

7.2 引水式水电站设计实例

7.2.1 基本资料

B 江水力资源丰富，根据流域梯级开发规划，拟建引水式(混合式)开发水电站。

7.2.1.1 自然地理与水文气候特性

(1) 流域概况

B 江河流系山区河流，流域内高山群立，山势陡峭，地形起伏较大。沿河支流众多，支流入口处，地势较为开阔，出现山间盆地。干流全长 430 余 km，河流坡降约为 1/1 000；流域面积 15 000km²。流域形状近于椭圆，南北长 160km，东西宽约 170km。两岸山坡上一般多生杂草和丛林，植被较好。本电站位于 B 江下游，本电站以上集水面积 12 960km²，其上游约 86km 和 37km 处各有一水电站 C、D，其集水面积坝址以上分别为 10 375 km² 与 12 506 km²。

(2) 气象条件

B 江属于山区河流，地形对气候的作用比较明显。天气寒冷干燥，为期漫长，全流域一月份平均温度均在-10 以下，全年有 4~5 个月气温在零度以下，夏季炎热而短促。电站附近的多年平均气温为 5.4 ，月平均最低气温-32.1 (12 月份)，最高 37.5 (7 月份)，极端最高气温可达 39.5 。年差很大。

B 江降雨量较大，降雨集中在夏季，各地 6~8 月降雨量占全年的 60%左右，尤以 7、8 两月为最多，最多月雨量与最小月雨量之比达 30 倍之多。电站处水文站年平均降雨量为 1089.6mm。

电站处多年平均蒸发量为 1 095.9mm，其中 5 月最大，月蒸发量为 214.7mm，1 月为最小，月蒸发量为 13.6mm。电站附近 1958 年实测最大风速为 16m/s，风向东南。

(3) 水文资料

电站水库年径流系用三个位于上游的干流、支流水文站径流资料，按面积比推求而得(表略)。各站年径流有关参数见表 7-1。

B 江洪水主要由急剧而强烈的暴雨形成，暴雨多集中在三天，其中强度最大的暴雨又多集中在一天之内。历史洪水的调查曾进行过五次，调查河段较长，对洪水分析提供了可靠的历史资料。

表 7-1 主要站年径流参数表(m³/s)

站名	多年平均流量	C _v	C _s /C _v	设计值 P%				
				5	10	50	90	100
C(上游梯级)	144	0.32	2	227	205	139	89	78
D 上游梯级)	178	0.32	2	280	254	172	110	97
E(本电站处)	187	0.32	2	295	266	181	116	101
F(本电站下游)	224	0.32	2	353	319	216	138	121

由于上游梯级电站 C 为年调节电站，库容较大，对洪水有一定的调蓄控制作用，故区间洪水对下游梯级起主要作用。电站设计洪水地区组成曾用典型年法和频率组合法推求组合洪水进行比较，两种方法计算成果相近，故采用典型年法成果。按典型年分配，同倍比放大各控制点设计洪水过程线。本电站水库入库洪水系将上游梯级 C 的入库洪水，经调节后，加 C~D 区间洪水而得到梯级 D 的入库洪水，再经 D 水库调节后，加 D~B 区间洪水而得本电站 B 的入库洪水。

7.2.1.2 工程地质条件

水库区两岸山体高峻，高程为 360~700m，分水岭厚度均在 0.8km 以上。库区岩石为侏罗纪火山碎屑岩类和震旦纪变质岩和混合质变质岩，地下水位较高，不会向邻谷产生永久性渗漏，不存在塌岸问题。坝址区出露的地层有前震旦系和第四系，两岸发现三条断层。据分析，采用重力坝时，大坝将建于比较完整的半风化岩石上。河谷部分的开挖深度约为 2~7m，相应于此开挖标准，坝基岩石与混凝土的摩擦系数为 0.6；河床部位岩石风化较浅，实际上可挖至微风化岩石，摩擦系数建议采用 0.65。

电站的引水隧洞和厂房地区地层主要为前震旦系的黑云母混合片麻岩，所有建筑物均将在此岩层上。第四系包括进口和出口河漫滩的冲击洪积层，岩性为亚砂土、细砂和砂卵石；两侧山坡的坡积残积层，岩性为亚砂土夹碎块石。隧洞均将在黑云母混合片麻岩中穿过，沿洞线未发现断层，且洞顶覆盖新鲜岩体深后，达 80~160m，深部裂隙已趋闭合，因此工程地质条件较好。洞线前部通过两条较大岩脉，均大致与洞线正交，一条为石英斑岩，宽 30~40 m；另一条为正常闪长岩，宽 26~30 m。据地表槽探观察，岩脉与围岩接触良好，但从钻孔资料分析，石英斑岩裂隙比较发育。厂房后山坡地形坡度约 50°~60°，坡高 40 m 左右，通过剖面裂隙可得知，厂房后坡存在两组顺坡裂隙，第一组倾角为 68°~74°；第二组倾角稍缓，为 40°~50°。表部裂隙张开 1~3cm，坡脚部位岩块已经位移。根据上述情况，可认为后山边坡基本上是稳定的，建议在开

挖时基本上沿着上述两条裂隙挖成阶梯状边坡，对已位移或张开角度较大的岩块予以清除，对局部不稳定岩块可采取相应的加固措施。厂房基础将坐落在新鲜的黑云母混合片麻岩上。

7.2.1.3 水利动能

电站位于 B 江干流，水库以下沿江无较大城镇与工矿企业，对水库无防洪要求。库下某乡有 5000 亩耕地需灌溉，在水库水量平衡中可按 $1\text{m}^3/\text{s}$ 考虑。因此本电站主要目的是发电，并利用水库对径流与洪水的调蓄，充分发挥工程的综合利用作用。电站建成后投入电网运行，并为附近地区工农业生产送电。通过研究本电站正常高水位与上一级电站 D 一台机与两台机发电尾水位 191.0m 与 191.5m 相衔接两个方案。191.5m 方案虽然使上一级电站在一台机运行时水头损失减小 0.5m，减少年发电量 320 万 kWh，本水库淹没损失增加 235 亩耕地和 78 人，坝体混凝土增加 $9\,400\text{m}^3$ ，投资增加 31.1 万元，但本电站却多得 550 万 kWh 电量，因此，本电站水库的正常高水位定为 191.5m 是合适的。正常高水位定为 191.5m 时，相应库容为 1.64m^3 ，水库调节能力较低。但由于本电站承接上游梯级水库对干流水量的调节，故能以较少库容获得较好的能量指标。从水库的狭长性特点上看，对库水位过多的消落深度是不合算的，正常情况下为 0.5 m，结合输水建筑物的布置，确定水库死水位为 190.0 m，相应死库容为 1.45 亿 m^3 ，调节库容为 0.19 亿 m^3 ，为一日调节水电站。本电站水库特征水位及电站动能指标见表 7-2。

7.2.1.4 挡水及泄水建筑物

挡水建筑物曾选用两条坝线，上坝线与下坝线进行比较，上、下坝线相距 200~300m，地质条件基本相同，但下坝线地形更单薄，左岸岩石完整性较差，而上坝线则比较完整。上坝线不论修建土坝或重力坝，地质上都是可能的，因此选用上坝线。坝型经对土坝和重力坝比较后，推荐采用重力坝，坝高 44m，坝顶高程 196.2m，坝顶长度 547m。泄水建筑物的形式和主要尺寸见表 7-2。

根据本工程的条件，采用二级设计标准，即水利枢纽永久性建筑物按百年一遇洪水设计，千年一遇洪水校核。

7.2.1.5 其他

建筑材料、对外交通、水库水位~容积关系曲线、电站水位~流量关系曲线、设计洪水(三日)过程线、坝址地形地质图、隧洞及厂房地形地质图等略。

表 7-2 B 电站工程特性表

建设地点		某县	主坝	坝型	重力坝
所在河流		B 江		坝高	44 m
控制流域面积		12, 961km ²		坝顶长度	547 m
坝址岩石		混合片麻岩		坝顶高程	196.2 m
地震基本烈度		6 度		坝体工程量	32.0 万 m ³
水文特征	多年平均流量	187 m ³ /s	溢洪道	型式	坝顶溢流
	调查最大流量			闸门尺寸/孔数	12*10.5/14 孔
	实测最大流量			最大泄量	16, 200 m ³ /s
	实测最小流量			堰顶高程	181.5 米
	设计洪水流量(1%)	12400 m ³ /s	泄洪孔	型式	坝内底孔
	校核洪水流量(0.1%)	17500 m ³ /s		孔口尺寸/孔数	4*3.5 米/4 孔
水库	总库容	2.09 亿 m ³	底孔	最大泄量	1, 000 m ³ /s
	死库容	1.45 亿 m ³		进口底槛高程	163 m
	调节性能	日调节		型式	混合式地面厂房
	校核洪水位	194.7 m	电站	装机容量	16 万 kw
	设计洪水位	191.7 m		保证出力	2.5 万 kw
	正常高水位	191.5 m		年发电量	4.3 亿度
	死水位	190 m		年利用小时	2, 680 时
	灌溉	0.5 万亩		最大水头	38.1 m
	迁移人口	3098 人		设计水头	36.2 m
	淹没耕地	5354 亩		最小水头	34.6 m

7.2.1.6 设计要求

(1)机组选择。根据本电站任务及基本资料，通过充分分析论证和方案比较选择机组台数、机型、主要参数和辅助设备；

(2)电站枢纽布置。确定主要建筑物，包括进水口、隧洞、调压室、高压管道、厂房等的相对位置；

(3)进水口设计。根据基本资料，确定进水口的位置、型式、高程和轮廓尺寸；

(4)隧洞设计。根据基本资料，论证隧洞线路布置、供水方式、经济直径等；

(5)压力管道设计。确定压力管道布置方式，估算经济直径、管壁厚度、进行抗外压稳定计算等；

(6)调节保证计算。根据规范要求，合理选择机组调节时间，计算电站发生不稳定工况时压力管道中水击压力和机组转速变化率；

(7)调压室设计。选择调压室的布置方式和结构形式，进行水力计算，确定调压室高度和断面；

(8)厂房设计。进行电站厂房的布置设计和结构设计，包括厂房内各种设备的选择和布置，确定厂房的轮廓尺寸，划分一二期混凝土，进行厂区枢纽布置设计等。

7.2.2 机组选择

7.2.2.1 台数选择

随着工农业生产不断高涨，现有电源特别是水电远远不能满足系统负荷增长的需要。经研究认为，本水电站将在负荷曲线的尖峰位置上工作，并应适当担任一部分备用容量，为此，本电站的利用小时数不宜过高，可控制在 2500h 左右或更低，装机容量可结合机组选择合理确定。

根据本电站可能条件，研究了装设三台机和四台机的情况，见表 7-3。增加一台机组需增加工程投资 1560.4 万元，多得近 40MW 容量与 2450 万 kW.h 电量，相当每增加千瓦投资 390.1 元/千瓦，每增加电量投资 0.64 元/kW.h，在经济上是可行的。投入电网后，以 160MW 的容量在负荷曲线上的尖峰位置上可以工作约 4h，如分担 40MW 的备用容量可以在尖峰位置上工作约 5h，所以，本电站向系统投入 160MW 很有必要。因此，本电站选择 4 台机组，装机容量 160MW，年利用小时数 2670h。

表 7-3 机组台数选择比较表

项目	单位	三台	四台	备注
设计水头	m	36.5	36.2	
机组出力	MW	3*40.8	4*40.25	
受阻容量	MW	13	19	
年平均发电量	亿 kW.h	4.055	4.3	
工程投资	万元	4448.8	6009.2	引水系统、厂房及机电等有关部门
装机年利用小时	h	3330	2670	

7.2.2.2 机型选择

根据确定的装机容量和台数知，机组单机容量为 40MW，结合本电站的水头，查水轮机系列型谱表，可以适用的水轮机型号为 HL240 型和 ZZ360 型。将这两种机型作

为比较方案，根据模型特性曲线分别选择其标称直径、转速、吸出高度等主要参数，结果见表 7-4。

表 7-4 水轮机方案参数对照表

序号	项目	HL240	ZZ360
1	模型转轮参数	推荐使用的水头范围(m)	25~45
2		最优单位转速 n'_{10} (r/min)	72
3		最优单位流量 Q'_{10} (L/s)	1100
4		最高效率 η_{\max} (%)	92
5		气蚀系数 σ	0.195
6	原型水轮机参数	工作水头范围(m)	34.6~38.1
7		转轮直径 D_1 (m)	4.1
8		转速 n (r/min)	107.1
9		最高效率 η_{\max} (%)	93.9
10		额定出力 N_r (MW)	40.8
11		最大引用流量 Q_{\max} (m ³ /s)	124.4
12	吸出高度 H_s (m)	1.867	-2.11

由表 7-3 可知，HL240 方案水轮机转轮直径小于 ZZ360 方案，发电机造价较低，且工作范围包含了较多的高效率区，运行效率高，气蚀系数小，安装高程较高，有利于提高年发电量和减小电站厂房的开挖工程量。根据以上分析，本电站选用 HL240。

7.2.2.3 特性曲线绘制(略)

7.2.2.4 蜗壳及尾水管的形式及尺寸

由于本电站水头较低，选择混凝土蜗壳，通过 225° 和 270° 两个包角方案的分析比较，270° 包角进口宽 6.36m，易于与压力管道连接，予以采用。

尾水管采用弯肘型，蜗壳及尾水管的尺寸计算略。

7.2.2.5 其他

发电机选用半伞式 TS-900/135-56 型号；调速器选用 DT-100，油压装置选用 ys-25 型。

7.2.3 电站枢纽布置

B 江在中下游地段，侧向侵蚀作用十分强烈，形成迂回曲折的蛇曲地貌，为修建引水式水电站提供了有利的地形条件(如图 7-1)。根据当地地形地质条件，电站进水口布置在某分水岭一侧，此处分水岭宽约 800m，两端河水位差 13m。由于隧洞较长约 800m，根据引水式电站调压室设置判别条件，须在厂房上游设置调压室，以减小水击压力。

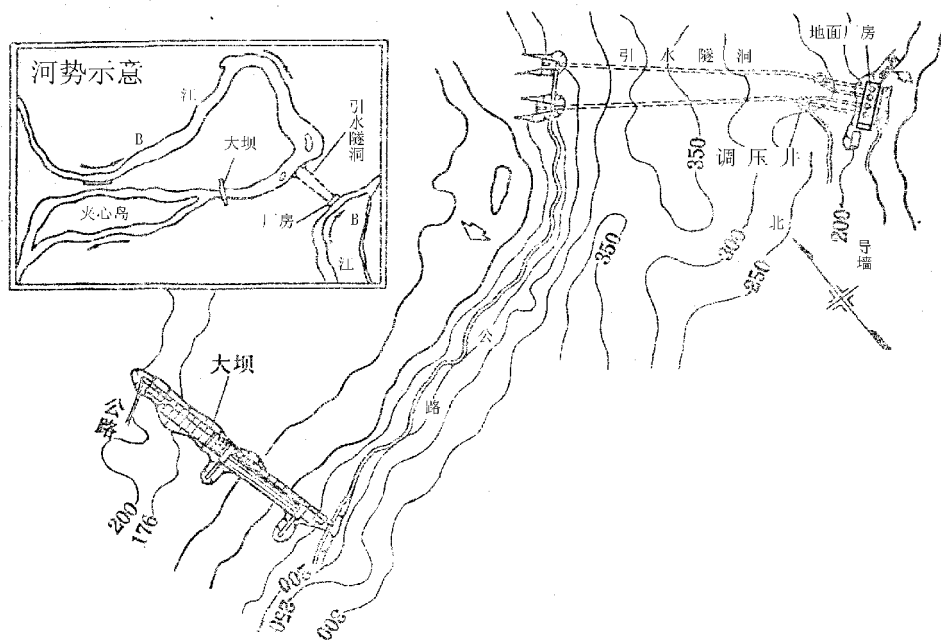


图 7-1 电站枢纽布置图

供水方式选择了一条隧洞和两条隧洞供水的方案，结果表明，一条隧洞方案供应四台机组时将使隧洞洞径超过 12m，对属于中小型的本电站来讲施工技术条件有困难，且增加了岔管布置、制造、安装、施工等困难，分岔管将使压力管道变得结构复杂，也须在机组前布置阀门，以保证某机组发生事故不影响其它机组。若在调压室内分岔，布置 4 台机组的压力管道进水口、闸门等，困难较大。两条隧洞方案是一条隧洞供应 2 台机组，洞径相对较小，施工难度不大，在调压室内分岔容易布置，在压力管道进口布置两个平板闸门可代替机组前的阀门，既减少了一条隧洞的分岔管，又减少了机组前阀门，节省了投资，调压室也起到了发射水击波的作用，又起到了布置分岔管和闸门的作用，因此选用两条隧洞方案。枢纽布置如图 7-1。

7.2.4 进口设计

根据进口处地形地质条件，选择采用岸坡式进水口，位置选择了三个山脊的端部作为进水口位置，它们与厂房连线形成三条洞线，长度为：线 715m，线 760m，线 800m，比较结果，由于线洞长，进口处裸露岩石为斑岩岩脉，且山体较小，进洞高度不足而放弃。其他两个进水口又进行了三种布置方案的比较：(1) 两个进水口分别布置在两个进口山脊端部；(2) 两个进水口并列布置在线进口山脊端部；(3) 两个进水口并列布置在线进口山脊端部。比较结果显示，第一种布置工程量稍大些，但考虑到两洞口施工干扰小，能加快施工进度，因而选择第一种布置方式。

进水口底板高程以高于建库 50 年淤积高程和在死水位 190m 下有一定淹没深度为原则。B 江含沙少，淤积不严重。进口处河底高程约 163m，一阶台地高程约 170m，建库 50 年淤积高程 165m；淹没深度按经验公式 $S_{cr} = cv\sqrt{d}$ 计算约为 5.5m，考虑冰厚 1m，进口洞径 11m，则底板高程应低于 172.5m，取进口底板高程 172m。进水口的其他尺寸计算略。

7.2.5 隧洞设计

圆形断面施工工程量较小，本电站隧洞断面选取圆形。由于隧洞沿线地质条件较好，岩性为黑云母混合片麻岩，主要节理裂隙与洞轴线交角较大，倾角为 $55^\circ \sim 75^\circ$ 的陡倾角，上覆岩体较厚，且无大的断层破碎带，给采用喷锚支护创在了有利条件，因此隧洞选用喷锚支护形式，并采用光面爆破技术，降低糙率系数。

有压电站隧洞直径的选择应根据电力系统年支出最小法计算经济直径。初步设计时可根据经验取隧洞经济流速为 4.0m/s，估算隧洞经济直径为 8.9 m。

7.2.6 压力管道结构设计

压力管道为从调压室到机组进口之间的输水管道。为向机组可靠供水，布置有水平段、转弯段、斜直段和进口段，各段均按规范要求布置，总长度为 118.3m。采用钢衬钢筋混凝土管道，钢衬选用 16Mn 钢，周围回填混凝土厚度 50cm，混凝土弹性模量 $E_c=2.55 \times 10^4 \text{MPa}$ ，泊松比 $\mu_c=0.2$ ，围岩的 $E_0=6.0 \times 10^3 \text{MPa}$ ， $\mu_0=0.2$ ，钢衬 $E_c=2.06 \times 10^5 \text{MPa}$ ， $\mu_s=0.3$ ，线膨胀系数 $\alpha_s=1.2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ ，屈服应力 $\sigma_s=3 \text{MPa}$ ，允许应力 $[\sigma_s]=200 \text{MPa}$ 。钢管灌浆时的温度与运行时的最低水温之差取 $\Delta t=12$ ，与最高水温之差 $\Delta t=3$ 。混凝土

垫层的内半径 $r_c=r_s=3\text{m}$,开裂岩层内半径 $r_0=3+0.5=3.5\text{m}$,完整岩层内半径 $r_e=r_0=3.5\text{m}$,设计内水压强 $p=\gamma(H+\zeta H)=610.64\text{kPa}$ 。计算时按钢衬与钢筋混凝土联合承受内水压力考虑。

1.经济直径。和隧洞经济直径选择一样，压力管道直径应拟定几个不同管径的方案，通过动能经济计算，选定较为有利的管道直径。在初步设计阶段可按彭德舒公式初步估算经济直径。

$$D = \sqrt[7]{\frac{5.2Q_{\max}^3}{H}} = \sqrt[7]{\frac{5.2 \times 124.4^3}{36.2}} = 6\text{m}$$

2、管壁厚度。

按平面应变问题考虑，则钢衬、混凝土和围岩的弹模 E 应以 $E' = \frac{E}{1-\mu^2}$ 代替，

分别为 $E'_s = 2.26 \times 10^5 \text{ Mpa}$; $E'_c = 2.66 \times 10^4 \text{ Mpa}$; $E'_o = 6.25 \times 10^3 \text{ Mpa}$ 。

围岩的单位弹性抗力系数 k_o 为：

$$k_o = \frac{E_o}{(1+\mu_o) \times 100} = \frac{6.0 \times 10^3}{(1+0.2) \times 100} = 50 \text{ (MPa/cm)}$$

则估算钢衬厚度：

$$\delta_s = \frac{Pr_s}{\varphi[\sigma]} + 100k_o \left(\frac{\Delta}{\varphi[\sigma]} - \frac{r_s}{E'_s} \right) = -2.19\text{cm} < 0$$

式中： φ 为焊缝系数，取 0.9， Δ 为地下钢管的初始裂缝，包括施工裂缝，钢管及围岩的冷缩缝隙等，我国钢管设计规范中建议 $\Delta = (3\sim 5.5) \times 10^{-4}r_s$ ，通常 $\Delta = (3.5\sim 4.3) \times 10^{-4}r_s$ ，本计算中采用 $\Delta = 4.0 \times 10^{-4}r_s = 0.12\text{cm}$ 。

计算表明，围岩承受内压能力很强，不需要钢衬承受内水压力，此时钢衬应按规范要求取最小厚度，即： $\delta_{\min} \geq \frac{D}{800} + 4\text{mm} = 11.5\text{mm}$

则 δ_s 取整为 12mm，钢衬主要起防渗作用。

3.钢衬与围岩联合受力条件的检验

钢衬与围岩联合受力按规范必须满足以下条件：

$$(1) \text{初始縫隙 } \Delta < \frac{\varphi[\sigma_s]r_s}{E's}。 \frac{\varphi[\sigma_s]r_s}{E's} = 0.23\text{cm} > \Delta = 0.12\text{cm}$$

(2) 围岩覆盖厚度 $h > 6r_0$ 。管轴倾角 $\varphi < 60^\circ$ ；岩石分担的最大压力 $q = \gamma_0 h \cos\varphi$ (γ_0

为围岩的重度)。经验算： $q = (pr_s - \sigma_{ts})/r_0 = 0.41\text{MPa} < \gamma_0 h \cos\varphi = 0.57 \times 10^3\text{MPa}$

4. 钢衬的抗外压稳定计算

钢衬为薄壁圆管，在外压作用下会产生失稳，须进行抗外压稳定验算。钢衬所受的外压主要有：

(1) 地下水压力：根据工程建成后水库、调压室蓄水形成的地下水位线，可得钢衬所受的外水压力为 0.34MPa ；

(2) 灌浆压力：一般不小于 0.2MPa ，取 0.20MPa ；

(3) 浇筑混凝土的压力： $p = r_c(D + h) = 0.18\text{MPa}$ 。

钢衬的临界外压计算采用采用规范推荐的经验公式：

$$p_{cr} = 3440 \left(\frac{\delta_s}{r_s} \right)^{1.7} \sigma_s^{0.25} = 3440 \times \left(\frac{1.20}{300} \right)^{1.7} \times 3000^{0.25} = 0.23\text{MPa}$$

如果抗外压稳定的安全系数 $K=1.8$ ，允许的外压力为 $p = \frac{p_{cr}}{k} = 0.13\text{MPa}$

因此钢衬在以上三种外压作用下均不能满足抗外压稳定的要求，因此，须采取措施：

- (1) 设排水廊道，降低地下水位；
- (2) 在浇筑混凝土和灌浆时在管道内加设临时支撑；
- (3) 加设刚性环或在管壁上焊接锚筋。

采取措施后，应重新进行抗外压稳定验算，这里从略。

七. 调节保证计算

1. 调节保证计算的目的

调节保证计算包括水击计算和转速变化率计算，目的是选择适当的调节规律和调节时间，使得管道内最大水击压力和转速变化率均在规范允许范围之内。

2. 水击压力和转速变化率的允许范围

根据规范，本电站水头小于 40m ，取水击压力允许值 $\xi_{允} = 0.5 \sim 0.7$ ；本电站担任调

峰调频任务，取 $\beta_{允}=0.45$ 。

3. 计算方法

水击计算采用解析法计算，转速变化率采用前苏联经验公式：

$$\beta = \sqrt{1 + \frac{365 N_0 T_{S1} f}{n_0^2 G D^2}} - 1$$

4. 计算工况

最大水击计算情况为上游高水位是电站丢弃负荷和计算水头时电站丢弃负荷两种情况；最低压力计算情况为上游最低水位时电站丢弃负荷和上游最低水位时最后一台机组投入运行；转速变化率仅计算丢弃全负荷时的转速升高情况，增加负荷的转速降低只对单独运行的电站有意义，本电站建成后投入电网运行，机组转速受系统频率限制，不可能有很大变化，因此，不计算增加负荷的情况。

5. 计算结果

计算结果表明：当 $T_S=5s$ 和 $6s$ 时， ξ_{max} 和 β 都在允许范围内；当 $T_S=4s$ 时， $\xi_{max}=0.74$ ，超过允许值 $\xi_{max}=0.5\sim 0.7$ 。故调节时间可选取 $5s$ 和 $6s$ ，这里选取 $5s$ ，此时 $\xi_{max}=0.57$ $\beta=0.33$ 。

由计算可得，压力管道末端的压力升高 $15.69m$ ；最大压力降低值为 $10.6m$ ，管道沿线满足最低压力大于 $2m$ 。蜗壳末端压力升高值为 $18.93m$ 。

尾水管的真空度按下式计算为：

$$H_{尾} = H_S + \frac{v^2}{2g} + \Delta H_{尾} = 1.45 + \frac{4.4^2}{2 \times 9.81} + 3.55 = 6.0 < 8m(\text{允许值})$$

因此，尾水管的真空度满足要求，不会产生真空。

在设计水头下甩负荷发生最大转速升高值 $\beta=0.33 < \beta_{允}=0.45$ 。

水击计算结果表

T_S	m	
4	0.75	0.29
5	0.57	0.33
6	0.46	0.35

八. 调压室设计

1. 调压室设置判别

根据规范推荐的调压室设置判别条件 $T_{\omega} = \Sigma LV/gh$ 判断是否设置调压室。

计算得： $T_{\omega}=6.02s > 2\sim 4s$ ，因此需要设置上游调压室。

2. 调压室型式

调压室的结构型式有园筒式、阻抗式、溢流式、双室式、差动式、压气式，本电站为小型电站，电站投入电网运行，调压室还将布置两个平板闸门，调压室宜采用简单的型式，这里选用园筒式和阻抗式两个可行方案，对这两个方案进行水力计算，比

较结果确定调压室最后型式。

3. 调压室水力计算

(1)调压室稳定断面按小波动的托马稳定断面公式计算，并考虑大波动、电站投入电网运行及其他因素对水位波动稳定的影响确定。根据托马稳定断面公式为：

$$F_k = \frac{lf/2ga}{H_0 - h_{w0} - 3h_{wm0}}$$

计算可得： $F_k=369.08\text{m}^2$ 。为保证大波动的稳定，调压室断面面积为 $1.2F_k$ ，为 442.9m^2 。则调压室稳定断面直径 D 为：

$$D = \sqrt{\frac{4F_k}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 442.9}{3.14}} = 23.7\text{m}$$

考虑投入电网的影响是：

$$F > F_k = \frac{Lf}{2g\alpha(H_0 - h_{w0} - 3h_{wm0})} \left[\frac{3E - 1}{2} \right]$$

E 为电站容量占系统中担任变化负荷的容量的比重。本电站装机容量 16 万千瓦，比较小，占电力系统担任变化负荷的容量的比重 $E < 1/3$ ，按上式计算， F_k 将小于 0，这就是说，电站投入电站运行，调压室水位变化所引起的出力变化，将有系统中所有承担变化负荷的机组共同保证系统出力为常数，因而减小了本电站出力变化幅度，有助于调压室的波动衰减。本电站的由于 E 小， $F_k < 0$ ，即不需要设置调压室，但考虑到本电站调压室还兼有分岔和布置闸门的作用，因而取调压室稳定断面直径 D 为 20m，断面积 400m^2 ，略小于上面计算得大波动情况下调压室断面。

(2)调压室水位波动计算采用解析法，分别计算园筒式和阻抗式两种形式的最高涌浪和最低涌浪。

阻抗式调压室采用底部联接短管的形式。根据以往模型试验成果，当阻抗孔口的面积超过引水道面积的 30%，阻抗的存在对调压室底部和压力水管末端的水击压力影响甚微；当阻抗孔口的面积小于引水道面积的 15%时，调压室对水击波的反射急剧恶化，按一般原则取阻抗孔口面积 f_b 与引水道面积 f 相等，即 $f_b=f=63.62\text{m}^2$ ，根据《水工设计手册》查得阻抗系数分为 1.82。

最高涌浪计算工况为上游最高水位，丢弃全部负荷，引水道糙率取可能最小值；最低涌浪计算工况为上游取最低水位，引水道糙率取可能最大值，并比较丢弃全部负荷时的第二振幅和增加负荷(本电站按最后一台机组投入运行计算)时的水位降低，两者去

绝对值较大者。增加负荷时的水位降低采用经验公式法计算。

计算表明：园筒式调压室最高涌浪为 9.7m，最低涌浪为 7.2m；阻抗式调压室最高涌浪为 8.9m，最低涌浪为 6.8m，两者计算结果相差不大，考虑到园筒式结构简单，本电站选用园筒式调压室。

(3)根据调压室的型式和计算所得的数据，考虑调压室内的净空和闸门起吊设备高度共 10m，确定调压室的顶部高程为 209.4m。调压室最低水位为 181.4m，高于压力管道进水口顶板高程 179.4m，满足要求。调压室净高 30m。

4. 调压室结构计算(略)

十. 厂房布置

(一) 厂房各层设施设备选择

1. 水轮机、发电机、调速器、油压装置等选择见本节机组选择；
2. 机座形式及尺寸：选用园筒式机座，内经 6m，厚度 3.8m，外径 13.6m。
3. 起重机选择：根据最大部件重量，选择 2×150 吨的双小车桥式吊车；
4. 其他：(略)

(二) 厂房各层设施设备的布置(略)

(三) 厂房平面轮廓尺寸计算

1. 主厂房总长度的计算

(1)机组段长度 L_1 的计算

发电机层：发电机风罩内径 $\Phi_3=12.8\text{m}$ ，风罩壁厚取 0.4m，两台机组间设置楼梯，风罩外壁的净距取 3m，则机组段长度 $L_1=\Phi+b+2\delta=16.6\text{m}$

蜗壳层：根据蜗壳的外轮廓尺寸，在+x 方向最大平面尺寸为 6.36m，在-x 方向最大平面尺寸为 4.83m，蜗壳两侧外部混凝土厚度各取 1.3m，则机组段长度 $L_1=13.77\text{m}$ 。

尾水管层：尾水管为弯肘型对称尾水管，宽度 $B=11.15\text{m}$ ，取尾水管边墩混凝土厚度 1.6m，则机组段长度 $L_1=14.35\text{m}$ 。

比较根据各层布置确定的机组段长度，机组段长度取其中最大值，即 $L_1=16.6\text{m}$ 。

(2)安装间长度

安装间应满足安装或检修一台机组的需要，能够放置发电机转子($D_1=8.39\text{m}$)、水轮机转轮($D_2=4.1\text{m}$)、发电机下机架或上架($D_4=10.17\text{m}$)、水轮机顶盖($D_3=5\text{m}$)，并应由检修人员工作的空间，安装间长度取为 20m。

(3) 边机组的附加长度 ΔL

边机组段的长度按起重机吊装发电机转子要求，需要加长，考虑吊车宽度及靠墙缓冲器的尺寸，取 $\Delta L=1.6\text{m}$ 。

因此，主厂房总长度

$$L=nL_1+L_2+\Delta L+L'=4 \times 16.6+20+1.6+0.02 \times 4=88\text{m}$$

2. 主厂房宽度 B 的计算

主厂房宽度 B 分为上游侧宽度 $B_{\text{上}}$ 和下游侧宽度 $B_{\text{下}}$ ，和机组段长度确定一样，应根据三层的布置需要，分别计算上游侧宽度 $B_{\text{上}}$ 和下游侧宽度 $B_{\text{下}}$ ，各取最大值求和。

蜗壳层：根据蜗壳结构尺寸及布置设备设施情况，取： $B_{\text{上}}=5.28\text{m}$ ， $B_{\text{下}}=7.19\text{m}$ 。

水轮机层：水轮机层除有尺寸较大的机座(内经 6m，厚 1.4m)外，上下游侧还分别布置水轮机辅助设备(即油、水、汽管道等)和发电机辅助设备(电流电压互感器，电缆等)，并考虑将沟通上下层的吊物孔、楼梯布置在下游侧，主通道 2.5m 布置在上游侧，则取： $B_{\text{上}}=5.9\text{m}$ ， $B_{\text{下}}=6.9\text{m}$ 。

发电机层：发电机风罩内径 12.8m，下游侧布置机旁盘，宽度为 0.6m，压力油箱及调速器宽 1.132m 机旁盘离墙有 0.8m 过道，并设主通道，因此，取：

$$B_{\text{上}}=7.5\text{m}，B_{\text{下}}=8.5\text{m}$$

比较上述三层的计算结果，取： $B_{\text{上}}=7.5\text{m}$ ， $B_{\text{下}}=8.5\text{m}$ 。

则厂房总宽度取： $B=B_{\text{上}}+B_{\text{下}}=7.5+8.5=16.0\text{m}$ 。

3. 各层高程的计算

(1)安装高程：根据机组选型计算的吸出高度，以一台机组满负荷发电相应的尾水位为基础计算安装高程为 152m；

(2)开挖高程：根据尾水管尺寸和混凝土地板厚度，确定开挖高程为 139.4m；

(3)水轮机层高程：根据蜗壳尺寸和混凝土结构厚度，确定其高程为 155.3m；

(4)发电机层高程：根据结构布置以及第六节确定发电机层高程考虑的因素，确定发电机层高程为 160.75m；

(5)轨顶高程：根据吊装要求，确定其高程为 171.25m；

(6)大梁底高程：确定为 176.25m；

(7)屋顶高程：确定为 178.05m。

(四) 厂区枢纽布置

副厂房布置在厂房上游侧厂房与山体之间，中控制室布置在上游侧发电机层高程上，便于与主厂房联系；变电站布置在主厂房端部(安装间一端)靠近山体的位置，便于变压器进厂检修，也便于对外交通。

(五) 厂房结构设计(略)

(六) 厂房设计图纸(略)