



DOI: 10.13476/j.cnki.nsbdtqk.2017.02.021

崔伟杰, 张健, 陈胜. 超长引水明渠水电站的过渡过程和运行调度[J]. 南水北调与水利科技, 2017, 15(2): 138-142. CUI Wei jie, ZHANG Jian, CHEN Sheng. Transient flow and scheduling strategy of long diversion open channel in a hydropower station[J]. South to North Water Transfers and Water Science & Technology, 2017, 15(2): 138-142. (in Chinese)

超长引水明渠水电站的过渡过程和运行调度

崔伟杰, 张健, 陈胜

(河海大学 水利水电学院, 南京 210098)

摘要: 过渡过程计算分析对水电站安全运行极为重要。基于一维明渠和有压管道的非恒定流基本理论, 针对某具有超长引水明渠的水电站, 构建了“长引水明渠+ 压力前池+ 压力管道+ 机组”的过渡过程数学模型。根据边界条件, 分别利用特征线法计算有压管道的瞬变过程和 Preissmann 隐式差分法计算明渠的瞬变过程。重点分析了本电站在机组甩负荷工况和增负荷工况下, 引水明渠和压力前池中水位和流量的变化过程。并根据明渠浅水波传播慢的特点, 针对电站增负荷工况, 提出了该电站合理的运行调度方式, 既保证了引水明渠及前池的最低水位满足安全运行要求, 又保证了电站运行时一定的经济效益, 可对类似的工程运行提供参考。

关键词: 超长引水明渠; 压力前池; 过渡过程; 溢流堰; 调度策略

中图分类号: TV 135.3 文献标志码: A 文章编号: 1672-1683(2017)02-0138-06

Transient flow and scheduling strategy of long diversion open channel in a hydropower station

CUI Wei jie, ZHANG Jian, CHEN Sheng

(College of Water Conservancy and Hydropower Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The calculation and analysis of transient process is important to the security of hydropower station. Based on the one dimensional unsteady flow theory, a numerical model of "long diversion open channel + pressure forebay + pressure conduit+ units" for the system was established for a special hydropower station with long diversion open channel. According to boundary conditions, it calculated the transient flow of pressure pipe using the characteristic method and calculated the transient flow of open channel using Preissmann implicit difference method. It analyzed the change of water level and discharge in channel and forebay in different conditions. It decided the reasonable approach to increasing load due to the low velocity of wave spreading. It ensured the lowest level of open channel and forebay and economic benefits. This gives significant reference to analogous engineering.

Key words: long diversion channel system; pressure forebay; transient flow; overflow wire; scheduling strategy

随着水资源的开发利用, 很多引水式水电站工程由于地形地质条件、施工条件等限制, 不适合使用单一的有压管道引水^[1,2], 常采用超长明渠结合有压管道的引水系统布置型式。在有压管道引水的电站的过渡过程分析中, 通常只需要考虑压力管道、蜗壳压力、机组转速等参数是否满足调保计算要求^[3,4]。

而明渠和压力前池相结合的水电站, 由于压力前池容积相对较小, 还需要保证明渠及前池的水力设计满足要求, 包括渠道水面线、压力前池水位、流量、流速分布等。要求明渠水位既不能高于侧堰, 又要保证明渠内水流连续。压力前池最低水位高于有压管道进水口一定高程, 以防止有压管道进气; 压力前池

收稿日期: 2016-01-02 修回日期: 2016-03-17 网络出版时间: 2016-06-00

网络出版地址:

基金项目: 国家自然科学基金(51379064); 江苏省自然科学基金(BK20130839)

Funds: National Natural Science Foundation of China(51379064); Natural Science Foundation of Jiangsu Province(BK20130839)

作者简介: 崔伟杰(1992-), 男, 江苏东台人, 主要从事水电站及泵站过渡方面研究。E-mail: cuiweijiehu@163.com

通讯作者: 张健(1970-), 男, 河南信阳人, 教授, 博士, 主要从事水电站及泵站过渡方面研究。E-mail: zhang@hhu.edu.cn

的最高水位不超过相应控制高程,保证前池溢流堰能够有效降低前池最高水位^[5-7]。

由于明渠与有压管道通过前池相互影响,因此需要同时计算明渠与有压管道的瞬变过程。一种方法是将有压管道假想为带有狭缝的明管,整个系统统一采用明渠插值特征线方法计算,即窄缝法。另一种方法是采用有压管道和明渠非恒定流微分方程,根据有压管道与明渠连接处的边界条件,对有压管道和明渠分别进行计算^[8-11],即在计算明渠水位变化时,针对明渠计算时步要求,采用流量边界条件;在计算压力管道流量变化时,针对水锤计算时步要求,采用水位边界条件。本文针对某含超长引水明渠的水电站,构建了“引水明渠+压力前池+压力管道+机组”的数学模型,利用第二种方法原理,有压管道非恒定流采用特征线法,明渠非恒定流用 Preissmann 隐式差分法,采用不同的时间步长,二者互为边界条件,对过渡过程工况“水-机-电”同时进行连续模拟,得出本电站甩负荷时的明渠及前池最高水位,并且提出超长引水明渠电站在增负荷时的运行方式,规定机组的开机时刻,保证明渠及前池最低水位满足安全运行要求,同时弃水量小,具有较好的经济效益。

1 电站简介

该电站为引水式电站,电站工程由长引水明渠、压力前池、压力管道、厂房、尾水渠等组成。其中引水渠首至前池共 10.488 km,按不同断面型式分为 4 段。前池设有薄壁堰,堰顶高程 1 209.70 m,堰宽 35.0 m,其作用是:平稳水头,分配水量,渲泄多余的水量。前池运行水位为 1 209.60 m。

电站额定水头 133.68 m,共有 3 台机组,采用一管一机的布置型式,通过闸门与前池连接。机组参数见表 1。

表 1 机组参数
Tab.1 Parameters of units

参数	1号机组	2号、3号机组
额定流量/(m ³ ·s ⁻¹)	13.52	23.40
额定转速/(r·min ⁻¹)	500.0	428.6
额定功率/MW	16.840	29.160
压力管道直径/m	2.20	2.80

2 数学模型及控制方程

2.1 一维明渠非恒定流微分方程

用流量和水深作为因变量描述的圣维南方程组:

$$\left[1 - \frac{BQ^2}{gA^3} \right] \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{2Q}{gA^2} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{1}{gA} \frac{\partial Q}{\partial t} + s - s_0 = 0 \quad (1)$$

$$B \frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

式中: Q 为断面流量(m³/s); y 为断面水深(m); A 为过水断面面积(m²); B 为水面宽(m); s 为能量坡度; g 为重力加速度(m/s²)。

上述偏微分方程组一般无法直接求出解析解,可以使用差分方法离散,求出其数值解。利用 Preissmann 四点差分格式,将偏微分方程改写成非线性代数方程。并采用牛顿-雷伏生方法可得式(1)和式(2)的线性化方程:

$$\left. \begin{aligned} a_{2j} \Delta y_j + b_{2j} \Delta Q_j + c_{2j} \Delta y_{j+1} + d_{2j} \Delta Q_{j+1} &= D_{2j} \\ e_{2j+1} \Delta y_j + a_{2j+1} \Delta Q_j + b_{2j+1} \Delta y_{j+1} + c_{2j+1} \Delta Q_{j+1} &= D_{2j+1} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

其中, y_j^{k+1} 、 y_{j+1}^{k+1} 、 Q_j^{k+1} 、 Q_{j+1}^{k+1} 为四个独立未知量,此未知量对于任何两个邻近断面是共有的。 a_{2j} 、 b_{2j} 、 c_{2j} 、 d_{2j} 、 e_{2j+1} 、 D_{2j} 等为与断面形状、水深、流量等有关的系数,详细含义见文献[12]。

2.2 有压管道非恒定流微分方程

描述任意管道中的水流运动状态的基本方程^[13-14]为:

$$\text{连续方程: } \frac{Q \partial H}{A \partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2 \partial Q}{gA \partial x} - \frac{Q}{A} \sin \beta = 0 \quad (4)$$

$$\text{运动方程: } g \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q \partial Q}{A^2 \partial x} + \frac{1}{A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{f Q |Q|}{2DA^2} = 0 \quad (5)$$

式中: H 为测压管水头(m); Q 为流量(m³/s); D 为管道直径(m); A 为管道面积(m²); t 为时间变量(s); a 为水锤波速(m/s); g 为重力加速度(m/s²); x 为沿管轴线的距离; f 为摩阻系数; β 为管轴线与水平面的夹角。

利用特征线法将偏微分方程(4)和(5)转化成同解的管道水锤计算特征相容方程:

$$C^- : H_A(t) = C_M + B_M Q_A(t) \quad (6)$$

$$C^+ : H_B(t) = C_P + B_P Q_B(t) \quad (7)$$

式中: $H_A(t)$ 、 $Q_A(t)$ 、 $H_B(t)$ 、 $Q_B(t)$ 分别对应管道两端点 A 、 B 边界在 t 时刻的瞬态水头和瞬态流量。

2.3 水轮机节点控制方程

由特征线方程(6)和(7)可以得出转轮边界水头平衡方程如下:

$$h = (C_{P1} - C_{M2})/H_r - q(B_{P1} + B_{M2})Q_r/H_r \quad (8)$$

机组转动动力矩平衡方程:

$$\alpha = \alpha_0 + [(\beta_+ \beta_-) - (\beta_g + \beta_{g0})] \Delta t / 2T_a \quad (9)$$

式中: α 代表上一时刻计算值, 1、2 代表转轮上、下边界节点编号; H_r 为额定工况工作水头(m); Q_r 为额定工况流量(m³/s); T_a 为机组惯性时间常数; β_g 为机组转动阻力矩无量纲值。

2.4 前池与有压管道连接处控制方程

由流量连续有:

$$Q = Q_{11} + Q_{21} + Q_{31} \quad (10)$$

式中: Q_{11} 、 Q_{21} 、 Q_{31} 分别为 1 号、2 号、3 号有压管道进口断面的流量(m^3/s)。

由于明渠表面波的波速比有压管道水锤波速小几百倍,采用统一的时间步长计算明渠和有压管道的瞬变过程计算量巨大。而 Preissmann 四点差分格式是隐式格式,计算是无条件收敛的,因此可以选择较大的 ΔT 计算明渠非恒定流变化以减少计算量。选取 $\Delta T = k\Delta t$ 。 Δt 为有压管道水击的计算时间步长, k 为整数。设在 $t_0 + \Delta t$, $t_0 + 2\Delta t$, ..., $t_0 + k\Delta t$ 时刻流入前池的流量分别为 Q_1 , Q_2 , ..., Q_k , 取 ΔT 时间内流入前池流量为:

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_k}{k} \quad (11)$$

2.5 薄壁堰

薄壁堰的溢流公式^[15]:

$$Q = m_0 B \sqrt{2gH}^{3/2} \quad (12)$$

式中: Q 为溢流量(m^3/s); m_0 为薄壁堰流量系数, $m_0 = 0.418$; B 为堰宽(m); H 为堰上水头(m)。

3 模型求解

3.1 恒定流

由前池运行水位 1 209.60 m, 以及电站机组的引用流量 $60.32 \text{ m}^3/\text{s}$, 由明渠恒定非均匀流水面线微分方程, 利用龙格-库塔法可以推求出明渠各断面的水位^[16], 作为非恒定流计算的初始值。

3.2 前池最高水位

为了确保前池顶高程满足要求, 需要计算前池最高水位。选取工况 1 为计算工况^[17]。

工况 1: 渠道进口为正常水位, 前池为正常运行水位, 电站满负荷运行, 三台机组同时甩全部负荷。

图 1 是工况 1 机组相对转速以及蜗壳末端压力的变化过程, 图 2 是工况 1 引水明渠各断面流量变化过程, 图 3 是工况 1 前池和溢流堰水位变化过程。由图 1-3 可以看出, 三台机组同时甩全部负荷后, 蜗壳末端的压力变化能够较快稳定, 而明渠和前池中的水位和流量需要经过大约 5 000 s 才能趋于稳定。此过程中溢流堰顶水位升高, 前池水位升高, 且最终时刻溢流堰流量达到 $60.32 \text{ m}^3/\text{s}$, 明渠中的流量均从溢流堰下泄, 非恒定流现象逐渐消失, 前池最高水位达到 1 210.67 m。

3.3 增负荷工况运行控制

前池的最低运行水位决定了电站有压管道的进

口高程, 为保证压力管道内为有压流, 防止产生漏斗漩涡, 规定水电站进水口上缘淹没于最低运行水位以下的深度一般不小于 1.5 m ^[18]。前池的最低运行水位发生在机组增负荷工况, 选择工况 2 作为计算工况。

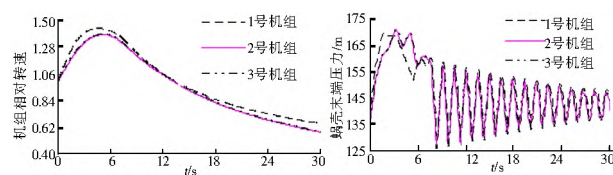


图 1 工况 1 机组相对转速及蜗壳末端压力变化过程
Fig. 1 Variation process of rated speed and pressure of volute in condition 1

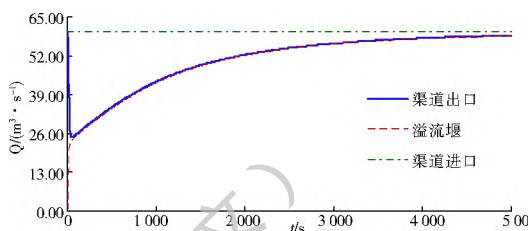


图 2 工况 1 流量变化
Fig. 2 Flow change in condition 1

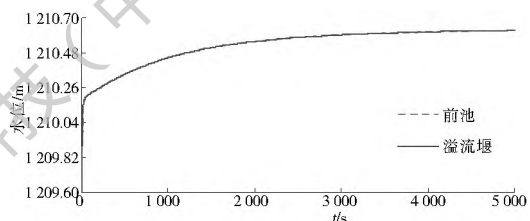


图 3 工况 1 水位变化

Fig. 3 Water-level fluctuation in condition 1

工况 2: 两台机组正常运行, 前池为正常运行水位, 开启一台机组增负荷至额定出力。

若上游渠首闸门不动作, 此时两台机组运行, 渠道中的流量恰好等于两台机组引用的流量。此时开启第三台机组, 由于前池中有一定的蓄水量, 可以满足第三台机组开启, 但是蓄水量有限, 随着运行时间的增加, 前池或渠道必定会被拉空, 无法满足机组继续运行。因此, 需要将渠首闸门开启至一定开度, 使明渠中的流量大小等于三台机组正常运行的流量。

假设开启渠首闸门的同时开启第三台机组, 计算这种情况下前池及明渠的水位变化。计算结果见图 4。

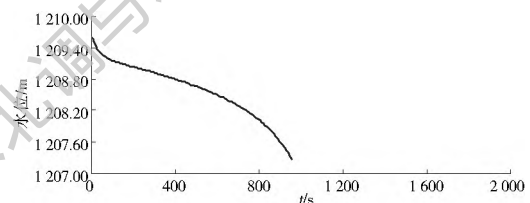


图 4 前池水位变化

Fig. 4 Water-level fluctuation in forebay

由图 4 中的计算结果可以发现, 机组运行大约 800 s 后, 前池水位急剧下降, 明渠中部分断面中的水位为 0, 无法继续计算, 出现断流。

根据明渠表面波的传播速度计算公式:

$$\frac{dz}{dt} = v \pm c \quad c = \sqrt{\frac{gA}{B}} \quad (13)$$

从上游传至下游总时间 $t = \sum \frac{dx}{v+c}$, 可以初步计算出上游水位及流量变化传至下游压力管道进水口大约需要 2 000 s。通常机组的开机时间只有 30~ 40 s^[19], 即 30~ 40 s 之后机组的引用流量将达到正常运行时所需的流量。之后, 机组运行所需要的大部分流量来自于压力前池中的蓄水, 明渠波并没有传至前池, 无法及时补充流量给机组, 机组无法正常运行。因此, 必须通过合理的运行调度策略设置机组开启时刻与渠首闸门开启时刻之间的时间差, 保证前池及渠道水位能够维持机组安全运行。

由于明渠中每个断面的水深、流量均不相同, 无法计算出上游水位流量变化导致的明渠非恒定流表面波传至下游前池及有压管道进水口的准确时间, 只能通过试算。

选取以下几个时间差, 对工况 2 计算结果做比较, 比较结果见表 2。

表 2 不同时间差的计算结果

Tab. 2 Calculation results for different time difference

时间差 / s	前池最低水位 / m	最大溢流量 / (m ³ · s ⁻¹)	机组能否正常运行
2 000	拉空	0	否
2 300	拉空	0.38	否
2 400	1 208.29	0.74	是
3 000	1 209.12	3.83	是

由表 2 中的试算结果可以看出, 机组导叶在渠首闸门开启至少 2 400 s 之后开启, 上游流量能够及时补充, 机组能够正常运行, 前池的最低水位能够满足机组安全稳定运行的要求。

表 2 中的结果表明, 机组导叶开启与渠首闸门开启的时间差越大, 前池最低水位越高, 溢流堰的溢流量也越大。此种情况的极限是, 当时间差无限增加时, 渠道中的非恒定流现象消失, 上游流量均从溢流堰溢流。三台机组正常运行所需的流量等于从溢流堰溢流的流量, 为 60.32 m³/s。此时开启机组, 溢流量均提供给机组运行, 前池、明渠不会出现拉空、断流的现象, 计算结果见图 5。

图 5 所表示的增负荷方式可以看作是第二种运行调度策略, 即溢流量等于机组正常运行所需的流

量时开启机组。但是这种运行方式会导致大量弃水, 经济效益降低。

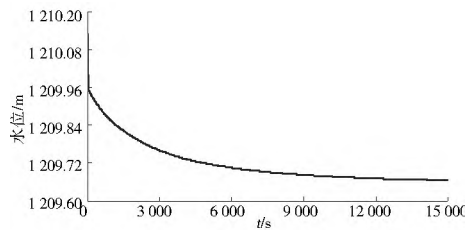


图 5 前池水位变化

Fig. 5 Water-level fluctuation in forebay

4 结论

管道非恒定流采用特征线法, 明渠非恒定流采用 Preissmann 四点隐式差分格式, 对管道水击和明渠非恒定流用不同时长联合计算方法, 数值模拟出该电站的过渡过程。通过计算得出该电站甩负荷时, 前池的最高水位。通过程序试算, 提出机组增负荷时的两种运行调度策略。一种是机组在上游闸门开启后 2 400 s 时刻开启。此时, 前池不会被拉空, 压力管道进口高程满足要求, 并且溢流堰弃水较少, 经济效益较好。另一种是当溢流堰流量等于机组正常运行流量时开启机组。这种方式会导致大量弃水, 经济效益显著降低。

参考文献(References):

- [1] 万五一, 练继建, 王俊. 明渠-结合池-暗管输水系统水力瞬变过程计算[J]. 水利学报, 2003(8): 16-20. (WAN Wu yi, LIAN Ji jian, WANG Jun. Numerical simulation of hydraulic transients in open channel surge pool pressure conduit system[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2003(8): 16-20. (in Chinese))
- [2] 曾冬梅, 栗帅. 石城子二级电站引水系统优化设计研究[J]. 吉林水利, 2012(10): 19-21. (ZENG Dong mei, LI Shuai. The study for the optimization design in Shi cheng zi second sub power station diversion system[J]. Jilin Water Resources, 2012(10): 19-21.)
- [3] 刘启钊, 胡明. 水电站[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2010. (LIU Qi zhao, HU Ming. Hydropower station[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2010. (in Chinese))
- [4] 徐武林, 王煜. 引水式电站过渡过程研究[J]. 能源研究与信息, 2013(3): 139-143. (XU Wu lin, WANG Yu. Research on the transient process of the diversion type power station[J]. Energy Research and Information, 2013(3): 139-143. (in Chinese))
- [5] 林劲松, 巨江, 张宽地, 等. 雪卡水电站长引水渠道的水力瞬变计算[J]. 武汉大学学报: 工学版, 2010(3): 340-343. (LIN Jin song, JU Jiang, ZHANG Kuai di, et al. Computation of transient flow in long diversion channel for Xue ka Hydropower Station[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2010(3): 340-343. (in Chinese))

- [6] 洪振国. 水电站前池结构及布置设计研究[J]. 中国农村水利水电, 2013(7): 153-156. (HONG Zhen guo. Study on the structure and design of hydropower station forebay[J]. China Rural Water and Hydropower, 2013(7): 153-156. (in Chinese))
- [7] 王守恒, 周超峰. 明渠引水式电站前池水位的优化控制探讨[J]. 水力发电, 2013(10): 73-75. (WANG Shou heng, ZHOU Chao feng. Discussion on optimal control of forebay water level for diversion type hydropower station with open channel[J]. Water Power, 2013(10): 73-75. (in Chinese))
- [8] 杨开林. 明渠结合有压管调水系统的水力瞬变计算[J]. 水利水电技术, 2002(4): 5-7. (YANG Kai lin. Simulation of hydraulic transients in water diversion projects with open channels and pressurized pipelines[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2002(4): 5-11. (in Chinese))
- [9] 杨开林. 调水工程非恒定流边界条件的等效渠道处理新方法[J]. 南水北调与水利科技, 2011(1): 8-11. (YANG Kai lin. Equivalent channel transformation of boundary conditions of unsteady flows in water diversion projects[J]. South to North Water Transfers and Water Science and Technology, 2011(1): 8-11. (in Chinese))
- [10] 张成, 傅旭东, 王光谦. 复杂内边界长距离输水明渠的一维非恒定流数学模型[J]. 南水北调与水利科技, 2007(6): 16-20. (ZHANG Cheng, FU Xu dong, WANG Guang qian. One dimensional numerical model for unsteady flows in long route open channel with complex inner boundary conditions[J]. South to North Water Transfers and Water Science and Technology, 2007(6): 16-20. (in Chinese))
- [11] 曾赞, 胡岚平. 无压引水渠道及前池非恒定流计算模型构建原理与方法[J]. 水电能源科学, 2013(9): 82-85. (ZENG Yun, HU Lan ping. Principle and method of unsteady flow calculation of open channel and forebay[J]. Water Resources and Power, 2013(9): 82-85. (in Chinese))
- [12] 杨开林. 电站与泵站中的水力瞬变及调节[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2000. (YANG Kai lin. Hydraulic transients and regulation of power station and pump station[M]. Beijing: China Water and Power Press, 2010. (in Chinese))
- [13] Wylie E B, Streeter V L, Suo Li sheng. fluid transient in system[M]. Englewood Cliffs, Prentice Hall, 1993.
- [14] 郑源, 张健. 水力机组过渡过程[M]. 北京: 北京大学出版社, 2008. (ZHENG Yuan, ZHANG Jian. Transient process of hydraulic units[M]. Beijing: Pecking University Press, 2008. (in Chinese))
- [15] 许荫椿, 薛朝阳, 胡德保. 水力学[M]. 南京: 河海大学出版社, 2009. (XU Yin chun, XUE Chaoyang, HU De bao. Hydraulics[M]. Nanjing: Hohai University Press, 2009. (in Chinese))
- [16] 霍倩, 李广晶. 龙格-库塔法计算明渠恒定渐变流水面线[J]. 水文, 2011(1): 22-25. (HUO Qian, LI Guang jing. Calculation of water surface profile of gradually varied steady flow in open channel with Runge Kutta Method[J]. Hydrology, 2011(1): 22-25. (in Chinese))
- [17] DL/T 5079-2007, 水电站引水渠道及前池设计规范[S]. (DL/T 5079-2007, Design specifications for hydropower headrace and forebay [S]. (in Chinese))
- [18] DL/T 5398-2007, 水电站进水口设计规范[S]. (DL/T 5398-2007, Design specifications for intake of hydropower station. [S]. (in Chinese))
- [19] 王丹, 杨建东, 高志芹. 导叶开启时间对水电站过渡过程的影响[J]. 水利学报, 2005(1): 120-124. (WANG Dan, YANG Jian dong, GAO Zhi qin. Influence of wicket opening time on transient process of hydropower station[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2005(1): 120-124. (in Chinese))