

# 向家坝电站塑性混凝土防渗墙施工技术

黄灿新

(中国水电基础局有限公司,天津 301700)

**摘要:**在复杂覆盖层地质条件下,建造最深达 81.80 m 的特大规模的混凝土防渗墙,存在造孔、泥浆、混凝土和墙体连接等诸多方面的施工技术难题。通过采取相应措施,完成该项目并创造防渗墙施工月造孔 15661 m<sup>2</sup>、成墙面积 23820 m<sup>2</sup> 两项国内施工记录。

**关键词:**向家坝电站;围堰;塑性混凝土防渗墙;施工技术

**中图分类号:**TV543 **文献标识码:**B **文章编号:**1672-7428(2006)12-0022-04

## 1 工程概况

向家坝水电站是金沙江段最末一级电站,具有发电、通航、防洪、拦沙和灌溉功能,并为上级电站进行反调节。装机容量 6000 MW,年均发电量 307 亿 kWh。

施工采用分期导流,第一期先围左岸,在滩地上修筑一期土石围堰及其防渗体系,施工左岸非溢流坝段及冲沙孔坝段,留设 6 个导流底孔及宽 115 m 缺口。

一期围堰为 IV 级建筑物,挡水标准为全年 20 年一遇洪水,相应流量 28200 m<sup>3</sup>/s。分两期填筑。第一期开挖、填筑防渗墙施工平台,平台起止桩号 Q0-013.40~Q1+155.38 m,顶高程为 274.0 m,顶宽 30 m。防渗轴线与围堰轴线平行,距围堰轴线外侧 15 m,采用厚 0.8 m 的塑性混凝土防渗墙加墙下一排帷幕灌浆方案(局部段),其中防渗墙轴线长度 1168.78 m,最大深度 81.80 m,成墙面积 51788 m<sup>2</sup>,墙底嵌入基岩 0.5~1.0 m(全风化段入岩 3.0 m)。

防渗墙混凝土主要设计指标为:抗压强度  $R_{28} \geq 4 \sim 6$  MPa(墙高 > 30 m 时,  $R_{28}$  以 6 MPa 控制),初始切线模量  $E_0 = 500 \sim 700$  MPa(大值允许 1500 MPa),渗透系数  $K \leq i \times 10^{-7}$  cm/s。

## 2 工程地质条件

### 2.1 覆盖层

围堰位于砂卵砾石滩地上,基础由厚度不一的河床覆盖层组成,一般厚 30~40 m,最厚约 75 m,结构松散、组成不均一,主要成分为砂卵砾石,夹有崩塌堆积块石、砂壤土,砂层局部连续分布。通过前期

先导孔和防渗墙施工所揭示的地层情况从上到下分为 4 层:

(1) 人工填筑层,沿防渗轴线填筑宽 3 m 的砂壤土心墙,分层碾压,厚度 0~5 m,结构相对密实,局部夹砾石和卵石,其它以砂、卵砾石填筑;纵向段水下抛填 2.0~3.0 m 厚;

(2) 砂卵砾石层,厚 8~26 m,卵石含量约 70%,含细砂 20%~30%,中间粒径小,不均匀系数大,级配不良,卵石磨圆度较好,粒径主要在 6~20 cm,含少量 50~100 cm 的蛮石,母岩 50%~60% 为玄武岩、玢岩,还有石英岩、砂岩等,天然干密度一般为 1.76~2.11 g/cm<sup>3</sup>,松散~中密;渗透系数  $i \times 10^{-1}$  cm/s,为强透水层;

(3) 粉细~中粗砂夹少量卵砾石层,一般厚 2~15 m,最厚约 26 m,梭形分布于坝址上游,以细砂为主,局部含淤泥质土和少量砾石,属不良级配砂,天然干密度为 1.54 g/cm<sup>3</sup> 左右,中密,渗透系数  $i \times 10^{-2} \sim 10^{-3}$  cm/s,中等透水;

(4) 含崩(块)石的砂卵砾石层,全线分布在覆盖层中下部,最大厚度约 29 m,顶板高程一般在 230~250 m,突出特点是普遍含有块径不等的崩(块)石,且结构松散、架空现象严重,崩(块)石最大块径达 7.20 m,岩性主要为灰白色中细砂岩、细砂岩和少量石英砂岩,系两岸谷坡崩塌堆积形成,呈微风化~新鲜状态。

### 2.2 基岩

围堰地基为三叠系上统须家河组  $T_3^2$ 、 $T_3^3$ 、 $T_3^4$  岩组,总体倾向下游,倾角变化较大,基岩面在下游逐渐抬升,局部呈地质反坡。 $T_3^2$  与  $T_3^4$  岩组以中~

收稿日期:2006-03-03

作者简介:黄灿新(1969-),男(汉族),江西湖口人,中国水电基础局有限公司高级工程师、一级建造师,探矿工程专业,从事地基与基础处理工程施工与管理工作,天津市武清区雍阳西道 86 号,13820375522、(022)29362162。

巨厚状砂岩为主,岩石致密、坚硬,夹少量薄层泥质岩石透镜体。浅表层基岩主要为微风化,局部存在高倾角断层带,节理裂隙中等发育,坝址附近见少量全强风化带,层厚5~50 m,呈散粒状,完整性差,为Ⅲ~Ⅳ类,属中等透水。

### 3 防渗墙施工难点及对策

#### 3.1 工作量巨大,施工强度高

自2004年12月20日首批冲击钻机开钻至2005年6月8日,浇筑槽孔170个,历时5.5个月,浇筑成墙45218 m<sup>2</sup>,汛后完成22个槽段。分时段完成情况见表1。

表1 防渗墙分时段完成情况

时间分段	槽孔开挖/m <sup>2</sup>	浇筑成墙/m <sup>2</sup>
2004.12.20~2005.1.23	3633	
2005.1.24~2.23	7862	855
2005.2.24~3.23	9781	5055
2005.3.24~4.23	15075	10796
2005.4.24~5.23	10888	21346
2005.5.24~6.7	154	7653
2005.11.1~30	2535(不含回填层)	463
2005.12.1~31	1650	4550
2006.1.1~17	210	1070
合计	51788	51788

注:2005.4.1~30完成槽孔开挖15661.5 m<sup>2</sup>;2005.5.1~31完成防渗墙成墙面积23820 m<sup>2</sup>。此两项均为国内记录。

因开工较计划推迟近1个月、防渗墙工作量增加29.8%、最深槽深度增加26.8 m,以及深槽段均深达70.5 m、地层严重漏浆导致高效成槽设备不能规模施工等等原因,前期总体施工效率未能达到预期的目的,造成工期紧张、后期施工强度极大。

对此,将三钻两抓(铣)法的成槽施工方法调整为以冲击钻机为主、抓斗和铣槽机为辅的钻凿法和上抓下钻法(Ⅱ期槽段)。在地质情况基本摸清后调整成槽施工设备由54台套增加至144台套,并采取相应赶工期的措施。

#### 3.2 泥浆漏失与槽孔坍塌

因地层结构松散,孔隙率大,局部架空十分严重,造孔施工时出现大量泥浆漏失。据不完全统计,在防渗墙施工时发生240多次漏浆,共漏浆11500余立方米,消耗堵漏材料:53 t水泥、2600 m<sup>3</sup>粘土、200 m<sup>3</sup>砂石料、38 t膨润土、5.5 t锯末、2 t石灰和5000 m<sup>3</sup>泥浆。

施工严重漏浆部位主要在3个层面:一是原河床面上下处,因自然结构松散、船舶采砂、河床冲刷以及水下抛填等原因,在桩号Q1+082 m上游全线

分布一层深度在5~12 m的卵石架空层,极易发生泥浆渗漏和槽孔坍塌;二是在崩块石层顶部,因孔隙率大,块石堆积多,架空严重,此层极易发生泥浆突然大量漏失;三是崩块石层底部与基岩接触带。共拌制优质泥浆23.33万 m<sup>3</sup>,使用膨润土12454 t,纯碱557 t,其它外加剂76 t,每平方米防渗墙平均消耗泥浆4.50 m<sup>3</sup>。

泥浆漏失造成槽孔口坍塌和孔内埋钻,严重制约液压铣和抓斗发挥抓铣上部覆盖层的效率。

自2005年2月1日开始,投入11台套全液压跟管钻机和灌浆泵设备,对原河床线附近的漏失地层进行预灌浓浆。在未造孔地段采用跟管钻进技术成孔,孔距1.5~2.0 m,深度15~20 m,自下而上起拔套管时向管底地层灌注水泥膨润土浆液。通过回灌、充填,对松散砂卵石进行胶结。全线完成392个孔,灌浆5343 m,灌注水泥652 t,膨润土1339 t,冲砂200 m<sup>3</sup>,有效地减轻和预防了泥浆渗漏和塌孔。造孔时,根据泥浆漏失情况,采取随填粘土和二次投粘土等措施对地层进行挤密和堵漏处理,累计使用粘土9.8万 m<sup>3</sup>。

#### 3.3 崩块石层施工

覆盖层下部大量存在崩块石和崩块石层,块石坚硬致密。在崩石层中施工长方形的槽孔,其难度极大,尤其小墙劈打难度,槽孔孔斜率也难以有效保证。

针对先导孔和冲击钻揭露的块石和块石层,采取小口径钻孔爆破和定向聚能爆破方法进行处理,共采用钻孔预爆45孔次,聚能爆破200余次,使用乳化炸药1.66 t。

#### 3.4 深槽段施工

桩号Q0+067.7~282.30 m段,37个槽孔,轴线长度214.6 m,最深81.8 m,均深70.5 m,面积15123 m<sup>2</sup>,增加3514 m<sup>2</sup>,平均加深16.37 m,最大加深30.04 m。采取切实加强、重点解决的措施,集中经验丰富人员、性能优良和数量足够设备进行施工。

#### 3.5 施工干扰大

沿防渗轴线部位没有勘探孔,地质资料严重不足,导致防渗墙施工前期需进行大量的小口径先导孔施工,大部分地段实际地质情况相对设计图纸偏差较大,严重影响了防渗墙正常施工。另外,因工期紧、工作量大,投入设备多,交通道路和施工现场十分拥挤,左岸山体在同期进行大规模爆破开挖,相互干扰大。

## 4 槽孔建造

### 4.1 造孔设备

根据地层特点、配套设备工效、工期要求和工程量等因素选择造孔设备。前期,根据招标文件和三钻两抓(铣)法成槽方案,配置1台液压铣槽机、3台抓斗、30台冲击钻机和20台(套)冲击反循环钻机;在地质情况基本明朗后,需要赶工期,将成槽设备调整为137台冲击(反循环)钻机、6台抓斗和1台液压铣槽机,并相应增加其它配套设备,如接头管、拔管机和混凝土运输车等。

### 4.2 导墙建造

沿防渗轴线两侧构筑钢筋混凝土导墙,采用梯形断面结构,顶宽0.5 m,底宽1.10 m,高1.5 m。导墙之间以10 cm × 10 cm的方木或土体进行内支撑。

考虑需承受荷载,混凝土标号为C15,二级配,钢筋保护层厚度50 mm。

### 4.3 成槽施工

共划分为193个槽段,其中I期槽段长度6.40~6.80 m,II期槽段长度6.80~7.40 m,个别浅槽段调整为8.40~9.90 m,较浅和地质条件较好部位采用较大槽段长度。

针对基础地质特点,造孔工艺主要采用钻劈法和钻抓(铣)法。基本方案为三钻两抓法,即每个槽孔由3个主孔(II期槽为2个接头孔加1个主孔)和2个副孔组成;主孔孔径800 mm,采用冲击(反循环)钻机自上而下一成孔直至入岩0.5~1.0 m;副孔有效长度为1.2~2.0 m,采用抓斗或液压铣槽机开挖上部较小颗粒地层,遇到漂石、孤石或坚硬基岩时,改用冲击钻机钻劈。另外根据设备情况,部分槽孔采用了四钻三抓法。在未进行预灌浓浆前,因架空地层漏浆严重,基本仅可采用钻劈法施工,在大量填入粘土和堵漏材料后充填挤密槽壁地层,施工效率较高。副孔劈打时,部分槽孔利用接渣斗直接将较大颗粒钻渣捞出孔外;遇到崩块石时,利用钻孔预爆或聚能爆破进行处理,然后继续利用十字钻头冲击破碎成孔。冲击钻在砂卵石层、砂层、含崩块石层和基岩中的工效分别达到5.59、4.67、3.37和2.80 m/台日,抓斗和双轮铣在砂卵石层中各为42.73和147.09 m/台日,在砂层中为131.85和73 m/台日。

### 4.4 泥浆护壁与清孔换浆

施工轴线长且工期紧、地层复杂且成槽深度大,采用冲击钻进等造孔方法,均对护壁泥浆的性能提

出了较高的要求,为此选用优质膨润土(湖南澧县二级膨润土)拌制具有高粘度、低密度且泥皮韧、失水量小的优质泥浆。为有效堵漏,除大量采用现场附近的含砾粘土外,在局部试验采用掺加适量生石灰的措施以进一步提高稠度、降低浆液流动性能。

通过试验,新制膨润土泥浆密度控制在1.03~1.07 g/cm<sup>3</sup>,并适量掺加高粘度CMC后,马氏漏斗粘度可达30~44 s,失水量均小于3%,有利于孔壁稳定、提高工效和混凝土浇筑质量以及控制成本。在高峰期选用了部分四川三台、仁寿和内江等地产的膨润土,部分为人工钠基膨润土,存在失水量大或粘度低等问题。

槽孔终孔后,即开始清孔换浆。II期槽终孔后先进行接头孔的刷洗。清孔换浆主要采用抽筒配合泵吸反循环法,汛后完成的7个80 m深的槽段采用高压空压机和气举反循环法清孔,也取得成功,检测的含砂量≤1%。清孔换浆的目的是使泥浆含砂量低、泥浆粘度适宜两个方面保证混凝土浇筑质量;有时因地层或投入粘土的原因泥浆中粉粒含量会偏多,尽管含砂量低,也容易在浇筑时因水泥影响而絮凝,从而可能造成墙体裹沙或影响浇筑质量,因此需要适量更换槽孔内的泥浆,尤其是深槽孔。本项目一般以1/4~1/2的比例更换槽内泥浆,取得了较好的效果。

## 5 混凝土与浇筑施工

### 5.1 混凝土及配合比

#### 5.1.1 设计指标

坍落度:出机口200~240 mm,浇筑时180~220 mm(保持在150 mm以上的时间≤1.5 h);扩散度340~400 mm;抗压强度 $R_{28} \geq 4 \sim 6$  MPa;弹性模量 $E_0 = 500 \sim 700$  MPa(大值允许1500 MPa);渗透系数 $K \leq i \times 10^{-7}$  cm/s。

#### 5.1.2 塑性混凝土配合比(见表2)

表2 塑性混凝土配合比

设计强度 /MPa	水胶比	砂率 /%	1 m <sup>3</sup> 混凝土材料用量/kg					
			胶凝材料		水	砂	石	外加剂
			水泥	粘土粉				
4.0	0.85	50	178	80	220	886	886	1.550
6.0	0.76	50	211	80	220	873	873	1.744

在设计配合比时,考虑到用砂细度模数仅为1.7~1.9,石子级配不良和粘土粉品质等原因,选用三圣产缓凝型高效减水剂。

### 5.2 混凝土浇筑

采用泥浆下直升导管法进行浇筑。导管内径 219 mm, I 期槽孔布置 2 套导管, II 期槽孔布置 2 ~ 4 套导管, 导管间距  $\geq 4.0$  m, 距接头或端头 1.0 m。混凝土搅拌车运送混凝土卸入槽口储料——分料斗, 由其分流到各溜槽流入导管顶部料斗; 开浇时采用压球法开浇, 从底部最深的导管开始。导管底口距孔底 15 ~ 25 cm。开始浇筑混凝土前, 先在导管内注入适量的水泥砂浆, 并准备好足够数量的混凝土, 以使隔离的球塞被挤出后, 能将导管底端埋入混凝土 1.0 m 以上; 槽孔内混凝土面应均匀上升, 高差控制在 0.5 m 以内。混凝土面上升速度  $\leq 3 \sim 5$  m/h。

### 5.3 混凝土质量检测

#### 5.3.1 混凝土拌和物性能试验

槽孔浇筑过程中, 适时进行混凝土拌和物性能试验, 测试其坍落度、扩散度等指标。坍落度最大值 240 mm, 最小值 180 mm, 平均值 208 mm, 200 ~ 220 mm 之间试样数占 46.5%。

#### 5.3.2 硬化混凝土性能试验

汛前 170 个槽段共成型抗压强度试件 408 组, 渗透系数试件 29 组, 弹性模量试件 17 组(水科院试验)。抗压强度统计数据见表 3。渗透系数为  $(8.02 \sim 42.5) \times 10^{-8}$  cm/s; 弹性模量在 701 ~ 1118 MPa 间, 平均值为 905 MPa(全标距法)。

表 3 抗压强度统计数据

设计强度 /MPa	组数	平均值 /MPa	最大值 /MPa	最小值 /MPa	标准差 /MPa	离差系数
6.0	379	10.28	13.98	6.4	1.64	0.16
4.0	29	7.5	11.13	4.89	1.70	0.23

弹性模量是塑性混凝土的一项重要指标, 因塑性混凝土是较新型的墙体材料, 测试方法仍处于研究阶段。弹模测试方法有多种, 使用较多的是用百分表或者千分表测其变形。有关单位经大量实验和对比分析, 采用 300 mm 和 150 mm 标距的两种方法后认为标距为 300 mm 的测试方法较为客观, 其测试数据约为 150 mm 标距法的 1/4 ~ 1/5。

#### 5.3.3 墙体混凝土取心检测

共布置检查孔 17 个, 其中取心孔 14 个。从钻孔取心看, 采取率均在 95% 以上, 岩心呈柱状, 长度一般 200 ~ 500 mm, 最长 1.1 m, 质地较硬, 胶结紧密, 无明显蜂窝、夹泥或混浆现象, 共作注水试验 107 段, 渗透率均在  $10^{-6} \sim 10^{-9}$  cm/s 之间, 接头孔部位岩心结合紧密, 无夹泥。

## 6 墙段连接

采用接头管法进行槽段连接, 配合套打法施工。接头管法具有接头部位厚度等于墙宽、明显节省混凝土和造孔工时等特点。拔管机采用液压顶升式拔管机, 最大顶升能力 4000 kN, 接头管直径为 796 mm, 单节长度 5.7 m。本项目完成 91 个 I 期槽孔共 169 个接头孔的施工, 下设接头管总长 5857.0 m, 拔管后成孔 5017 m, 拔管后成孔率 85.65%, 最大拔管深度 61.50 m; 对接头管下部混凝土和未下管的接头, 则在混凝土浇筑完成 24 h 后采用套打法施工至终孔深度。

接头管法施工的关键在接头孔孔形、混凝土性能与浇筑速度控制以及起拔操作等方面。接头孔存在孔形弯曲或探头石均会影响接头管下设深度; 在覆盖层地质条件复杂而难以确保接头孔形时将接头管直径适当缩小至 700 ~ 720 mm, 以增加下设效率, 另外还需准确分析孔形情况, 确定最大可下深度, 据此指导下设。本项目因采用高效减水剂和细砂, 砂浆粘滞现象明显, 初凝至终凝间隔时间较短, 对接头管起拔较为不利。槽内混凝土上升速度过快, 将直接增加对接头管粘结力, 甚至流态混凝土会强烈冲挤管体致其弯曲, 从而严重影响接头管的正常起拔。前期施工时因扩孔现象严重, 端孔形不好及混凝土上升速度快等原因造成两套接头管分别在 55.6 m 和 23.7 m 处铸管。在严格控制有管段混凝土上升速度和管底与混凝土面高等关键措施之后起拔工作十分顺利。

接头管起拔受拔管机性能、混凝土性能与浇筑速度影响较大。因拔管机具有灵活微动功能、顶升能力巨大的优点, 且在接头底管设置可靠张开活门, 有力保证了起拔的正常操作。另外, 通过取样对比试验和反复修正初起拔时间确定最佳时间和脱管龄期, 也对起拔操作顺利和提高成孔质量起到重要作用。拔管时通过系统工作油压显示判断阻力大小, 并据此及时调整起拔速度, 将系统压力控制在适宜范围之内。起拔过程中, 还需经常观察接头管内浆面下降情况并随时补充泥浆。

## 7 结语

(1) 向家坝水电站一期围堰防渗墙建造在深厚而松散的覆盖层中, 地质条件十分复杂, 造孔成槽施工难度和强度巨大。施工中根据对地质情况的深入认识, 及时调整施工组织、造孔工艺与关键环节, 较

(下转第 29 页)

略不计,这在 1 号桩中有体现。但具体的定量评价还有待进一步研究。

(7) 笔者分析多个监测资料还发现:降雨对桩身位移起加剧作用。一般雨后的一两天内桩体水平位移有明显增加,而且这种增加是不会因降雨的停止而回弹。所以在雨期加强监测有助于发现事故隐患,选择在少雨季节进行基坑开挖也有利于减小桩体水平位移。

## 6 结语

通过对基坑的水平位移进行实测与分析可知:

(1) 深基坑的水平位移不但与地质条件有关,而且与支护方案有关,针对不同的支护方案必须采

取不同的支护措施。

(2) 在观察中发现,基坑的水平位移是一个动态变化的过程,随着时间的增长,位移不断增加,慢慢趋于稳定。

(3) 天气的变化(降雨、气温)对基坑的水平位移也有着比较大的影响。

因此,建议在类似工程的施工过程中,必须加强监测,以保证基坑的安全。

## 参考文献:

- [1] 龚晓南,高有潮.深基坑工程设计施工手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1998.
- [2] 刘建航,侯学渊.基坑工程手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1997.

(上接第 21 页)

除 1 号桩第二层锚杆外,锚杆受力随着向下挖土而逐渐增大,反映出锚杆的作用逐步得以发挥。

## 6 结语

护坡桩的受力十分复杂,土的性质又随时空而变,因此单纯从理论上寻求精确计算桩、锚受力的方法十分困难,必须借助现场测试数据的积累和分析。本项测试对于进一步了解护坡桩、锚杆的受力特点,

在以后的设计中进一步优化设计有着重要的现实意义。

## 参考文献:

- [1] 陆培毅,顾晓鲁,钱征.天津港务局综合业务楼深基坑支护与监测[J].岩土工程学报,1999,21(3):331-334.
- [2] 张钦喜,何建勇.土钉内力计算方法探讨及实例分析[J].北京工业大学学报,2002,28(4):448-451.
- [3] 张明聚,郭忠贤.土钉支护工作性能的现场测试研究[J].岩土工程学报,2001,23(3):319-326.

(上接第 25 页)

好地解决了施工初期遇到的各种难题。

(2) 针对地层结构松散、局部漏浆极其严重的问题,采取对上部漏失层进行全线预灌浓浆的措施,有效解决了先进成槽设备使用效率低的问题,给抓铣完成 25% 面积打好了基础,并有利于冲击造孔。

(3) 通过采取小口径钻孔爆破和定向聚能爆破方法对给成槽造成极大困难的崩块石和崩块石层进行处理,明显加快了小墙与副孔的施工速度。

(4) 对均深达 70.5 m 的防渗墙深槽段,采取切

实加强、重点解决的措施加以解决,保证了施工质量和工期。

(5) 接头管连接法具有一定的先进性,在接头孔形、混凝土性能、混凝土浇筑速度及接头管起拔操作方面的控制程序还应继续完善,以提高接头管下设计和拔管成孔效率。

(6) 施工前的勘探工作和施工前期的补勘均是十分重要的工作,对深厚覆盖层尤其如此。地质资料应具有较高的准确性,这是完善施工组织 and 准备措施预案的基础。