元、利润 2 875 万元、税金 692.4 万元、工资 56.5 万元、福利基金 4.3 万元、折旧 385 万元、共计 3 710.4 万元。

表 1

年 度	设 计 小 时	设计年发电量 (亿度)	实际发电小时	年实际发电量 (亿度)	达到设计能力 (%)
1983年	5450	6.5	2902	2.32	35.7%
1984年	5450	6.5	4683	5.62	86.5%
1985年	5450	6.5	5497	6.59	101.4%
1986年	5450	6.5	5007	6.01	92.4%
1987年1~9月				3.90	

$$\text{效果系数} = \frac{3710.4}{20999.1} \times 100\% = 17.7\%$$

电站运行 6 年后的产值可抵全部投资。

(3) 固定资产利率与资金积累率

$$\text{a. 固定资产利、税率} = \frac{3567.4}{18728.6} \times 100\% = 19.05\%$$

b. 资金积累率。1985 年底固定资产 18 583 万元，流动资金余额 85 万元，计为 18 668 万元，积累率如下：

$$\frac{3567.4}{18668} \times 100\% = 19.11\%$$

无论从固定资产利、税率或资金积累率均高于 1982 年全国电力工业的 14.5%。

综上所述，投资效果，是固定资产管理的核心，能迅速创造社会效益，增加国家资金积累，说明投资是有效的，能达到对投资效果的诸方面评价论证、进而证明设计是可行的，项目建设是成功的。

(上接 17 页)

著改善，故冲沙流量以 25~30 m<sup>3</sup>/s 为宜。本电站对水力连续冲洗式单室沉沙池增设事故排沙闸，形成两结合的水力冲洗方式亦为首创，此后已推广应用到其他电站上。此事事故排沙闸在运行实践中表明具有很大的灵活性。

本刊 1988 年 2 期勘误：

第 49 页正二行“比上年增长 21.3%”。应为“比上年增长 10.3%”，