

古瓦水电站坝区顺层边坡稳定计算与支护设计

杨 斌¹, 饶家林², 梁 勇², 周 涛², 肖玉会²

(1.大唐乡城水电开发有限公司,四川 成都 610072;2.四川省清源工程咨询有限公司,四川 成都 610072)

摘 要:古瓦水电站为钢筋混凝土面板堆石坝,坝区地处向斜的核部,两岸边坡类型为层状同向结构边坡。岩石为厚层状变质砂岩夹板岩,倾坡外的层面对边坡稳定不利,边坡稳定性较差。通过对坝区边坡破坏模式研究,综合分析确定边坡稳定计算边界和结构面参数,对坝区边坡稳定进行计算复核,优化边坡支护设计。通过对坝区特殊地质条件下边坡稳定计算的介绍,为相似工程边坡支护设计提供借鉴经验。

关键词:古瓦水电站;工程地质;坝区边坡;稳定计算

中图分类号:[TM622];TV64;U213.1+3 **文献标识码:** B **文章编号:**1001-2184(2019)03-0118-06

Stability Calculation and Support Design of Bedding Slope at Dam site
of Guwa Hydropower Station

YANG Bin¹, RAO Jialin², LIANG Yong², ZHOU Tao², XIAO Yuhui²

(1. Xiangcheng Hydropower Development Co., LTD, China Datang, Chengdu, Sichuan, 610072;
2. QingYuan Engineering Consultants Co., LTD, Chengdu, Sichuan, 610072)

Abstract: Guwa Hydropower Station is a reinforced CFRD. The dam site is located in the core of syncline, and the slope types on both sides of the bank are layered and synthetic slopes. The rocks are thick layered metamorphic sandstone splints, and the layers outside the slope are not conducive to the stability of the slope, and the stability of the slope is poor. Through the study of the slope failure mode, the calculation boundary and structural plane parameters of the slope stability are determined by comprehensive analysis, and the stability of the slope is calculated and checked to optimize the slope support design. By introducing the calculation of slope stability under special geological conditions at dam site, this paper provides reference experience for slope support design of similar projects.

Key words: Guwa Hydropower Station; engineering geology; slope at dam site; stability calculation

1 坝区工程地质概况

古瓦水电站采用混合式开发,拦河大坝为钢筋混凝土面板堆石坝。坝址区河谷为纵向谷,河谷断面为较对称的“V”型谷。两岸山体雄厚,基岩大多裸露,临河坡高大于 300 m。左岸谷坡自然坡度一般为 35°~40°,临河为 20~50 m 高的基岩陡崖。右岸高程 3 345~3 385 m 以上,为顺基岩层面形成的斜坡,坡度约 42°,以下为高约 20~40 m 阶坎状基岩陡崖。坝区地层为三叠系上统拉纳山组下段(T_{3l}1)变质砂岩夹板岩,变质砂岩单层厚度一般 0.5~2.0 m,板岩厚度一般 1~5 cm。坝区为一短轴向斜,向斜核部大致沿河流展布,左岸岩层产状主要为 N20°~30°E/NW∠35°

~42°,右岸岩层产状主要为 N30°~40°W/NE∠40°~45°,岩层走向与河流近于平行或小角度斜交。坝区主要发育 3 组节理,结构面以Ⅳ、Ⅴ级为主,少量Ⅲ级,主要为刚性结构面,深部发育少量岩块岩屑型、岩屑夹泥型软弱结构面。坝址区岩石风化微弱,两岸岩体强卸荷水平深度一般 10~15 m,弱卸荷水平深度一般 30~40 m。

2 坝区边坡概况

坝区水工建筑物主要有拦河大坝、左岸取水口、导流防空洞、泄洪洞和右岸溢洪洞。左岸导流洞和防空洞采用龙抬头结合方式,导流洞、放空洞和泄洪洞三洞结合共用一个出口,左岸取水口紧邻导流洞进口,左岸泄洪洞紧邻左岸趾板,右岸溢洪洞紧邻右岸趾板,因相邻部位边坡工程地质条

收稿日期:2019-05-06

件基本相同,故合并取水口和导流(放空)洞进口边坡、左岸趾板和泄洪洞进口边坡、右岸趾板和溢洪洞进口边坡。

坝区两岸均为层状同向结构边坡,特别是右岸趾板和溢洪洞进口边坡、左岸取水口及上游侧边坡岩层层面与坡面一致。采用赤平投影法和边坡岩体质量 CSMR 分类标准,对边坡稳定性进行初判,边坡易产生顺层滑动,强卸荷带边坡稳定性差。本文以具典型地质特征的取水口边坡为代表,采用刚体极限平衡法与有限元法,简述边坡稳定性计算。

3 取水口边坡工程地质条件

取水口后坡在高程 3 403.2 m 为闸门竖井平台,平台长 74 m,宽 30~33 m。平台内侧开挖边坡高约 72 m,开挖坡比 1∶0.3。平台之下为覆盖层清坡,清坡后边坡高约 98 m。

取水口位于基座阶地上,阶地临河高 15~20 m,宽 70~80 m。阶地覆盖层厚一般 30~40 m,为冰水堆积含漂(块)卵砾石,地表为厚度 8~10 m 坡积含块碎砾石土。清理覆盖层后,后坡为顺层岩质边坡,高程约 3 360 m 以上自然坡度 38~43°,以下坡度 55~65°。后坡变质砂岩单层厚度一般 0.5~1.5 m,岩层产状: N10°~33°E/NW∠35°~44°。岩体中主要发育 3 组节理:①N60°~80°W/NE∠55°~80°,②N50°~70°E/SE∠55°

~80°,③近 SN~N25°W/NE∠50°~75°,节理延伸一般 5~10 m,多平直粗糙。

开挖揭示:后坡岩层间主要为硬性结构面,平直粗糙。边坡岩体风化微弱,岩体较完整。强卸荷水平深度约 8~12 m,弱卸荷水平深度约 40~50 m。

4 边坡稳定性计算

工程区两岸边坡类型为层状同向结构边坡,典型破坏模式为在两组节理切割下,与层面组合的块体发生顺层面的平面滑动,破坏模式清晰。采用刚体极限平衡的平面滑动法和有限元法对边坡稳定进行计算。

4.1 刚体极限平衡法

4.1.1 边坡分级

边坡安全系数允许值根据《水电水利工程边坡设计规范》(DL/T5353—2006)中规定,根据边坡与建筑物关系、边坡工程规模、工程地质条件复杂程度以及边坡稳定分析的不确定性等因素综合分析确定。对于失稳风险大的边坡,或稳定分析中不确定因素较多的边坡,安全系数宜取上限值,反之可取下限值。古瓦电站坝区两岸基岩边坡边界条件较为清晰,失稳模式为顺层平面滑动,安全系数可取下限值。古瓦电站取水口边坡分级及安全系数允许值见表 1。

4.1.2 计算工况

表 1 边坡分级及安全系数表

边坡类别	边坡级别	边坡类型及岩性	边坡结构	破坏模式	最大坡高 /m	安全系数[K]允许值		
						持久	短暂	偶然
A	Ⅱ	岩质边坡变质砂岩夹板岩	层状同向结构	顺层平面滑动	98/72	1.2	1.1	1.05

边坡设计工况主要有三种:持久工况、短暂工况、偶然工况,计算时按照边坡在天然状态、正常运行状态、水位骤降、暴雨及地震等各种工况作用下的组合。

4.1.3 岩体物理力学参数

施工开挖揭示的坝区工程地质条件与可研报告基本一致,边坡稳定计算所需岩体容重、泊松比、变形模量等物理力学参数见表 2。

4.1.4 结构面参数确定

可研阶段结构面参数根据工程类比取值。为准确了解坝区层间结构面抗剪强度参数,施工阶段根据现场大剪试验成果,结合反演计算、规范建议值、相似工程资料类比等综合分析,确定不同

类Ⅱ型结构面抗剪断强度参数建议值。边坡稳定

表 2 坝区岩体物理力学参数表

岩体	风化卸荷特征	容重 /kN·m ⁻³	饱和容重 /kN·m ⁻³	泊松比 /μ	变形模量 E ₀ /GPa
变质砂岩夹板岩	微新	27	27.5	0.2	12
	弱风化弱卸荷	26.5	27	0.25	7
	弱风化强卸荷	26	26.5	0.3	2

性计算时,根据不同工程部位边坡级别,结合实际工程地质条件,在建议值范围内选取。饱水工况及库区蓄水时,结构面抗剪强度参数在计算时予以折减。

现场大剪试验成果见表 3,除少部分试件在

剪切试验中未沿结构面破坏,试验成果偏大外,其余试件均沿预定结构面剪断。

表 3 现场大剪试验成果表

试验 编号	试验 位置	代表类型	最大法向 应力 /MPa	抗剪断强度		抗剪强度		剪面简要描述	
				f'	C'/MPa	f	C/MPa		
τ_1	检修洞 0+115 m	硬性 结构面	无充填 结构面	3.34	0.71	0.21	0.59	0.19	层面平直,粗糙,无充填。剪面新鲜,剪面下盘岩体完整,2、5 试体上盘岩体节理裂隙发育。
τ_2	检修洞 0+82 m		胶结的 结构面	3.84	0.64	0.27	0.49	0.27	层间充填厚 0.5~3 cm 岩块、岩屑及少量黄铁矿和石英细脉,紧密,弱胶结。剪面较平整,附 0.3~3 cm 充填物,不均匀、不连续。3 号试块受扰动,抗剪断强度偏低。
τ_7	1# 变形 体底滑面		胶结的 结构面	3.44	0.70	0.14	0.61	0.04	板岩破碎带宽 10~40 cm,两侧为岩屑,中部为岩块,紧密,弱胶结。剪面附 0.5~2 cm 厚岩块岩屑,不均匀、不连续,剪面起伏,最大起伏差 3 cm。
τ_3	检修洞 0+72 m		岩屑 夹泥型	1.35	0.39	0.025	0.39	0.025	厚 10~20 cm,岩块、岩屑、石英细脉等充填,湿润。剪面附 1~2 cm 岩屑,起伏。3、5 号试块部分剪面为岩屑,其余沿岩屑及岩块剪断。
τ_4	检修洞 0+62 m	软弱 结构面	岩块 岩屑型	3.32	0.64	0.24	0.61	0.23	层间充填厚约 0.5 cm 石英脉、岩屑,平直。剪面附 1~4 mm 岩块岩屑,不均匀、较连续,剪面较平整,潮湿。5 号试块剪面新鲜,附黄铁矿及石英。
τ_5	检修洞 0+44 m		岩块 岩屑型	2.97	0.56	0.12	0.48	0.11	层间充填厚约 2 mm 石英细脉,局部压碎,平直。剪面较平整,潮湿。5 试块仅进行了抗切试验。
τ_6	检修洞 0+40 m		弱风化 砂岩	3.27	1.32	2.19	0.98	1.84	1、4 试体沿岩石及部分结构面剪断,抗剪(断)强度较高。3 试体从结构面剪断,抗剪强度较低。

据《水电水利工程边坡设计规范》(DLT5353—2006)规定,对变形边坡和已失稳边坡可以反演确定其滑面力学参数,反演时边坡抗滑稳定系数取值建议:变形边坡取 1.00~1.05,失稳边坡取 0.95~0.99。本次反演计算边坡安全系数取值为:垮塌边坡取 0.97,残留边坡下部取 1.02,上部取 1.07。反演计算底滑面均为厚层状变质砂岩层间无充填硬性结构面,层面倾角 41.5°。反演计算垮塌体抗剪断强度参数 $f'=0.675, c'=135$ kPa;残留边坡下部抗剪断强度参数 $f'=0.675, c'=128.5\sim135$ kPa;上部抗剪断强度参数 $f'=0.7(35^\circ), c'=169\sim175$ kPa。

综合现场试验、反演计算、规范建议值、相似工程类比等,结构面抗剪断强度参数建议值见表 4。

4.1.5 边界确定

底滑面:有软弱结构面时,以软弱结构面为底

滑面,无软弱结构面时,选取卸荷底界和在坡脚剪出的层面为底滑面。取水口边坡有剪出条件深度范围内均为硬性结构面,底滑面存在三种可能:(1)强卸荷底界(图 1 中②、④);(2)弱卸荷底界(图 1 中①、③);(3)坡脚剪出的层面(图 1 中⑤)。

后缘拉裂缝:(1)后缘为张裂隙或者因地形和开挖形成的后缘切割;(2)后缘没有张拉裂缝的长大顺层边坡,根据不同工程部位地质条件、边坡开挖高度和滑面深度、开挖边坡松动影响范围等,滑动面长度按照切层厚度的 4~10 倍考虑,强卸荷带内开挖松动影响范围取大值,微新岩体中开挖松动影响范围取小值。取水口后坡后缘拉裂缝分三种情况:(1)平台之上后坡第③组节理在高程 3 480 m 附近密集发育,假设该组节理贯通发育形成后缘拉裂缝,两种底滑面相应的切层厚度分别约为 8 倍和 4 倍;(2)平台以下假设在竖井位

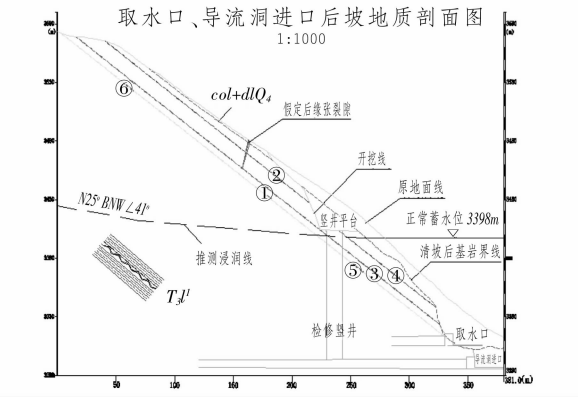


图 1 取水口边坡地质剖面图

表 4 结构面抗剪断强度参数建议值表

结构面类型		充填情况	结合程度	两侧岩体	抗剪断强度	
					f′	C′ /kPa
无充填的硬性结构面	微新	无充填,轻锈	好	新鲜,完整,强度高	0.65~0.75	140~200
	弱卸荷	无充填,锈染,局部盖膜。	好~较好	新鲜~弱风化,完整~较完整	0.6~0.7	120~140
	强卸荷	无充填,局部泥膜、岩屑,重锈。	一般~差	弱风化,较完整~破碎	0.45~0.55	50~90
胶结硬性结构面		岩块、岩屑,紧密,弱胶结	好~较好	新鲜~弱风化,完整	0.6~0.7	120~150
软弱结构面	岩块岩屑	充填 0.2~5 cm 岩屑、石英细脉	较好~一般	新鲜~弱风化砂岩,较完整	0.55~0.65	110~130
	岩屑夹泥	10~30 cm 岩块、岩屑、石英碎屑,局部不连续泥	很差	新鲜~弱风化砂岩,较完整	0.35~0.45	20~40

表 5 刚体极限平衡法边坡稳定计算成果表

滑面编号	工 况	安全系数		需增加支护力 /kN·m ⁻¹
		计算值	[K]允许值	
④竖井平台以下 强卸荷底界剪出	施工开挖后(短暂)	1.084	1.1	1 350
	运行期正常蓄水(持久)	1.094	1.2	
	运行期正常蓄水+地震(偶然)	1.035	1.05	
	水位骤降	1.006	1.05	
③竖井平台以下 弱卸荷底界剪出	施工开挖后(短暂)	1.126	1.1	2 000
	运行期正常蓄水(持久)	1.16	1.2	
	运行期+地震(偶然)	1.074	1.05	
	水位骤降(偶然)	1.048	1.05	
②竖井平台以上 强卸荷底界剪出	开挖后运行期(持久)	1.148	1.2	700
	运行期+暴雨(短暂)	1.082	1.1	
	运行期+地震(偶然)	1.097	1.05	
	开挖后运行期(持久)	1.207	1.2	
①竖井平台以上坡脚剪出, 后缘 3 480 m 拉裂	运行期+暴雨(短暂)	1.125	1.1	
	运行期+地震(偶然)	1.1516	1.05	
	开挖后运行期(持久)	1.232	1.2	
	运行期+暴雨(短暂)	1.181	1.1	
①竖井平台以上坡脚 剪出,整体稳定	运行期+地震(偶然)	1.175	1.05	
	开挖后运行期(持久)	1.18	1.2	
	暴雨(短暂)	1.131	1.1	3 000
⑤坡脚剪出,整体稳定	地震(偶然)	1.124	1.05	

剪出时,各种工况下安全系数均满足规范要求。

从边坡整体稳定上分析,以在坡脚剪出的层面为

底滑面时,各种工况下边坡稳定,仅持久工况安全系数不满足规范要求。

4.2 有限元法

4.2.1 计算方法

有限元强度折减法基于有限单元法,通过对边坡岩体进行强度折减,直到边坡失稳,此时的强度折减系数则被认为是边坡的安全系数。强度折减系数法的基本原理是将岩体参数 c 、 φ 值同时除以一个折减系数 F_{trial} ,得到一组新的、值,然后作为新的 c' 、 φ' 材料参数带入有限元进行试算,当边坡岩体符合给定的临界破坏状态判定条件时,对应的 F_{trial} 即为边坡的最小安全系数。

运用强度折减法进行边坡稳定性计算,不需要事先假定滑裂面的形状以及所在位置即可自动获取边坡的滑动面直接求出安全系数,可通过得到岩体物理力学参数每一次折减后的计算结果,看到岩体逐步破坏的过程,得到边坡的应力场和变形场等信息。

取水口边坡稳定计算所需岩体容重、泊松比及变模等物理力学参数见表 2。结构面抗剪断参数根据取水口边坡级别和工程地质条件,在表 4 建议范围值内选取。边坡结构面抗剪强度参数取值见表 6。

4.2.2 计算模型

表 6 边坡结构面抗剪强度表			
结构面类型		抗剪断强度	
		f'	C'/kPa
硬性结构面	微新	0.70	160
	弱卸荷	0.67	130
	强卸荷	0.53	80
软弱结构面	岩块岩屑	0.55	110
	岩块夹泥	0.35	20

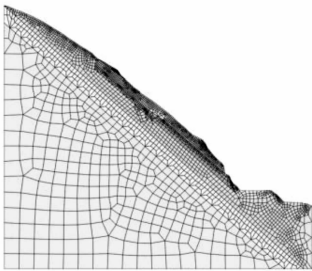
表 7 取水口边坡最小抗滑稳定安全系数计算成果表								
工况	自然状态(持久)		施工开挖(短暂)		正常蓄水(持久)		正常蓄水+地震(短暂)	
	K	[K]	K	[K]	K	[K]	K	[K]
安全系数	1.088	1.2	1.128	1.1	1.143	1.2	0.988	1.05

层面,塑性变形区长度约 230 m,于边坡下部临空侧剪出,安全系数 1.088。

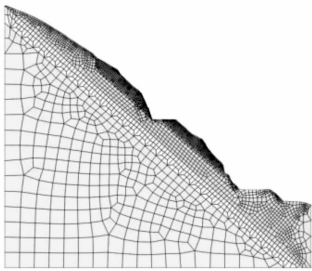
竖井平台开挖形成后,平台上下边坡均呈现变形量相当的塑性变形区。蓄水后因水压的有利作用,安全系数略微增加。

取水口边坡控制工况为地震工况,安全系数

有限元计算区域取刚体极限平衡法认为的最不利剖面(图 1),横河向(X 向)411 m,垂直向(Y 向)由底部高程 3 206.0 m 向上取 352 m。天然状态下有限元网格共划分 2 741 个四边形单元,竖井平台开挖后有限元网格共划分 2728 个四边形单元,约束方向均为 XY 方向(图 2)。



(a)天然状态网格划分



(b)施工、蓄水及地震工况网格划分
图 2 取水口边坡网格划分图

4.2.3 成果分析

有限元强度折减法拟对该断面的自然状态(持久)、施工开挖(短暂)、正常蓄水(持久)工况及地震(短暂)工况进行复核比较。边坡边界条件较为清晰,失稳模式为顺层平面型滑动,安全系数计算成果见下表 7。

计算结果表明:在天然工况下,呈现带状滑弧,塑性变形区位于边坡表层以下约 9 m 的结构

0.988。上部塑性变形区贯通至开挖平台中下部,高程范围约 3 417.0~3 484.0 m 之间,长度约 90 m,厚度约 3 m。下部塑性变形区从开挖平台靠库区侧贯通至边坡下部临空面,高程范围约 3 403.80~3 332.00 m 之间,长度约 101 m,厚度约 2.5 m。

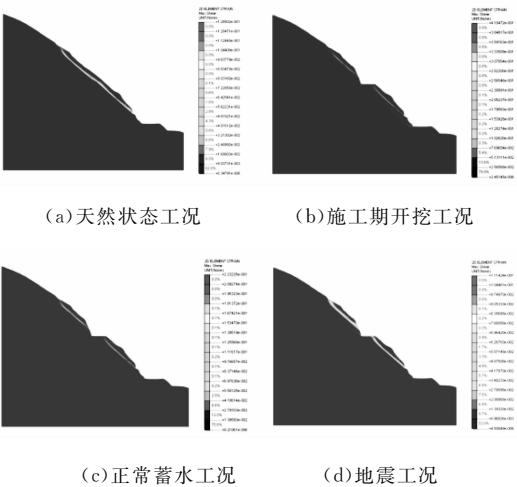


图 3 最大剪应变(塑性变形区)图

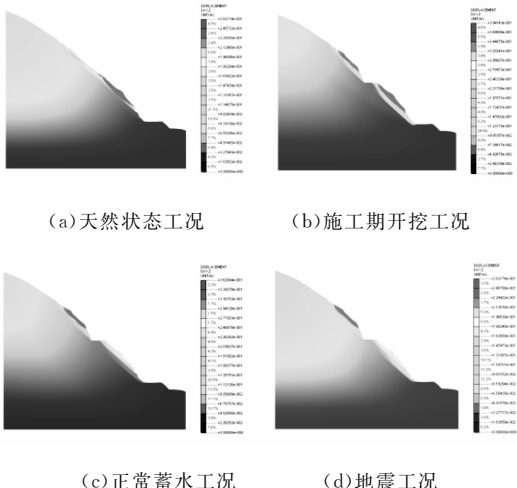


图 4 最大位移图

计算结果表明:有限元法与刚体极限平衡法计算结果规律匹配性较好,有限元计算安全系数总体上略偏大,边坡表现为沿浅表层面的滑动。取水口边坡在各工况下安全余度均较小,安全系数不满足规范要求,因此,需在浅表支护的基础上增加深层支护,以保证边坡安全。

4.3 边坡支护

根据取水口边坡工程地质条件和计算成果,支护形式以预应力锚索、锚筋桩或锚杆结合挂网喷混凝土为主。锚索预应力选用 1 500 kN 级,锚索深度以穿过弱卸荷岩体控制,长度分别 30 m、40 m 和 50 m,间排距 6 m,不同长度锚索交错布置。锚筋桩采用 3Φ32、 $L=12$ m 和 18 m,间排距 3m,锚杆为 Φ25、 $L=4.5$ m。

5 结 语

坝址区河谷为纵向谷,岩性为厚层~巨厚层状变质砂岩夹板岩,为典型的层状同向结构边坡,边坡稳定性差,在节理切割组合下易发生顺层滑动。

边坡稳定计算首先要确定边坡破坏模式、滑体边界条件和结构面强度参数。古瓦水电站边坡破坏模式清晰,为典型的顺层滑动。滑体底滑面、侧向和后缘边界根据边坡实际工程地质条件来确定。结构面抗剪断强度参数根据现场大剪试验成果、反演计算、规范建议值、相似工程资料类比等,针对不同工程部位边坡级别,结合实际工程地质条件综合分析确定。

有限元法与刚体极限平衡法计算结果表明,其规律匹配性较好,采用刚体极限平衡法所得的取水口边坡稳定性分析成果有较高的可靠度,可以作为评判其边坡稳定性的依据。

作者简介:

- 杨 斌(1968-),男,四川成都人,高级工程师,从事水利水电工程项目管理工作;
- 饶家林(1969-),男,四川成都人,高级工程师,从事水利水电工程地质勘察工作;
- 梁 勇(1987-),男,四川成都人,工程师,从事水利水电工程地质勘察工作;
- 周 涛(1982-),男,四川成都人,高级工程师,从事水利水电工程设计和咨询工作;
- 肖玉会(1987-),女,四川成都人,工程师,从事水利水电工程设计和咨询工作。

(责任编辑:卓政昌)

大渡河金川水电站核准后首个开工建设项目进入施工

日前,大渡河金川水电站营地二期建设工程正式动工,这是该电站自核准后首个开工建设的项目。该工程为电站主体建设的辅助工程,包含两栋宿舍楼等功能性建筑,建筑总面积为 7 583 m²,最高建筑 19.5 m。建成后,能容纳 400 余人同时入驻,满足电站建设高峰期大量人员办公入住需求,同时配套解决大型后勤保障服务工作需求。

该项目的建设全面参照《国家能源大渡河金川水电站安全、环保、文明施工标准化要求》,高标准规划安全文明环保施工方案,最大限度减少施工对现有营地职工工作、生活的干扰。至此,金川水电站正式进入施工建设阶段。