

DOI: 10.16516/j.gedi.issn2095-8676.2017.02.004

# 广州蓄能水电厂水工运行总结与思考

华丕龙

(中国南方电网调峰调频发电公司检修试验中心, 广州 511400)

**摘要:** 为改进设计, 提高中国抽水蓄能电站的建设管理水平, 从水库库容、地下厂房抗振、渗漏、排水, 高压隧洞充排水和安全监测系统等方面全面总结了广州蓄能水电厂 20 年的经验总结和教训。结果表明广州蓄能水电厂水工建筑物设计运行基本合理, 但仍有一些值得改进的地方。

**关键词:** 广州蓄能水电厂; 水工运行; 总结; 改进

中图分类号: TV743

文献标志码: A

文章编号: 2095-8676(2017)02-0029-05

## Summary and Thinking of Hydraulic Operation in GPSPS

HUA Pilong

(CSG Power Generation Company Maintenance and Test Center, Guangzhou 511400, China)

**Abstract:** To improve the design and the construction management of the pumped-storage power stations in China, the article overall summarizes the experience and lessons of the Guangzhou Pumped-storage Power Station for 20 years from the aspects of reservoir capacity, underground anti-vibration, leakage, drainage, water drainage and filling in the high pressure tunnel and safety monitoring system. The results shown that the design and operation of the hydraulic structures in GPSPS are basically reasonable, but there are still some places worthy of improvement.

**Key words:** GPSPS; hydraulic operation; summary; improvement

广州蓄能水电厂(后简称广蓄电厂)位于广州从化市吕田镇, 总装机 2 400 MW, 分两期建设, 为日调节纯抽水蓄能电站。一期工程 1989 年 5 月开工, 1994 年 3 月完工。二期工程 1994 年 9 月开工, 2000 年 3 月完工, 2001 年 4 月通过枢纽工程竣工验收。

广蓄电厂枢纽工程为一等工程, 主体工程包括上库坝、下库坝、引水系统以及地下厂房和附属洞室群。上库坝为钢筋混凝土面板堆石坝, 坝高 68 m, 坝顶长 300 m, 坝顶高 820 m, 上下游边坡均为 1:1.4。下库坝为碾压砼重力坝, 坝高 43 m, 坝长 153 m, 坝顶高程 290 m。A/B 厂地下厂房均深埋

于花岗岩体内。水平距离约 120 m。A/B 厂地下洞室群区域的岩体完整, 具有整体块状结构, 总体上工程地质条件良好。

广蓄 A 厂投产运行近二十年, B 厂也已超过十年, 各水工建筑物运行总体正常, 多年来没有发生大的异常, 但在实际运行中仍然有一些问题值得总结探讨。

### 1 水库及库容

广蓄电厂上库正常蓄水位 816.8 m, 死水位 797 m, 正常水位库容  $2.408 \times 10^7 \text{ m}^3$ , 死水位库容  $7.22 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 有效库容  $1.686 \times 10^7 \text{ m}^3$ 。下水库正常蓄水位 287.4 m, 死水位 275.1 m, 正常水位库容  $2.342 \times 10^7 \text{ m}^3$ , 死水位库容  $6.29 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 有效库容  $1.713 \times 10^7 \text{ m}^3$ 。其有效库容是根据两厂发电所需库容  $(2 \times 7) \times 10^6 \text{ m}^3$ 、事故紧急备用库容  $3 \times 10^6 \text{ m}^3$ , 共  $1.7 \times 10^7 \text{ m}^3$  的调节库容而确定的, 上下库

收稿日期: 2017-02-01

作者简介: 华丕龙(1974), 男, 福建连城人, 《调峰调频技术》执行主编, 高级工程师, 硕士, 主要从事蓄能电厂水工运行管理工作(email:403191577@qq.com)。

有效库容基本相等且都等于调节库容。在水库运行中,要尽量保持上下两个水库一满一空,即总库容大致在  $3.05 \times 10^7 \text{ m}^3$  (广蓄电厂称之为最佳库容)时,电厂能为电网提供设计水平的服务即最长的单次抽水或发电运行时间。

广蓄电厂机组 G 工况耗水约  $2.5 \times 10^4 \text{ m}^3/(\text{台} \cdot \text{h})$ , P 工况耗水约  $2 \times 10^4 \text{ m}^3/(\text{台} \cdot \text{h})$ ,  $1.7 \times 10^7 \text{ m}^3$  的有效库容可为系统提供  $300 \text{ MW}/\text{台} \times 8 \text{ 台} \times 8.5 \text{ h}$  的发电调节能力或  $300 \text{ MW}/\text{台} \times 8 \text{ 台} \times 10.6 \text{ h}$  的抽水调节能力,实现上述能力的前提是总库容等于最佳库容。当总库容不等于最佳库容时,则有:

$$\begin{aligned} Q_{\text{总}} &= Q_{\text{最佳}} + \Delta Q \\ &= (Q_{\text{下库}} + Q_{\text{上库}} + Q_{\text{设计有效}}) + \Delta Q \\ &= Q_{\text{下库}} + Q_{\text{上库}} + (Q_{\text{设计有效}} + \Delta Q) \end{aligned} \quad (1)$$

式中:  $(Q_{\text{设计有效}} + \Delta Q)$  为实际有效库容  $Q_{\text{实际有效}}$ ;  $\Delta Q$  可正可负,当  $\Delta Q$  为负即总库容不足  $3.05 \times 10^7 \text{ m}^3$  的时候,则可能发生下库无水可抽,上库无水可发的情况;当  $\Delta Q$  为正即总库容超过  $3.05 \times 10^7 \text{ m}^3$  的时候,则可能发生下库无空余库容容纳上库发电来水或者上库无空余库容容纳下库抽水来水的情况。所以在此情况下,实际有效库容:

$$Q_{\text{实际有效}} = Q_{\text{设计有效}} - |\Delta Q| \quad (2)$$

从式(2)可以看出,当上下库有效库容相等且都等于调节库容的情况下,只要总库容不等于最佳库容  $Q_{\text{最佳}}$ ,多余或者不足的部分都将挤占调节库容,电厂将不能实现设计的极大功能,而在实际运行中,总库容往往和最佳库容相去甚远。

笔者认为日调节纯抽水蓄能电站的库容设计应当遵循以下原则:

1) 下库有效库容大于调节库容,上库有效库容等于调节库容。

2) 将下库有效库容中大于调节库容的部分定义为  $Q_{\text{多余有效}}$ 。在此情况下,水库在上满下空和上空下满之间都能实现最大调节能力。定义上满下空时的总库容为  $Q_{\text{最佳}}$ ,上空下满时的总库容则为  $Q_{\text{最佳}} + Q_{\text{多余有效}}$ ,则总库容在式(3)区间内均能实现设计功能。

$$Q_{\text{总}} \in [Q_{\text{最佳}}, Q_{\text{最佳}} + Q_{\text{多余有效}}] \quad (3)$$

从以上分析可知,最佳库容  $Q_{\text{最佳}}$  并非什么最佳库容,乃是实现设计功能的库容区间的下限。由于广蓄上下库设计有效库容相等且都等于调节库容,

这就导致上式区间缩在一个点上。

至于多余有效库容到底应该设置多大呢?这涉及到多余有效库容的使用问题,笔者认为多余有效库容在枯期可用作兴利库容,在汛期可用作防洪库容。应当综合兴利、防洪、大坝安全、淹没范围、移民、工程投资等因素来确定。

还有观点认为,上库的库容要适当大于调节库容。笔者认为这个观点是不符合抽水蓄能电站的特点的。将此观点极端化,上库库容若加至无限大的话,蓄能机组将变成常规水电。蓄能电站上库的作用仅仅是用来承接下库抽上的水而已,无需额外加大。当然,若有其他目的,比如防洪、兴利要求,则另当别论。

## 2 地下厂房

广蓄电厂地下厂房运行这些年来主要存在以下几个问题:第一,蜗壳层厂房边墙渗水严重,整个厂房环境受其影响,观感甚差;第二,地下洞室的排水沟、排水管被渗水中的钙堵塞。造成厂房积水,甚至引发水淹厂房报警;第三,水淹厂房风险时刻存在,渗漏排水系统运行维护成本巨大;第四,A厂厂房结构单薄,分缝不合理,在长期往复的振动荷载作用下构件开裂。

### 2.1 厂房建筑排水系统

广蓄 A 厂、B 厂均设有两层排水廊道,上层排水廊道在 233~240 m 之间,分别距离主厂房上游边墙 11 m 和主变室下游边墙 11 m,上排水廊道倾向洞室方向布有直径 50 mm,间距 3 m,深 20 m,倾角  $30^\circ$  的排水孔幕。下层排水廊道在 218~220 m 之间,和上层排水廊道相同布局,设底层排水孔。详见图 1。

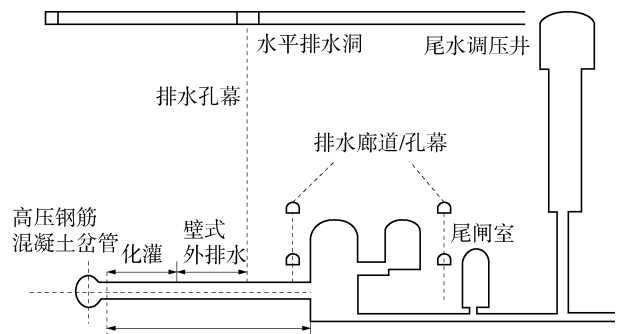


图 1 地下洞室排水系统图

Fig. 1 Underground cavern drainage system

排水廊道起到前端截水作用，仅有截水是不足以解决水问题的，还需要做好厂房内的排水工作。地下厂房207 m高程以上厂房边墙于围岩脱开，部分空隙达1.0~1.5 m，人可以在其间行走工作。199 m高程蜗壳层厂房边墙则直接紧贴周边围岩，207 m以上围岩渗水汇集于207 m高程的集水沟，再通过预埋在蜗壳层边墙内直径为100 mm的立管排至199 m高程排水沟，通过排水沟收集后经预埋的100 mm立管排至195 m高程集水廊道，最后通过集水廊道上游侧的排水沟流向厂房两端的集水井。

从上论述可知，蜗壳层边墙渗水的主要原因有二：一是前端的两层排水廊道位置过高，对其没有起到截水作用；二是后端无排水系统排水。针对这两个原因，建议在蜗壳层高程附近增设底层排水廊道（广东院后期设计的惠蓄电厂地下厂房、乐昌峡地下厂房都设置三层排水廊道），将207 m高程以上的设计延伸至199 m高程。即要求199 m高程厂房边墙也与围岩脱开，靠围岩侧设置排水沟，并设巡检通道以策安全。厂房内建筑排水系统示意图如图2所示。

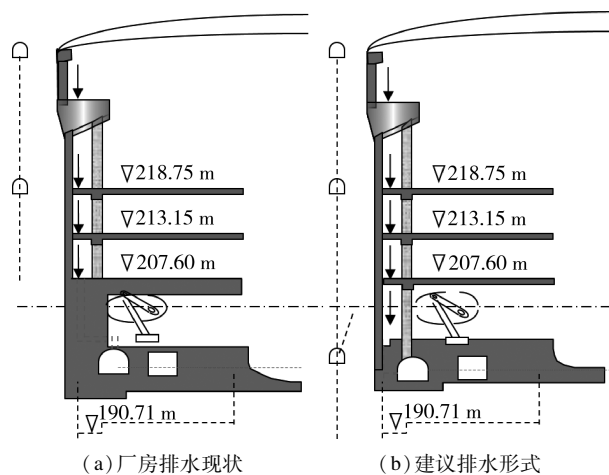


图2 厂房内建筑排水示意图

Fig. 2 Schematic diagram of building drainage

此外厂房内排水管(沟)设计时应充分考虑地下水对混凝土的侵蚀问题。广蓄目前普遍存在的问题是侵蚀性地下水将混凝土中的钙析出，并在管(沟)处沉积结垢，最终阻塞管沟造成排水困难。因此在设计阶段需要考虑这些因素，比如加大管沟尺寸、在结构混凝土添加适当的外加剂，防止混凝土侵蚀，提高混凝土耐久性。在移交运行时，要明确检

查和疏通排水管周期。

上述问题看似不严重，但在运行维护人员看来却是困扰安全生产、厂容厂貌的关键问题。若能在设计阶段充分考虑，工程建设阶段一劳永逸的加以解决，则可免除运行期的长久之痛。

## 2.2 检修和渗漏排水

广蓄A厂设有4台检修排水泵和6台渗漏排水泵，B厂设有4台检修排水泵和8台渗漏排水泵，各有两条 $\phi 600$  mm排水管沿尾水隧洞砼底部埋设，直至下库进出水口。设计上是在机组检修时，开启检修排水泵，将转轮室、肘管等水直接排往下库。渗漏排水泵安装在集水井，主要是将汇流于集水井的渗水排往下库，避免水淹厂房。这种排水方式不但增加建设期投资还增加运行期费用，据统计，广蓄AB厂检修渗漏排水泵年均耗电在1 TWh以上。因此应尽可能地采用自流排水方式，不仅节省投资和运行费用，免去水泵运行维护工作量，还能大幅提高地下厂房的安全性能，避免因排水泵故障导致的水淹厂房。

## 2.3 A厂厂房结构单薄

广蓄电厂地下厂房结构一二期有很大的区别。一期机组为下拆半伞式机组，两机一缝、板梁结构（板厚200~250 mm），厂房混凝土与周边围岩无紧固要求。由于下拆，尾水肘管裸露在外。二期为中拆悬式机组，一机一缝，厚板结构（板厚500~600 mm），厂房混凝土与周边围岩三向紧固。这样的设计是基于对水轮机转轮的信心。一期工程，考虑水轮机检修频繁，故采用下拆结构。二期时，已积累了相当经验，水轮机无需频繁检修，故可以接受水轮机检修要吊发电机转子的成本。一期厂房由于缺乏经验，下拆结构很大程度上的削弱厂房刚度，加上常规板梁结构，造成厂房动力响应超标，振动过大，局部结构开裂等。根据广蓄的经验，蓄能机组具有高水头、高转速、双向流动的特点，厂房设计不能参照常规水电。一机一缝、厚板结构和厂房与围岩三向紧固是应对上述特点的有效措施。一机一缝较两机一缝在力学分析上有受力简单，边界条件清晰等优点，便于计算分析。厚板结构和厂房与围岩三向紧固能有效提高厂房刚度，减小结构动力反应。

此外，根据《水电站厂房设计规范》（SL 266 - 2001）的要求：机墩自振频率与强迫振动频率之差和自振频率之比值应大于20%~30%，或强迫振动

频率与自振频率之差和机墩强迫振动频率之比值应大于 20% ~ 30%，以防共振。广蓄 A 厂机墩存在一个质量参与系数达 0.5 的频率为 60 Hz 的振型与强迫振动频率 58.3 Hz 错开不足，造成结构动力响应超标。因此建议设计阶段要专门校核。

### 3 高压引水隧洞

广蓄 A 厂引水隧道全长 3 746 m，洞径 8 ~ 9 m，最大静水头 610 m。采用 60 cm 单层钢筋混凝土衬砌。B 厂隧洞与 A 厂基本相同。广蓄 A/B 厂引水隧道投入运行以来，先后经历过八次放空。其中 A 厂上游水道在 2008 年充水时发生局部水力劈裂，而 B 厂上游水道则在 1998 年 8 月首次充水、2003 年 10 月检修后充水均发生了直通地面的水力劈裂。在引水系统排充水方面积累了一定的经验，几次充排水简要情况见表 1。

表 1 广蓄 AB 厂排充水概况

Tab. 1 Water drainage and filling in GPSPS

排充水日期	排/充水	历时/h	平均速度/(m·h <sup>-1</sup> )	排充水目的	A/B 厂水道
1993. 2. 10 —2. 28	充水	456	1. 6	首次充水、机组运行调试	A
1993. 5. 22 —5. 28	排水	168	3. 5	放空检查验收水道	A
1993. 6. 4 —6. 6	充水	72	8. 3	充水，电站投入运行	A
1995. 3. 14 —3. 20	排水	136	4. 4	放空检修引水钢管管灌浆孔焊孔缺陷	A
1995. 3. 28 —3. 30	充水	47. 5	12. 63	充水，电站检修后投运	A
1998. 2. 24 —3. 2	排水	157. 5	3. 86	排水检修泄水锥脱落	A
1998. 3. 4 —3. 6	充水	48	12. 66	充水，电站检修后投运	A
2007. 12. 16 —12. 23	排水	157. 5	3. 86	排水，检修球阀上游密封	A
2008. 1. 21 —1. 24	充水	84	7. 26	充水，电站检修后投运	A
1998. 8. 25 —8. 28	充水	75	8	首次充水、机组运行调试	B
1998. 9. 10 —9. 17	排水	173	3. 47	放空检查验收处理水道	B
1998. 10. 9 —10. 11	充水	42. 5	13. 97	充水，电站投入运行	B
2003. 10. 3 —10. 9	排水	152. 5	3. 97	排水，检查水道管系振动	B
2003. 10. 22 —10. 24	充水	44	13. 75	充水，检修后投运	B
2003. 10. 24 —10. 30	排水	124	4. 88	排水，处理南支洞水力劈裂	B
2003. 11. 21 —11. 24	充水	63. 8	9. 48	灌浆后充水，电站投入运行	B

排充水过程中，困扰电厂运行主要有两个问题：一是排水过程中混凝土衬砌及高压钢支管的抗外压稳定问题；二是在充水过程中围岩抗水力劈裂问题。

广蓄 A/B 厂设计外压水头是不同的。A 厂以排水洞为界，排水洞以下按全水头考虑，排水洞以上直至地下水水位线之间考虑 50% 的渗流水力损失，二者相加为 A 厂设计外压水头。即：

$$h_{00A} = (303 - 203) + (643 - 303) \times 0.5 = 270 \text{ m} \quad (4)$$

B 厂设计时参考 A 厂观测成果，以放空过程中外水回渗阶段的内外水压差，而不以浅层地下水水位线来控制其外压水头。设计外压水头按内静水压乘以两次折返，取水力损失系数为 0.45，即：

$$h_{\text{设外}B} = H_{\text{静}} \times (1 - 0.45)^2 = 610 \times (1 - 0.45)^2 = 185 \text{ m} \quad (5)$$

广蓄两期混凝土衬砌均按限裂理论设计，缝宽 0.2 ~ 0.3 mm 之间。当内水排空外水返压，衬砌可通过裂缝排水释放压力，而且 2.7 MPa 的压力不会对钢筋砼衬砌造成损害。但是高压钢支管是不透水材料，它有可能在外压作用下失稳，虽然 A/B 厂高压钢支管施工时均设有外排水等泄压措施，但无有效的监测手段，当外水返压上升至设计点时，无法确定钢支管确切承受的外水压力。建议在施工阶段增加钢管外压监测项目。

充水过程为了防止围岩水力劈裂，要严格控制充水速度。广蓄 B 厂隧洞 1998 年初次充水发生水力劈裂，2003 年检修后充水，再次发生水力劈裂。A 厂隧洞 2008 年检修后充水，发生局部水力劈裂。充水至上库平压后，P2 渗压计短小时内压力剧升，最后稳定在 617 m 左右。

观察 A/B 厂充水数据渗压计曲线(如图 3 和图 4 所示)，可以看出，两者都是在充水至一定高程后，渗压计压力曲线陡升，出现拐点。不同之处在于，B 厂的水力劈裂是直通地面的，发生了追踪劈裂，所以渗压计到达顶点后，随着压力水的释放，渗压计到高点后又有个向下的拐点。而 A 厂未发生追踪劈裂，则稳定在一个新的水平上，但是下次充水仍然存在追踪劈裂的风险。

根据几次劈裂时的充水参数，建议 A 厂充水速度控制在 7 m/h 以内，充水至上平洞底 740 m 时，稳压 24 h 后再按控制速度充水至上库水位。B 厂充

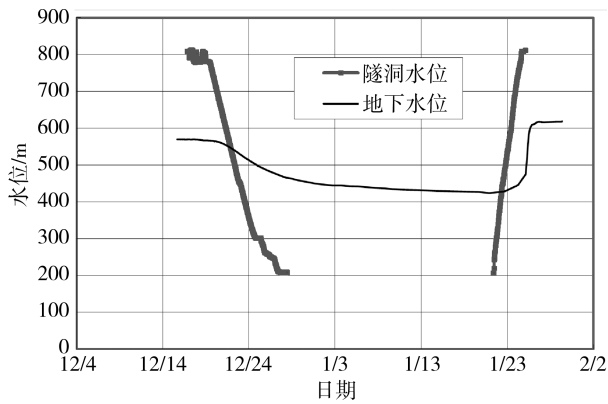


图3 2008年A厂引水隧道排水充水图

Fig. 3 Water Drainage and filling line of A plant in 2008

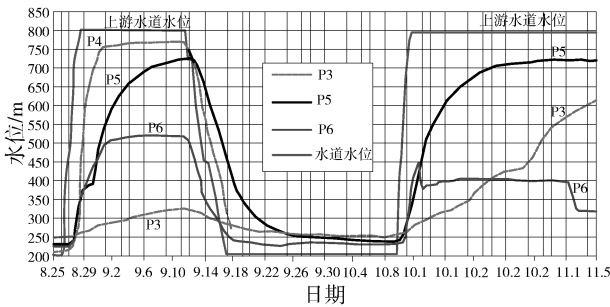


图4 1998年B厂引水系统充水图

Fig. 4 Water filling line of B plant in 1998

水速度控制在 6 m/h 以内, 充水至上平洞底 740 m 时, 稳压 24 h 后再按控制速度充水至上库水位。

## 4 安全监测系统

广蓄电厂安全监测系统分四阶段建设: (1) 施工期, 主要进行各种内观仪器埋设; (2) 1995 年, 建立上下库大坝表面变形监测系统, 上下库大坝均采用视准线法观测; (3) 1999 年, 改上库坝为测边前方交会法, 下库坝为正倒垂线法, 并分别增加了绕坝渗流监测; (4) 2003 年, 监测系统自动化改造。

安全监测系统存在以下几个问题: (1) 施工期埋设的内观仪器逐步老化失效; (2) 外部位移观测系统几经改造, 存在监测系统不符合规范要求的问题。比如, 1999 年改造, 即是因为 1995 年建立的外部观测系统存在观测项目设置不合规范(无绕坝渗流观测), 下库坝视准线起测基点不满足规范要求等原因。1999 年改造的上库交会法观测基点 791 建立在一个大的坡积层上, 该基点变形过大, 导致校核倒垂线失效, 电厂于 2012 年在进行改造; (3) 表面变形监测系统屡次改造, 造成前后数据衔接

问题。

安全监测系统是大坝的重要组成部分, 目前设计阶段对它的重视程度不够。应该在设计阶段综合考虑, 建立一套完整的安全监测系统, 避免工程完工后的反复改造。

## 5 结论

广蓄电厂是我国第一座大型抽水蓄能电站, 它的水工建筑物总体是成功的, 经受了长期运行的考验。但运行中也暴露出在库容设置, 地下厂房抗振、渗漏、排水, 高压隧洞充排水, 安全监测系统等方面的缺陷和不足, 值得后来者借鉴。

## 致谢

本文写作过程中, 得到中国工程院罗绍基院士、清远抽水蓄能建设管理局刘学山教授级高级工程师、中国水利水电科学研究院鲁一暉高级工程师的指导, 在此表示感谢。

## 参考文献:

- [1] 刘学山. 广州抽水蓄能电站二期工程钢筋混凝土岔管高压渗水的处理及有关问题探讨 [J]. 广东电力, 2006, 19(6): 39-42.  
LIU X S. Study on treatment and relevant problems of HP leakage in reinforced concrete manifold of Guangzhou Pumped Storage Power Station Phase-II project [J]. Guangdong Electric Power, 2006, 19(6): 39-42.
- [2] 陈颖豪. 广蓄电站水工建筑物设计运行总结 [C]//中国水力发电工程学会抽水蓄能专委会. 抽水蓄能电站建设经验技术交流会, 福州, 2002. 北京: 中国水力发电工程学会, 2002: 57-59.
- [3] 叶冀昇. 广蓄电站水工隧洞设计施工的若干问题 [J]. 水力发电学报, 1998(2): 38-49.  
YE J S. Key issues concerning the design and construction of high-pressure power tunnels of Guangzhou pumped storage project [J]. Journal of Hydroelectric Engineering, 1998(2): 38-49.
- [4] 毕仁友, 李明. 响水水电站高压埋管失稳破坏的探讨 [J]. 水利技术监督, 2003, 11(4): 47-52.  
BI R Y, LI M. Discuss on the unstable failure of high pressure pipe in Xiangshui hydroelectric station [J]. Technical Supervision in Water Resources, 2003, 11(4): 47-52.
- [5] 叶复萌, 何其, 陈婉瑜. 广州蓄能水电厂安全监测系统改造设计 [R]. 广州: 广州蓄能水电厂, 2015.