

# 渭沱水电站枢纽几个问题的探讨

吴宪生 张积盛

(成都勘测设计研究院,成都,610072)

**摘要** 低水头枢纽具有闸坝低、库容小、下泄水流弗氏数低的特点,其枢纽的引水防沙和闸下游消能防冲问题较为突出,在通航河道上,还有船只过闸的问题。本文结合涪江渭沱水电站的水工模型试验结果,对枢纽布置的几个问题进行了探讨,供设计参考。

**关键词** 引水防沙 二次水跃 差动式消力坎

## 1 前言

渭沱水电站位于四川省合川县渭沱场上游1km涪江干流青竹垭处,为涪江流域总体规划中干流梯级开发的最末一级工程,其上游16.6km为安居水电站,下游23km为涪江与嘉陵江的汇合口。该工程河段平均河床比降为0.6‰,多年平均悬移质输沙量为2110万t,推移质输沙量为2.66万t。

渭沱水电站是以发电为主,兼有航运、养鱼等综合利用的枢纽,闸坝轴线选定在河流弯道的始端。总体布置从右岸起依次为船闸、电站厂房、三孔冲沙闸、11孔泄洪闸、溢流坝、接左岸阶地低堰,如图1所示。为了适当增加枯水期的发电水头及满足通航要求,该枢纽还布置了450余m长、顺直的电站尾水渠和下引航道,并使其伸入到下游河道的深潭处,尾水渠左边墙高出河床3m左右,高程为200.0m,尾水渠与下引航道间用一道隔墙分开。在闸上游,为满足电站取水口引水防沙的要求,利用取水口拦沙坎、右岸三孔闸及束水墙构成了冲沙槽,束水墙约高5m,顶高程为201.0m,该电站设计水头为8.5m,发电引用流量为460m<sup>3</sup>/s,装机容量为3万kW,多年平均发电量为1.63亿kW·h,该枢纽的最大发电流量为5930m<sup>3</sup>/s,最大通航流量

为4480m<sup>3</sup>/s,设计流量为25200m<sup>3</sup>/s(P=2%),校核流量为36800m<sup>3</sup>/s(P=0.2%),闸下基岩的抗冲流速为4.5~5.0m/s。

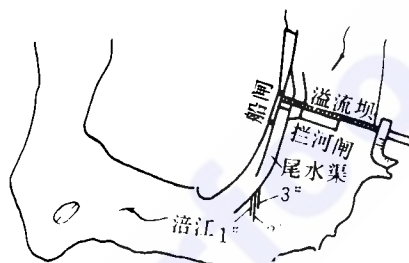


图1 渭沱水电站枢纽布置图

## 2 闸坝轴线的位置

渭沱水电站闸坝轴线选定在河流弯道的进口附近(见图1)。该处河床床面平整,拦河闸的底板均布置在同一高程上。为节省投资,在闸的左边布置了150m的溢流坝段,坝顶高程为206.0m。

试验发现,在14孔拦河闸全开的情况下,当河道流量小于8650m<sup>3</sup>/s、相应闸上游水位低于207.53m时,由于溢流坝段的阻水作用,闸上游主流区明显偏向河道右岸,使河道右岸流速较原河道增大,而河道左岸流速则减小;当河道流量大于8650m<sup>3</sup>/s以后,随着流量的增加,溢流坝段的阻水作用减小,闸上游的流速分布将很快接近原河道的流速分布;当拦河闸渲泄设计流量25200m<sup>3</sup>/s时,冲沙闸除右岸边孔因建筑物边界影响,导致过流量偏小外,其余两孔平均每孔过流量为

1 288m<sup>3</sup>/s 左右,而 11 孔泄洪闸平均每孔过流量 1 283m<sup>3</sup>/s 左右;在校核流量 36 800m<sup>3</sup>/s 情况下,上述过流量分别为 1 727m<sup>3</sup>/s 和 1 705m<sup>3</sup>/s。因此,仅从闸上游的流速流态来分析,将拦河闸布置在弯道进口附近,在闸后无泥沙淤积的情况下,拦河闸具有泄流流量均匀,水流平顺的特点。对枢纽泄洪是有利的。

但是,在库区冲淤平衡试验中,我们发现,在闸坝下游,由于枢纽下游是河流弯道,在弯道水流的环流作用下,推移质泥沙均向右岸(凸岸)运动;同时,电站尾水渠的左边墙又过低,仅 3.0m 左右,因此,泥沙大量翻过边墙进入电站尾水渠,仅一次洪水即将尾水渠填满,造成严重淤积。对此,经与设计部门协商,在不允许调整闸线位置及枢纽总体布置的条件下,将尾水渠左边墙加高至 6.6m 其值略高于在不受嘉陵江回水顶托影响时,闸址处两年一遇洪水 8 650m<sup>3</sup>/s 的水位 206.27m,以保证在出现两年一遇洪水的情况下,泥沙不会进入尾水渠。同时,为顺应河势,将尾水渠及下引航道的下游段均适当向右岸偏移,既减小边墙对水流的影响,又能将泥沙导入河道深槽处。进一步的试验发现,经修改后的布置,虽然泥沙不会直接进入电站尾水渠,但推移质泥沙沿尾水渠边墙运动,在尾水渠边墙的尾部接近河道深槽处,由于水深逐渐增加,输沙能力减弱,泥沙淤积高程可达 199.7m 左右。同时,由于尾水渠里的流速较小,仅 1.0~1.8m/s,冲沙能力较弱,沿尾水渠边墙运动的泥沙即在尾水渠出口形成一道拦门沙坎,高程可达 198.0m 左右,较渠底高程 191.13m 高出 7m 左右,仍不能满足电站运行和通航的要求。

上述试验表明,仅仅是将尾水渠边墙加高的方案,是不能解决泥沙影响发电和通航的问题,而必需采取相应的整治措施,将泥沙导离尾水渠边墙送往下游,以避免泥沙在尾水渠出口形成淤积。对此,在尾水渠桩号 0+

418.7 处的边墙外侧,布置了长 85m、高程为 200.0m 的 1<sup>#</sup>导沙坎,导沙坎与边墙呈 45° 夹角,经试验由于该处水流流速不大,导沙坎前的螺旋流十分微弱,不足以在坎前形成完整的“清带”,尾渠出口的拦门沙坎仍然存在。故在 1<sup>#</sup>导沙坎上游 14.0m 布置了长 120m、高程为 198.0m 的 2<sup>#</sup>导沙坎。在两导沙坎之间形成了排沙槽,导沙效果有了明显的改善,但排沙槽的排沙能力仍显不足。因此,在 2<sup>#</sup>导沙坎上游 10.0m 又平行布置了长 80.0m、高程为 197.0m 的 3<sup>#</sup>的导沙坎,由此形成两个螺旋流排沙槽,其示意图见图 1。在汛期,随着流量的增加,拦河闸门不断开启,从上游库区冲刷下来的泥沙也迅速增加。开始,下泄泥沙经 2<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>导沙坎形成的排沙槽排往下游,随上游来沙强度的增加,当该冲沙槽的排沙能力不足以导走所有来沙时,则将逐渐被泥沙淤满,而 1<sup>#</sup>、2<sup>#</sup>导沙坎所形成的排沙槽即可发挥作用。随着河道流量的减小,闸门逐渐关闭,闸上游泥沙将淤积在库内,而下泄的清水将把 2<sup>#</sup>、3<sup>#</sup>导沙坎之间的淤沙冲洗干净,以备下一次发挥作用。经过两个排沙槽的配合作用,沿尾水渠边墙运行的泥沙均被排往下游,拦门沙坎消失,基本上解决了推移质泥沙在出口淤积严重的问题。经过多年的冲淤试验,在汛末,排沙槽内均能保持不淤。

值得指出的是,由上述三条导沙坎所形成的排沙作用,相当于一个小型泥沙固体径流调节措施。当来沙量小时,能完全被导走;随上游来沙量增加,来沙则一部分淤积,一部分被导走,当上游来沙量很大时,排沙槽可能失效。因此,该方案仅适用于年推移质输沙量为设计部门提供的 2.66 万 t 左右的情况。如果上游来沙量大于设计值很多时,排沙槽可能因排沙能力不足而失去作用,泥沙将翻过各导沙坎,但在汛期末,通过冲刷,排沙槽能恢复其原状。可见,在凸岸一侧布置尾水渠等,防沙整治是非常困难的,效果也不十分令人满意。

在河流弯道环流的作用下,泥沙向凸岸运动,并在凸岸形成淤积<sup>[1]</sup>是不可避免的。渭沱水电站将闸坝轴线选定在弯道的进口,使尾水渠出口处在弯道的凸岸,导致防沙整治措施极为复杂。如将尾水渠向右岸偏移,不仅增加了工程的开挖量,而且不能从根本上解决出口淤积的问题;如果不改变枢纽的布置形式,将尾水渠边墙加长至弯道末端,以避开弯道环流的影响,则将修建一条很长的尾水渠;如果改变枢纽的布置形式,将电站及船闸布置在河道的左岸,则欲获得相同的发电水头,仍需修建一条较长的尾水渠,必然大增加工程量。因此,对于这类布置的低水头枢纽,将闸线选定在河流弯道进口附近,虽然具有拦河闸过流均匀的优点,但同时必将带来防沙整治的困难,一旦整治措施出现问题,将直接影响枢纽的长期效益,甚至出现停电或断航的危险,故 闸坝轴线定在弯道进口附近不宜作为设计部门的首选方案。

### 3 船闸的布置

在有航运要求的河道上兴建水利枢纽,通航问题占有相当重要的地位。渭沱枢纽的船闸和电站均布置在河道的右岸,船闸靠岸边,电站紧靠拦河闸,其间用一条长 240m 左右的导墙将船闸与电站分开,以便在运行中互不干扰,其布置如图 2 所示。这种将上引航道与电站取水口分开的布置形式,对电站和船闸的运行都是有利的。因为船闸和电站的工作条件不同,船闸在运行时所需流量甚少,其上引航道内水流的流速几乎接近于零,而电站发电时,引用流量较大,则必然随水流带入一些泥沙,这些泥沙在引航道内沉积下来,将影响航道的畅通;其次,由于电站取水口为满足引水防沙的要求,在取水口前沿经常需要较高的流速“束水攻沙”,将电站布置在紧靠拦河闸的地方,可利用闸门开启时形成的局部较高流速来冲沙,以达到“门前清”的要

求;再其次,由于引航道在运行中,要求口门区的流速不能过大,且流速流态不会因枢纽运行方式的改变而发生较大的变化,将船闸布置在电站外侧,并使上引航道口门区远离拦河闸,能在很大程度上减小取水口前沿冲沙和拦河闸开启时,对上引航道口门区流速流态的影响。因此,这样的布置形式可使船闸和电站彼此独立、互不干扰,既有利于电站引水防沙,又有利于船闸通航。

在水库冲淤平衡条件下,由于左岸溢流坝段的影响,枢纽上游河道左岸的泥沙淤积明显高于右岸,使原来的复式河床变成了单一的河槽,主槽偏右岸,在右岸形成主流区,其流速较原河道有所增大。当河道流量为  $2000\text{m}^3/\text{s}$  时,原河道右岸的水位为 200.49 m、流速为 2.3m/s 左右,而在拦河闸全开、冲淤平衡后的水位虽然升高为 201.91m,但流速却可达 2.8~3.0m/s;在最大通航流量  $4480\text{m}^3/\text{s}$  的情况下,原河道右岸的水位为 202.55m,最大流速为 3.0m/s 左右,而建闸后,在库区达冲淤平衡、闸门控制水位为 206.6m 的条件下,上引航道口门区的最大流速仍达 2.7m/s,与原河道流速相差无几,这表明,在该种枢纽布置条件下,左岸溢流坝对闸上游泥沙淤积形态及中小流量水流流态的影响是较大的。这时,要减小闸上游库区引航道口门区的流速,靠局部修改上引航道的布置是不行的,只有通过适当降低通航流量的标准,或者适当增加闸门孔数、增加全开闸冲沙次数,以便降低库区泥沙淤积高程、改变淤积形态等方法,才能达到减小引航道口门区流速的目的。在最大通航流量已定的情况下,是增加闸门孔数,还是增加全开闸冲沙次数,就是一个经济比较问题。增加闸孔,则将增加工程的一次性投资,而多开闸冲沙,在冲沙期又必须停电和停航,则将影响枢纽的长期效益。因此,对于这类具有通航要求的闸坝结合枢纽,在设计中,对拦河闸孔数的选择就不能仅以满足枢纽泄洪要求为准,而还应结

合枢纽的排沙方式、最大通航流量时库区流速的大小及其分布来考虑,以免出现在正常运行条件下,引航道口门区流速过大而不利于通航的情况。

渭沱枢纽的船闸上引航道在原布置中,为了减少岸边的开挖,较靠近河心,并正对主流,其口门区占据了部分主河槽,当主流区的较大流速与上引航道内的静水体相遇时,必然形成绕流,从而在上引航道的进出口出现较大的横向流速,其值达  $0.7\text{m/s}$  左右,同时,由于外部水流的带动作用,在上引航道内产生较大的回流,流速达  $1.1\text{m/s}$  左右,与通航要求的横向流速小于  $0.25\text{m/s}$ ,回流流速小于  $0.4\text{m/s}$  相距甚远,此外,还引起整个上引航道内的水体往复振荡,最大水位振幅可达  $1.8\text{m}$  左右。可见其原因均是由于上引航道口门区前流速过大所引起的,只要降低水流流速,就能从根本上改善上引航道的流态。对此,在不改变枢纽布置的条件下,将上引航道及其口门区的岸边进行了适当削坡,使上引航道尽可能地靠向岸边,以避免主流的影响。同时,在闸上游右岸  $688\text{m}$  处设置了一道挑流丁坝,该丁坝长  $37\text{m}$ ,与坝轴线方向呈  $40^\circ$  的夹角,顶高程为  $208.0\text{m}$ ,略高于库区最高运行水位  $207.78\text{m}$ 。在坝的顶部,以间距为  $4\text{m}$ ,开了一系列高  $4.5\text{m}$ 、宽  $1.5\text{m}$  的贯通槽,形成下部不过水,而上部过水的梳齿挑流丁坝,以达到既能挑流,减小丁坝下游引航道口门区的流速,又能在丁坝后不出现回流的目的,大大改善了通航条件。水工模型和船模试验结果表明,在船闸的正常运行中,上引航道内的水位振幅一般小于  $0.5\text{m}$ ,回流流速一般小于  $0.4\text{m/s}$ ,在各种通航流量下,可以通过对运行水位的适当调整来满足安全通航的要求,而且,冲沙闸的开启与否对上引航道口门区的流速流态影响不大。可见,船闸上引航道贴岸布置,设法减小口门区前的流速,对改善上引航道的流态具有明显的效果。

#### 4 取水口前沿的引水防沙布置

低水头枢纽的闸坝较低,由此而形成的淤沙库容极其有限,泥沙的淤积将很快到达闸坝前。因此,渭沱水电站枢纽在汛期流量大于  $5930\text{m}^3/\text{s}$  时,将全开拦河闸排沙,而且,在汛期河道沙峰到来时,也采用停电、停航、全开闸集中排沙,以减轻库区淤积,并留出部分淤沙库容,供今后使用,这对控制库区泥沙淤积具有显著的效果。但是,根据该枢纽的运行方式,全开闸停电、停航排沙的时段是不多的。如在中水年的 1976 年,仅一天多,不一定具有足够的冲沙能力,而且在枢纽的运行中,还可能由于某些原因没有足够的排沙时间,这就要求取水口前沿应具有相应的防沙措施和足够的排沙能力,以满足取水口引水防沙的要求。

渭沱枢纽以三孔冲沙闸、电站取水口前的拦沙坎和束水墙组成了冲沙槽,原布置的束水墙长  $127\text{m}$ 、顶高程为  $201\text{m}$ 。模型试验发现,在三孔冲沙槽全开时,由于束水墙长度不足,束窄水流对取水口拦沙坎上游端的淤沙影响较小,而且束水墙的高度也太低,位于冲沙水位  $206\text{m}$  以下  $5\text{m}$ ,水流大部分沿束水墙顶部进入冲沙槽,其冲沙流速仅  $2\text{m/s}$  左右,无“束水攻沙”能力,槽内推移质大部分没有起动,在束水墙内侧出现长约  $100\text{m}$ 、宽约  $28\text{m}$  的堆积体,淤积高程达  $202.0\text{m}$  左右。因此,在修改方案时,将束水墙加长了  $35\text{m}$ ,使冲沙槽的槽口位于整个拦沙坎上游,使束窄水流足以影响整个取水口前沿;为了不影响枢纽在汛期的泄流能力,还将束水墙头部向河心移动了  $10\text{m}$ ,以便在拦河闸全开的条件下,束水墙的方向与水流方向一致。同时,对束水墙的高度也进行了分析研究,当束水墙较低时,由于墙顶沿程进流较多,冲沙槽内水流分散,流速较低,淤积的泥沙不能被完全冲走,拦沙坎前不能达到“门前清”的要求,在冲



沙槽的槽口附近尤其如此,当束水墙较高,甚至高出水面后,束水墙顶部进流减少或停止进流,冲沙槽内水流集中、流速加大,拦沙坎前沿的底部螺旋流作用也随之增强,虽然达到了“门前清”的要求,但对泥沙的扰动也加剧,可能致使较小的沙粒飞过拦沙坎进入电站前池。因此,冲沙槽内的冲沙流速过大或过小都是不利的。最后,经过模型试验确定,原127m束水墙的顶高程为205.0m,增加的35m束水墙顶高程为204.0m,在冲沙水位206.0m以下1.0~2.0m,布置如图2所示。试验表明,在冲沙闸全部关闭时,冲沙槽内只通过发电流量,槽内的平均流速仅0.6~0.7m/s,略小于电站前池流速,推移质及悬移质中的粗颗粒均可在槽内沉积,减少了过机泥沙数量;当三孔冲沙闸全开时,冲沙槽内

水流平顺、稳定,平均流速为3.5m/s左右,在电站拦沙坎前沿形成了较宽的无沙带,受水流扰动而飞进电站前池的泥沙极少,此时,电站的分流比为34%,而分沙比仅为0.47%,具有较好的引水防沙效果。

由此可见,在电站取水口前布置冲沙槽,对取水口的引水防沙是非常有效的,其束水墙的安排更是至关重要。一般来说,束水墙的方向应不影响枢纽的整体泄流能力,头部应超过取水口前沿,而高度则应视冲沙槽内的水流流速来确定,使槽内流速大于淤沙的起动流速,并具有足够的冲沙能力,而不要求束水墙顶必须达到或超过冲沙水位。此外,在必要时,还可在冲沙槽内设置一些导沙坎,使水流底部形成螺旋流,将泥沙导离取水口。

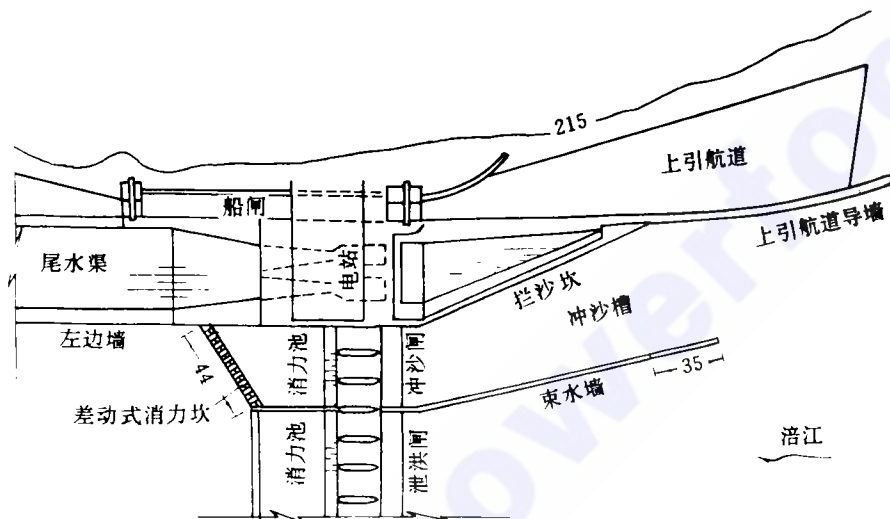


图2 船闸、电站、冲沙槽布置图

## 5 枢纽闸下游的消能防冲

涪沱水电站下游覆盖层约1.0m,基岩的抗冲流速为4.5~5.0m/s。拦河闸的工作闸门选用露顶式平面钢闸门,闸门顶高程仅高出闸上游最低运行水位0.5m,当河道流量增加时,拦河闸的全部闸门采用同步局部开启的运行方式,以避免闸门顶部漫水。在闸下

游,布置了长30m、深2.0m的消力池,并用一道隔水墙将冲沙闸与泄洪闸分开。

根据设计部门提供的运行方式,随着河道流量的增加,拦河闸同步局部开启,闸后水流分散,对下游的冲刷不甚严重,在设计和校核流量情况下的冲刷深度均小于7m,且冲坑最深点距消力池末端较远,贴壁冲深一般均小于3.0m。在溢流坝段的下游,由于坝下游水垫的影响,冲刷深度更小。因此,在一般正

常运行情况下,闸坝下游的消能防冲将不是问题。但是,在枢纽的运行中,由于电站取水口引水防沙的需要,有时需要全开冲沙闸冲沙,以使取水口前沿达到“门前清”的要求,此时,出闸水流集中,而一般闸下游水位较低、上下游水位差较大。因此,闸下游冲刷最不利的情况,将很可能发生在冲沙闸的下游。模型试验表明,当闸上游水位为 206.0m,仅三孔冲沙闸全部开启时,闸下游的冲刷最为严重。此时下泄流量约为  $1\ 350\text{m}^3/\text{s}$ ,出闸水流的水跃虽然产生在消力池内,但属于弱水跃,在消力池后还出现了二次水跃,其冲刷坑深度达 11m 以上,且冲坑最深点位于尾水渠边墙脚附近,严重影响了该边墙的稳定。

由于一般低水头枢纽都具有下游水位变幅大,下泄水流单宽流量较大且弗氏数低的特点,其底流消能的效率很低<sup>[2]</sup>。从尽量减小出消力池水流的单宽流量,使水流充分扩散以减小单宽能量的观点出发,渭沱枢纽首先将冲沙闸下游消力池末端的连续式消力坎改为差动式消力坎,消力坎齿与槽的高差为 1.0m,以使水流纵向扩散,消除消力池后的二次水跃。试验表明,消力池后的二次水跃消失了,对下游的冲刷有所减轻,但冲刷坑深度仍达 9.17m,且冲刷最深点就在尾水渠边墙脚处,仍不利于边墙的稳定。对此,又将该差动式消力坎改成斜向布置如图 2,使消力坎的长度由原来的 36m 增加到 44m。上述两项措施,既减小了出消力坎水流的单宽流量,并使水流在平面上向河心一侧散开,又使水流在水深方向上得以扩散,改善出池水流流态,增加的工程量也不大。在闸上游水位为 206.0m,三孔冲沙闸全开时,两种消力坎型式的闸下游冲刷情况见附表 1,可见,斜向差动式消力坎不但在较大程度上减轻了闸下游的冲刷,而且改变了冲坑最深点的位置,大大

减小了闸下尾水渠边墙附近的贴壁冲刷。因此,斜向差动式消力坎在低水头枢纽的冲沙闸下游具有一定的使用价值。

附表 1 闸下游冲深比较表

冲沙闸 开启数	连续式消力坎		斜向差动式消力坎		
	冲刷深 (m)	距边墙 (m)	冲刷深 (m)	距边墙 (m)	贴壁冲深 (m)
2	7.24	0	5.56	25	1.0
3	11.24	2	7.59	39	4.3

## 6 结 语

1. 在河流弯道上,低水头枢纽的拦河建筑物不宜布置在弯道的进口附近,对具有较长尾水渠或下引航道的枢纽尤其如此。

2. 在通航河道上,拦河闸坝型枢纽的闸孔数量不仅要满足枢纽泄洪的要求,而且还应与枢纽排沙的运行方式及通航要求进行综合经济比较,以确定合理的布置形式。

3. 船闸上引航道一般应尽量紧贴河岸一侧布置,以避免河道主流的影响。设法减小口门区前的流速,对改善上引航道的流态具有明显的效果。

4. 在电站取水口前沿布置冲沙槽,其束水墙的布置是至关重要的。束水墙的高度应视冲沙能力而定,不一定必须超出水面。

5. 斜向布置消力坎能在一定程度上减小闸下游的冲刷,并能调整冲刷坑的位置,对解决低水头枢纽下游的消能防冲问题,具有一定的使用价值。

### 参 考 文 献

- 1 钱宁、张仁、周志德,《河床演变学》,科学出版社,1989年4月
- 2 成都科学技术大学水力学教研室,《水力学》,人民教育出版社,1979年10月

(收稿日期:19930210,修改回日期:19931130)