

# 阿白冲水库大坝静应力及变形 计算分析

姜成俊

(云南省红河州水利水电勘察设计研究院,云南 蒙自 661100)

**【摘要】** 阿白冲水库地处高山峡谷区,岸坡陡峻,坝高库小,通过坝体静力应力变形计算,得出坝体主应力及应力水平分布、沉降和水平位移分布,分析了心墙拱效应和水力劈裂性状。所得到的大坝应力变形结果对后续的工程设计起到了较好的指导作用,有效地保护了大坝安全。

**【关键词】** 大坝;应力;变形;计算;阿白冲水库

中图分类号: TV31

文献标志码: A

文章编号: 1005-4774(2018)02-037-06

## Analysis and study on static stress and deformation of Abaichong Reservoir dam

JIANG Chengjun

(Yunnan Honghe State Water Conservancy and Hydropower Survey and Design Research Institute,  
Mengzi 661100, China)

**Abstract:** Abaichong Reservoir is located in mountain valley area with steep slope and bank, high dam and small capacity. Dam main stress and stress horizontal distribution, settlement and horizontal displacement distribution are obtained through dam static stress deformation calculation. Core wall arch effect and hydraulic fracturing traits are analyzed. The obtained dam stress deformation results can play a better guidance role to subsequent project design, thereby effectively protecting the dam safety.

**Key words:** dam; stress; deformation; calculation; Abaichong Reservoir

### 1 工程概况

阿白冲水库地处石屏县红河二级支流阿白冲河下游河段,是以农业灌溉为主的中型水利枢纽,水库总库容 1538.0 万  $m^3$ ,灌溉面积 1940  $hm^2$ ,年供水总量 1718.8 万  $m^3$ 。工程等别为Ⅲ等,大坝为黏土心墙坝,坝顶高程 1567.00m,坝顶长 256.5m、宽 10.0m,最大坝高 89.4m。上游坝坡自上而下为 1:2.5、1:2.75、1:3.0。下游坝坡自上而下为:1:2.0、1:2.25、1:2.75、

1:1.5,变坡处均设置宽 2.5m 的戽台。黏土防渗心墙顶部高程 1566.00m,顶宽 4m,上、下游边坡均为 1:0.2,底部高程 1477.60m,心墙最大高度 88.4m,最大底宽 39.36m。坝体剖面如图 1 所示。

### 2 坝体静应力及变形计算

采用三维非线性有限元进行坝体应力及变形计算,采用比奥固结理论进行心墙及反滤料的有效应力应变分析,用总应力法进行上、下游坝壳的应力及应变

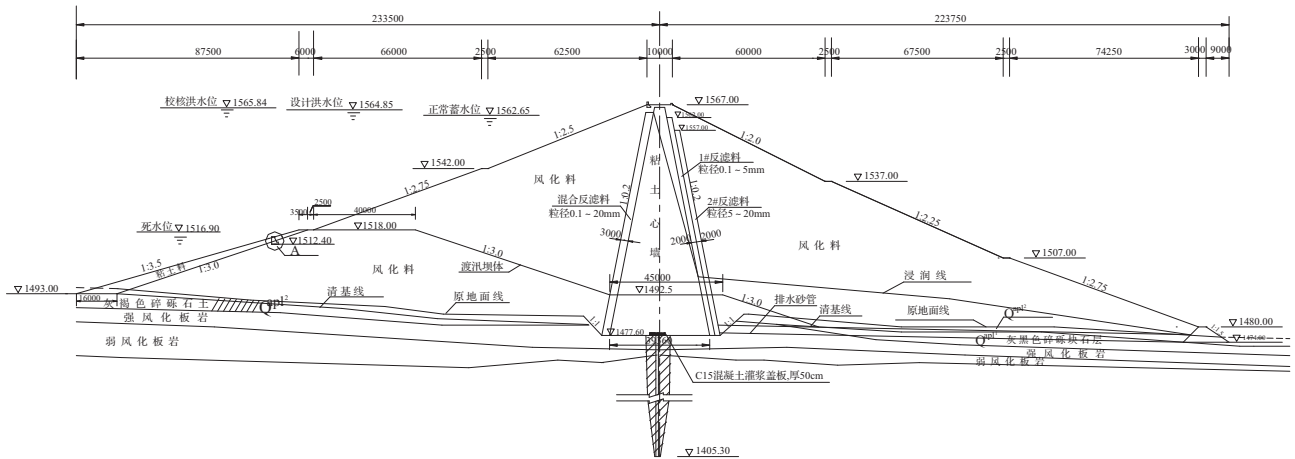


图1 坝体标准横剖面

分析。静力计算分析采用“南水”双屈服面弹塑性模型。

### 2.1 Biot 固结理论

三维问题的 Biot 固结方程表达式为：

$$-G \nabla^2 w_x - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$-G \nabla^2 w_y - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

$$-G \nabla^2 w_z - \frac{G}{1-2\nu} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{\partial u}{\partial z} = -\gamma \quad (3)$$

$$-\frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{\partial w_x}{\partial x} + \frac{\partial w_y}{\partial y} + \frac{\partial w_z}{\partial z} \right) + \frac{1}{\gamma_w} \left( k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = 0 \quad (4)$$

式中,  $w_x, w_y, w_z$  分别为三个方向的位移;  $u$  为孔隙水压力;  $G, \nu$  分别为剪切模量和泊松比, 且  $G = E/2(1 + \nu)$ ,  $E$  为杨氏模量;  $\nabla^2$  为拉普拉斯算子。公式(1)、(2)、(3)为平衡方程, (4)为连续方程。由式(4)可知, 孔隙水压力和变形密切相关, 而且随时间变化。采用有限元对计算区域进行离散, 并将时间划分成多个时段, 对该组公式进行推导可得有限元计算的支配方程。

### 2.2 风化料及黏土料骨架静力本构模型

心墙土体及坝壳风化料的应力应变关系均采用“南水”模型模拟。增量型的应力应变关系为：

$$\Delta \sigma = [D]_{ep} \Delta \varepsilon \quad (5)$$

其弹塑性模量矩阵：

$$[D]_{ep} = [d_{ij}] \quad (i, j = 1 \sim 6) \quad (6)$$

双屈服面弹塑性模型由下列双屈服面组成：

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= p^2 + r^2 q^2 \\ F_2 &= q^s / p \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中,  $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3, q = [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]^{1/2} / \sqrt{2}$ ,  $r$  和  $s$  为屈服面参数,  $r$  和  $s$  可令其等于 2 或 3。

模型的基本变量为切线杨氏模量  $E_t$  和切线体积比  $\mu_t$ , 分别由式(8)、(9)求出：

$$\left. \begin{aligned} E_t &= E_i (1 - R_f S_l)^2 \\ E_i &= K P_a (\sigma_3 / P_a)^n \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中,  $p_a$  为标准大气压力值,  $E_i$  为初始切线模量。

$$\mu_t = 2c_d (\sigma_3 / p_a)^{n_d} \frac{E_i R_s}{\sigma_1 - \sigma_3} \frac{1 - R_d}{R_d} \left( 1 - \frac{R_s}{1 - R_s} \frac{1 - R_d}{R_d} \right) \quad (9)$$

式中,  $R_s = R_f S_l$ , 而  $S_l$  为应力水平, 有：

$$S_l = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (10)$$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  由莫尔—库伦 (Mohr-Coulomb) 准则确定：

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 2 \frac{c \cos \varphi + \sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (11)$$

式中,  $c, \varphi$  分别为有效应力强度指标的凝聚力和摩擦角。

破坏比  $R_f$  为侧限破坏时主应力差与极限值之比,

$$\text{即 } R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

卸荷情况下,回弹模量按下式计算:

$$E_{ur} = K_{ur} P_a (\sigma_3 / P_a)^n \quad (12)$$

9个计算参数  $K, K_{ur}, n, c, \varphi, R_f, c_d, n_d$  和  $R_d$ , 由三轴固结排水剪试验得出。南水双屈服面弹塑性模型亦可采用 Duncan E-v 模型的参数进行计算,此时切线体积比  $\mu_t$  按下式计算:

$$\mu_t = 1 - 2\nu_t \quad (13)$$

式中,  $\nu_t$  即为 Duncan E-v 模型中的切线泊松比,表达式为:

$$\nu_t = \frac{G - F \cdot \lg(\sigma_3 / P_a)}{[1 - D(\sigma_1 - \sigma_3) / E_i(1 - R_f S_i)]^2} \quad (14)$$

对比式(9)和(14),采用 Duncan E-v 模型的参数  $G, D, F$  来代替双屈服面弹塑性模型的参数  $c_d, n_d, R_d$ , 仍然可以采用双屈服面弹塑性模型进行计算分析。

关于加卸荷准则,设

a.  $F_1 > (F_1)_{\max}$

b.  $F_2 > (F_2)_{\max}$

若 a、b 同时成立表示全加荷;若 a、b 同时不成立表示全卸荷;若其中之一成立、其中之一不成立则表示部分加荷。

风化石等粗颗粒材料的强度包线通常为非线性,按 Duncan-zhang 模型,取凝聚力  $c=0$ ,内摩擦角  $\varphi$  按下

式计算。

$$\varphi = \varphi_1 - \Delta\varphi \cdot \lg(\sigma_3 / P_a) \quad (15)$$

式中,  $\varphi_1$  为  $\sigma_3$  等于 1 个大气压时的  $\varphi$  角,  $\Delta\varphi$  是  $\sigma_3$  增加 10 倍大气压时  $\varphi$  角的减少量。

### 2.3 心墙土孔隙流体模型

在对心墙土料进行基于 Biot 固结理论的有效应力变形分析中,土体中孔隙流体的流动假定服从 Darcy 定律,其压缩按如下模式考虑:假定孔隙气以气泡形式封闭或溶解于孔隙水中,把水气混合体当作可压缩的流体对待,其压缩系数  $c_p$  按下式考虑:

$$c_p = n_s \left( \frac{1 - S_r}{P_w + P_a} c_o \right) \quad (16)$$

其中  $n_s$  为初始孔隙率,  $S_r$  为饱和度,  $c_o$  为无气水压缩系数,其值为  $4.7 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{t}$ ,  $P_w$  为孔隙水压力。

假定填筑时的初始饱和度为  $S_{r0}$ ,坝体填筑过程中随着上覆荷重的增大,土体所受孔隙压力逐步加大,孔隙气逐步溶解于水中,饱和度逐步增加,其变化规律如下:

$$S_r = \frac{P_w + P_a}{P_a + (1 - C_h) S_{r0} P_w} S_{r0} \quad (17)$$

其中  $C_h$  为 Henry 溶解系数,取值 0.02。

### 2.4 计算参数

坝料静应力及变形模型计算参数根据室内试验成果及地质勘察报告,结合工程类比法确定,静力计算(南水模型)参数如表 1 所列。

表 1 计算参数

材料名称	$\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	$\varphi_0/(\text{°})$	$\Delta\varphi/(\text{°})$	$K$	$n$	$R_f$	$c/\text{kPa}$	Duncan E-v 模型		
								$D$	$F$	$G$
风化石	1.91	42.0	8.0	650	0.25	0.75	0.0	4.34	0.22	0.34
反滤料 I	2.00	31.0	0.0	450	0.28	0.72	0.0	4.46	0.09	0.31
反滤料 II	2.00	32.0	0.0	500	0.26	0.75	0.0	4.69	0.17	0.33
心墙土	2.00	28.0	0.0	320	0.31	0.80	15.0	3.10	0.18	0.32
碎砾石土	1.95	26.0	0.0	400	0.35	0.78	5.0	3.95	0.11	0.31
强风化岩	2.00	48.0	0.0	950	0.15	0.75	0.0	3.77	0.07	0.28

### 2.5 计算静力荷载

静力荷载包括坝体自重和蓄水期的水荷载。坝体

自重通过模拟坝体施工填筑过程逐级施加,水荷载则通过模拟水库蓄水过程逐级施加。

## 2.6 网格剖分及模拟分级

### 2.6.1 施工顺序

静力计算全面模拟了坝体的施工填筑及水库的蓄水过程。该工程总施工期50个月,其中:第一年12月初—第二年11月底进行河床开挖;第二年12月初—第三年6月底进行度汛坝体填筑;第三年10月初—第五年11月底进行排水体、坝体及坝面工程施工。

### 2.6.2 三维网格

采用三维有限元网格剖分模拟坝体分级填筑过程,三维网格如图2所示。

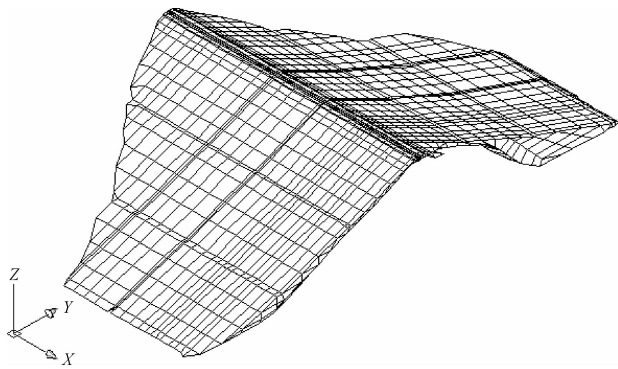


图2 三维网格

### 2.6.3 分级模拟

有限元模拟计算顺序为:坝基开挖→度汛坝体填筑→坝脚排水体、坝体及坝面工程施工→水库蓄水。模拟计算分45级进行,第1级模拟浇筑混凝土底板,第2~6级模拟度汛坝体填筑,第7级模拟停工3个月,第8级模拟排水体施工,第9~25级模拟坝体填筑至坝顶1567.00m,第26~30级模拟库水蓄至正常水位1562.62m,第31~45级模拟水库蓄水运行5年。

## 2.7 坝体静力应力及变形计算结果

### 2.7.1 最大剖面

图3和图4分别为竣工期和蓄水期坝体最大剖面内沉降及水平位移等值线。竣工期和蓄水期坝体最大沉降分别为59.7cm和63.7cm,最大沉降位于坝轴线上,位置在1/3坝高到1/2坝高之间。竣工期上、下游坝壳顺河向变形表现为向上、下游位移;蓄水期坝体大部分区域顺河向位移指向下游,上游向水平位移集中于上游坝脚附近区域。竣工期上、下游向水平位移最

大值分别为11.2cm和16.4cm;蓄水期上、下游向水平位移最大值分别为4.3cm和17.1cm。受水荷载影响,心墙产生了较为明显的下游向位移,最大值为15.6cm,位于心墙上游面1/3坝高附近。

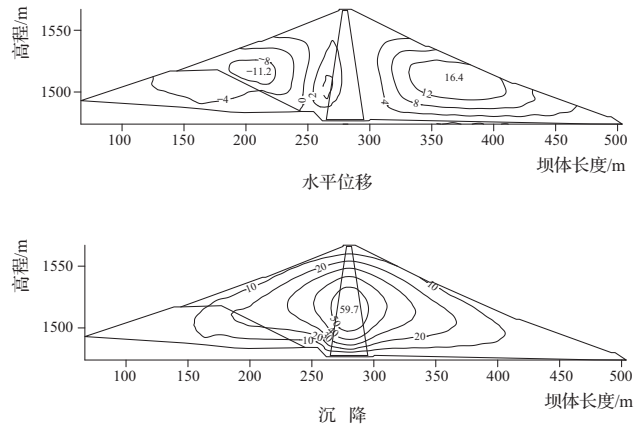


图3 竣工期坝体最大剖面沉降及水平位移等值线(单位:cm)

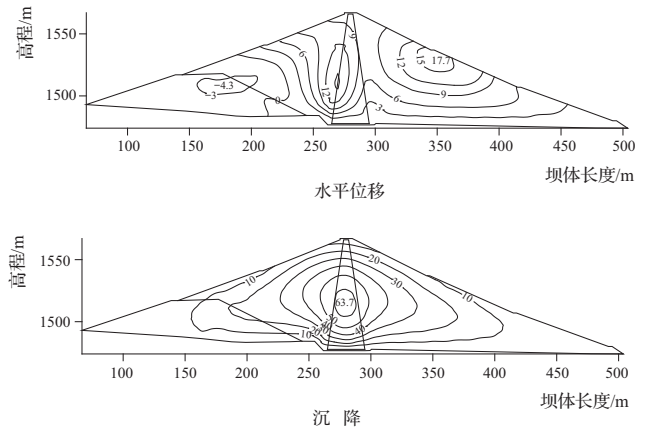


图4 蓄水期坝体最大剖面沉降及水平位移等值线(单位:cm)

图5为蓄水期坝体最大剖面内大、小主应力等值线。

竣工期坝体最大剖面内大、小主应力最大值分别为1.61MPa和0.76MPa,蓄水期该剖面内大、小主应力最大值分别为1.65MPa和0.82MPa。蓄水期与竣工期相比,上游坝壳及心墙上游部位小主应力明显降低,下游坝壳及心墙下游部位大、小主应力均有所增加。从大、小主应力等值线图可看出,心墙存在一定的拱效应。

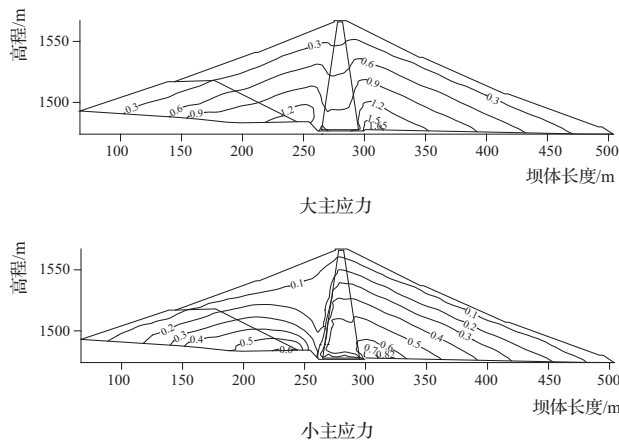


图5 蓄水期坝体最大剖面大、小主应力等值线  
(单位:MPa)

计算结果显示,施工期心墙内产生了一定的孔隙水压力,主要位于心墙中下部,最大超静孔隙水压力65.2kPa。在蓄水初期,心墙内孔隙水压力受库水压力的影响很小,心墙上游面的水压力远大于心墙内部孔隙水压力。随着运行时间的增长,超静孔隙水压力逐渐消散,心墙内稳定渗流逐渐形成。

图6为蓄水期坝体最大剖面内应力水平分布。由图可见蓄水期心墙向下游位移,心墙上游面附近坝壳中应力水平较高,最大值为0.7。坝体在竣工期和蓄水期都没有达到塑性极限状态的区域。

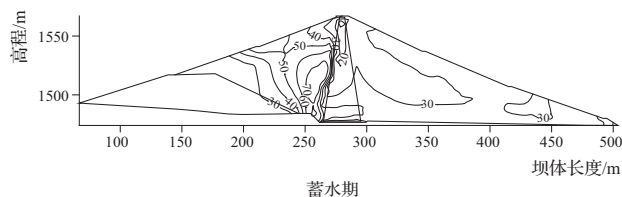


图6 最大剖面内应力水平分布(单位:%)

### 2.7.2 坝轴线纵剖面

计算结果表明:坝轴纵剖面轴向位移表现为由两岸向河谷中间变形,竣工期向右岸和向左岸最大位移分别为6.3cm和6.5cm,蓄水期向右岸和向左岸最大位移分别为7.6cm和8.2cm。图7为坝轴纵剖面蓄水期的变形,蓄水期纵剖面内最大沉降为63.7cm。

坝轴线纵剖面在竣工期与蓄水期,岸坡附近应力水平相对较高,最大值为0.8左右。

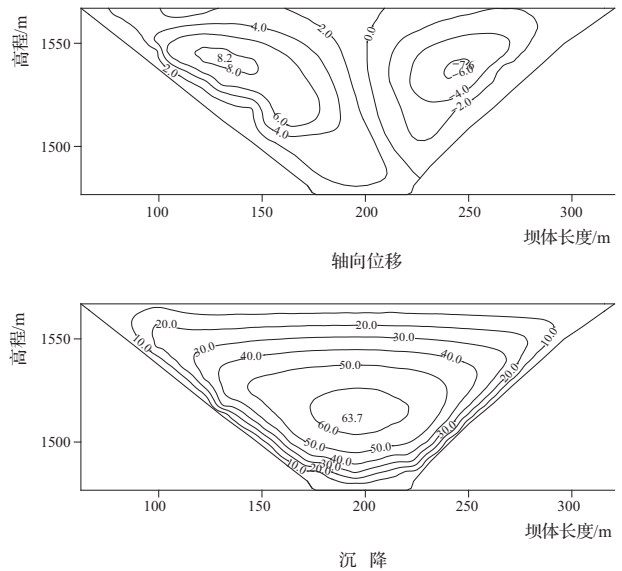


图7 蓄水期坝轴线纵剖面变形(单位:cm)

坝轴线纵剖面竣工期、蓄水期和运行期的孔隙水压力计算结果表明:同一高程,岸坡附近孔隙水压力较河床部位高,原因为边界不透水。与竣工期相比,蓄水期孔隙水压力稍有增加,表明蓄水期心墙内部孔隙水压力受库水影响不大。但随水库运行时间的推移,心墙内超静孔隙水压力逐渐消散,稳定渗流逐渐形成,心墙内孔隙水压力主要受库水位影响。

### 2.7.3 心墙拱效应和水力劈裂特性

图8为心墙上游面 $\sigma_1$ 与上覆土柱应力 $\gamma_s H$ 的关系曲线。计算结果显示,心墙上游面的 $\sigma_1$ 约为 $\gamma_s H$ 的0.94,表明心墙虽有拱作用,但不明显,主要原因是坝壳风化料与心墙料的模量相差不大。

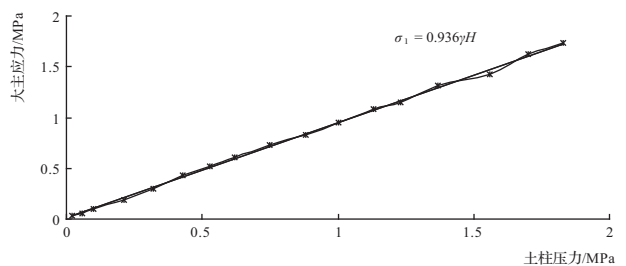


图8 心墙上游面 $\sigma_1$ 与上覆土柱应力 $\gamma_s H$ 的关系曲线

心墙内的应力水平计算结果显示:心墙内应力水平总体较低,没有达到塑性极限状态的区域。心墙受坝壳拱作用的影响,蓄水期小主应力减小,但未出现拉应力区域,心墙不会产生裂缝,根据有效应力判据,蓄



水后心墙不会产生水力劈裂。

### 3 大坝应力变形计算结果的运用

#### 3.1 坝体心墙与两岸坡接触带的处理

坝轴线纵剖面在竣工期与蓄水期的应力水平分析结果表明,岸坡附近应力水平相对较高,最大值为0.8左右。为增加岸坡附近心墙与岸坡的变形协调性,在

心墙与两岸坡接触部位填筑高塑性的黏土。

#### 3.2 坝体沉降变形的处理

坝轴纵剖面竣工期与蓄水期的变形分析结果表明,竣工期坝体最大沉降59.7cm,蓄水期坝体最大沉降63.7cm,采取坝顶设置预留沉降高的方式进行处理,坝体各里程设置的坝顶预留沉降高如表2所列。

表2 坝顶预留沉降高

里 程	0+062.4	0+080.4	0+098.6	0+112.4	0+131.0	0+145.0	0+176.1
预留沉降高/mm	0	90.7	182.5	252.1	345.8	416.3	572.9
里 程	0+191.4	0+220.2	0+231.3	0+250.3	0+271.0	0+296.3	0+320.4
预留沉降高/mm	640.0	504.9	449.0	353.3	249.0	121.6	0

#### 3.3 工程安全监测

为更好地监测大坝的渗流及变形,除常规观测设施外,还设置坝体变形、位移、孔隙压力、土体应变及应力、绕坝流流、岸坡地下水位观测和地震观测等。

### 4 结 语

阿白冲水库大坝静应力及变形计算成果表明,竣工期和蓄水期坝体最大沉降分别为59.7cm和63.7cm。竣工期水平位移最大值16.4cm;蓄水期水平位移最大值17.1cm。竣工期心墙下游向水平位移最

大值15.6cm,坝轴向最大位移6.5cm;蓄水期心墙沿坝轴向最大位移8.2cm。在施工期与蓄水期的各阶段,坝体心墙内应力水平总体较低,没有达到塑性极限状态的区域,心墙虽受坝壳拱作用的影响,但其表面的三向应力均大于库水压力,均未出现拉应力区域,心墙不会发生塑性破坏和水力劈裂。将此计算成果运用于后续工程设计,采取了设置坝体预留沉降高、心墙与岸坡接触部位填筑高塑性黏土等措施,较好地保护了大坝的安全。◇

(上接第29页)



图3 浮船洪水期间锚固

### 7 结 语

构皮滩水电站通航建筑物下游引航道采用78m浮船作为过江通道及水下石方施工平台,有效解决了

下游引航道右岸施工道路布置困难、水下开挖施工、安全防护要求高等难题,并在应用期间经受住了乌江流域“2014.7.17”特大洪水考验,浮船完好无损,保证了下游沿岸人民群众生命财产安全。该工程浮船渡江施工技术成功实施,为水利水电工程渡江施工积累了一定的施工经验,可在今后类似工程施工中推广运用。◇

#### 参考文献

- [1] 吴德馨. 浮桥施工技术[M]. 北京:中国建材工业出版社, 2000.
- [2] 江正荣. 建筑施工计算手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社, 2013.
- [3] CB/T3837—2011. 船舶用气囊上排、下水工艺要求[S]. 北京:船舶标准信息咨询中心, 2011.
- [4] GB/T8918—2006. 重要用途钢丝绳[S]. 北京:中国标准出版社, 2006.
- [5] GB/T554—2008. 带缆桩[S]. 北京:中国标准出版社, 2009.