

雅砻江孟底沟水电站拱坝拱座抗滑稳定研究\*

庞明亮,胡筱,尤林,李竞波

(中国电建集团成都勘测设计研究院有限公司,成都 610072)

**摘 要:** 保证拱坝的拱座稳定是拱坝设计和建设的重要问题。孟底沟拱坝两岸抗力体内以断层及蚀变带为代表的各种结构面相对发育且类型复杂,这些结构面相互组合形成的可能滑移块体的稳定问题对孟底沟拱坝方案的成立构成了较大的威胁。本文以传统的刚体极限平衡法及新兴的刚体弹簧元法为主要数值分析方法,结合拱坝——基础整体地质力学模型试验,对孟底沟拱坝坝肩抗滑稳定进行了全面深入的计算分析与论证。通过综合数值分析和模型试验的结果对拱坝的拱座稳定性做出了综合评判,识别了坝肩岩体相对薄弱的部位,并对增强拱坝坝肩稳定的工程措施提出了合理建议。

**关键词:** 拱座抗滑稳定;断层;刚体极限平衡法;刚体弹簧元法;地质力学模型试验

中图分类号:TV314      文献标识码:A      文章编号:1673-0836(2017)06-1678-10

Study on Arch Dam Abutment Stability of Mengdigou Hydropower Station

Pang Mingliang, Hu Xiao, You Lin, Li Jingbo

(Chengdu Engineering Corporation Limited, China Power Construction Corporation, Chengdu 610072, P.R. China)

**Abstract:** To ensure the stability of the arch dam is an important problem in the design and construction of arch dam. In the distribution of Mengdigou arch dam abutment with resistance on both sides of faults and alteration zones for various structures represent the relatively well-developed and complex types, the establishment of a stable problem these discontinuities may be combined in a sliding block of mengdigou arch dam project constitutes a greater threat. In this paper, the traditional rigid body limit equilibrium method and the new rigid body spring element method for numerical analysis methods, combined with the dam foundation integral geomechanical model test of Mengdigou arch dam abutment anti sliding stability is a comprehensive and in-depth analysis and demonstration. Through the comprehensive numerical analysis and model test results of the arch dam stability to make a comprehensive evaluation, identify the location of relatively weak abutment, and proposes some suggestions to enhance the engineering measures of stability of arch dam abutment.

**Keywords:** abutment stability; fault; limit equilibrium method of the rigid body; rigid body spring method; geomechanical model test

0 引言

拱座稳定分析是拱坝设计中最重要的问题之一,也是最难以解决的问题。近代拱坝建设实践证明,拱坝的真正潜在危险在于两岸拱座的稳定性。

目前,对稳定分析所使用的手段可分为两大类:一为计算分析,二为地质力学模型试验。地质模型试验是一种很好的研究方法,它能模拟并揭示不连续岩体<sup>[1]</sup>的构造、结构面等不利因素对拱座抗滑稳定的影响,但模型试验的正确性取决于对天然岩体

\* 收稿日期:2017-06-30(修改稿)  
作者简介:庞明亮(1979-),男,湖北荆门人,高级工程师,主要从事水利水电工程设计与研究工作。  
E-mail:pmingliang@163.com

了解的精确程度,因此,该方法也只能作为一种科研辅助手段,帮助设计人员近似地认识拱座的破坏机理和超载安全度。综合经验判断所进行的数值计算,是目前国内外广为运用的主要设计手段,其中最常用的是刚体极限平衡法。该方法由于使用简单、概念明确,并有长期的实践经验,是各国设计人员所习惯的分析方法。

近年来,伴随着我国西南地区一系列高拱坝建设的浪潮,拱坝的拱座稳定设计理论研究也得到了进一步升华与发展,一些新型的数值分析方法如刚体弹簧元法、有限元法<sup>[2]</sup>等逐渐开始应用于拱坝的拱座抗滑稳定分析中。本文以刚体极限平衡法及刚体弹簧元法为主要数值分析方法,结合拱坝-基础整体地质力学模型试验,对孟底沟拱坝坝肩抗滑稳定进行了全面深入的计算分析与论证。

1 工程概况

孟底沟水电站位于四川省九龙县与木里县交界的雅砻江干流,是雅砻江雅砻江中游七级开发方案中的第五个梯级。水库正常蓄水位 2 254.00 m,总库容 8.535 亿 m<sup>3</sup>,调节库容 0.86 亿 m<sup>3</sup>,为日调节水库。电站装机容量 2 400 MW。本工程属于一等大(1)型工程,永久性建筑物为 1 级建筑物。挡水建筑物采用混凝土抛物线双曲拱坝,最大坝高 200 m。孟底沟拱坝两岸抗力体内的各种结构面相对发育且类型复杂,对孟底沟拱坝方案的成立构成了较大的威胁。

2 影响坝肩稳定的地质条件

拱坝坝址位于孟底沟沟口下游约 0.3 km 处,拱坝中心线方位为 N61.95°W,与河流流向基本一

致。坝址区河谷呈基本对称“V”形谷,两岸谷坡陡峻,右岸山体雄厚,左岸稍差,未发育冲沟。拱座山体基岩岩性为燕山早期中粒花岗岩闪长岩,局部分布有后期热气液蚀变的浅色花岗岩化和黏土岩化蚀变岩带。蚀变岩带中部一般发育方解石-石英岩脉,以单条密集发育为主要特征。坝址区地质条件复杂,影响拱坝坝肩稳定的结构面较多、类型各异。

左坝肩及抗力体范围内主要发育 f<sub>1</sub>、f<sub>2</sub>、f<sub>3</sub>、f<sub>6</sub>、f<sub>7</sub>、f<sub>8</sub>、f<sub>9</sub>、f<sub>m5</sub> 等断层和 AZ<sub>01</sub>、AZ<sub>02</sub>、AZ<sub>03</sub>、AZ<sub>06</sub>、AZ<sub>07</sub>、AZ<sub>08</sub>、AZ<sub>m3</sub> 等软弱蚀变岩带切割,岩体主要发育 4 组优势裂隙:第①组 N60°~80°W/NE ∠60°~85°,第②组 N60°~80°E/NW ∠50°~70°,第③组 N10°~30°E/SE (NW) ∠60°~90°,第④组 N20°~50°W/SW ∠30°~50°,还发育少量第⑥组 N40°~50°E/SE ∠5°~15°缓倾裂隙和第⑨组 N20°~40°E/NW (SE) ∠30°~45°中倾角裂隙,个别缓倾裂隙 HL<sub>02</sub> 长大,这些结构面可组合对左岸坝肩抗滑稳定不利的块体。

右坝肩及抗力体范围内主要发育 F<sub>4</sub>、F<sub>5</sub>、f<sub>11</sub> 等断层、AZ<sub>R04</sub>、AZ<sub>R07</sub> 等蚀变带及 ACZ<sub>01</sub>、ACZ<sub>02</sub>、ACZ<sub>03</sub>、ACZ<sub>04</sub> 等部分蚀变花岗岩闪长岩带,并受这些软弱结构面切割,岩体主要发育 3 组优势裂隙:①N60°~80°W/NE ∠60~85°,②N60°~80°E/NW ∠50°~70°,③N10°~30°E/SE (NW) ∠60°~90°。还发育少量 N50°~80°E/SE ∠5°~20°缓倾裂隙,个别缓倾裂隙 HL<sub>01</sub> (N70°~80°E/SE ∠10°~15°) 长大,这些结构面组合的块体部分对右岸坝肩抗滑稳定不利。

影响左、右岸坝肩抗滑稳定的主要地质结构面如表 1、表 2。孟底沟拱坝坝体与主要断层、蚀变带相对位置关系示意如图 1。

表 1 影响左岸坝肩抗滑稳定的主要结构面

Table 1 Main structural planes influencing the anti sliding stability of abutment on the left bank

	编号	出露位置	产状	结构面类型
确定性结构面	f <sub>1</sub>	左岸 2 240~2 270 m 高程孟底沟—横Ⅲ线	N65°~75°W/NE ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	f <sub>2</sub>	左岸 2 200 m 高程孟底沟—横Ⅲ线	N70°~80°W/NE ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	f <sub>3</sub>	左岸 2 100~2 160 m 高程	N60°~70°W/NE ∠55°~65°	岩屑夹泥型
	f <sub>6</sub>	左岸横Ⅰ线上游~Ⅲ线	N70°~80°E/NW ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	f <sub>7</sub>	左岸横Ⅱ线附近~Ⅲ线,延伸到河床	N70°~80°E/NW ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	f <sub>8</sub>	孟底沟及左岸高高程	EW/N ∠80°~90°	岩屑夹泥型
	f <sub>9</sub>	孟底沟及左岸高高程	N60°~70°W/NE ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	f <sub>m5</sub>	孟底沟沟口及左岸高高程	N70°~80°E /NW ∠70°~80°	岩屑夹泥型
	HL <sub>02</sub>	横Ⅰ左岸 2 105 m 高程	N40°~50°E/SE ∠5°~15°	A <sub>3</sub>

续表 1

	编号	出露位置	产状	结构面类型
非确定性结构面	优势裂隙	左岸坝肩及抗力体范围内随机发育	①N50°~80°W/NE∠60°~85°	无卸荷为 A <sub>2</sub> ; 卸荷为 A <sub>3</sub>
			②N50°~80°E/NW( SE) ∠60°~85°	
			③N10°~30°E/SE( NW) ∠60°~90°	
	非优势裂隙		④N20°~50°W/SW∠30°~50°	无卸荷为 A <sub>1</sub> ; 卸荷为 A <sub>3</sub>
			⑨N10°~40°E/NW ( SE) ∠30°~50°	
			⑤N60°~70°W/SW∠40°~50°	

表 2 影响右岸坝肩抗滑稳定的主要结构面

Table 2 Main structural planes influencing the anti sliding stability of abutment on the right bank

编号	出露位置	产状	结构面类型	
确定性结构面	f <sub>11</sub>	右岸 2 260 m 高程以下	N55°~65°W/NE∠60°~70°	岩屑夹泥型
	F <sub>4</sub>	横Ⅱ~Ⅲ线间贯穿左右两岸,向上游延伸出坝区	N60°~70°E/SE∠55°~65°	抗力体范围 80%为泥型;20%为泥夹岩屑型
	F <sub>5</sub>	横Ⅳ线上游约 30 m	N55°~65°E/NW∠75°~85°	泥夹岩屑型
	AZ <sub>R07</sub>	PD219 洞 71 m、PD211 洞 73 m、PD201 洞 96 m、PD212 洞 85 m	N70°~80°W/NE∠70°~80°	泥夹岩屑型
	HL <sub>01</sub>	右岸横Ⅰ与横Ⅱ间 2 104~2 128 m 高程	N70°~80°E/SE∠10°~15°	微张锈染 A <sub>3</sub>
非确定性结构面	优势裂隙	右岸坝肩及抗力体范围内随机发育	①N50°~80°W/NE∠60°~85°	无卸荷为 A <sub>2</sub> ; 卸荷为 A <sub>3</sub>
			②N50°~80°E/NW( SE )∠60°~85°	
			③N10°~30°E/SE( NW )∠60°~90°	
	非优势裂隙		⑥N50°~80°E/SE∠5°~20°	无卸荷为 A <sub>1</sub> ; 卸荷为 A <sub>3</sub>
			⑤N60°~70°W/SW∠40°~50°	

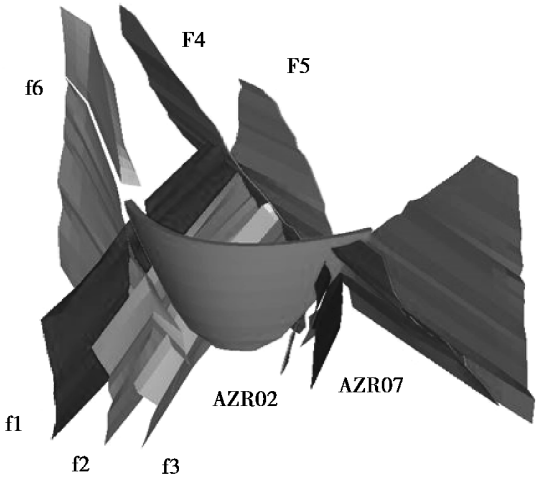


图 1 拱坝坝体与主要断层、蚀变带示意图

Fig.1 Schematic diagram of arch dam and main faults and alteration zones

3 数值分析方法与控制标准

《混凝土拱坝设计规范》(DL/T 5346—2006,以下简称“06 规范”)规定,拱坝坝肩抗滑稳定分析以刚体极限平衡法为主,对于高坝或地质条件复杂的拱坝,应采用数值计算或地质力学模型试验,分析拱坝与地基在正常作用和超载作用下的坝体应力、变形、开裂、屈服等破坏状态的发展过程以及超载安全度。结合工程类比,综合评价拱坝整体安全性。

3.1 刚体极限平衡法及控制标准

拱座稳定分析中常用的刚体极限平衡法<sup>[3]</sup>是:考虑一块山体,被若干个软弱面切割成一可能滑动的楔块,楔块表面上承受指定的荷载作用(对

于某些荷载应作为体积力考虑),各结构面上的抗剪强度指标  $c$ 、 $f$  等经地质勘察及岩体物理力学实验得到。确定一个安全系数  $K$ ,使所有的  $c$ 、 $f$  值除以  $K$  后,楔块在外力(包括自重)作用下刚好达到极限平衡状态,即滑移面上的抗剪力正好等于作用在该面上剪力,则该楔块的抗滑安全系数为  $K$ 。刚体极限平衡法通常假定坝肩抗滑岩体为刚体,受力后不变形,也不发生内部破坏;对于一个统一的滑移面、错移面,不单独考虑可能的强度不均匀性;另外,刚体极限平衡法不考虑地应力的影响。

当采用刚体极限平衡法分析拱座稳定时,应满足承载能力极限状态设计表达式(1)、式(2)的要求:

$$\gamma_0 \psi \sum T \leq \frac{1}{\gamma_{dl}} \left( \frac{\sum f_1 N}{\gamma_{mlf}} + \frac{\sum c_1 A}{\gamma_{mlc}} \right) \quad (1)$$

$$\gamma_0 \psi \sum T \leq \frac{1}{\gamma_{d2}} \frac{\sum f_2 N}{\gamma_{m2f}} \quad (2)$$

由式(1)、式(2)变换可得到式(3)、式(4):

$$SF_1 = \frac{1}{\gamma_{dl}} \left( \frac{\sum f_1 N}{\gamma_{mlf}} + \frac{\sum C_1 A}{\gamma_{mlc}} \right) / \gamma_0 \psi \sum T \geq 1.0 \quad (3)$$

$$SF_2 = \frac{1}{\gamma_{d2}} \frac{\sum f_2 N}{\gamma_{m2f}} / \gamma_0 \psi \sum T \geq 1.0 \quad (4)$$

式中: $SF_1$ 为式(1)中抗力项与作用项的比值,即按分项系数形式计算分析拱座抗滑稳定(剪摩)时的抗滑稳定安全系数,该比值大于或等于1.0即为满足现行规范要求; $SF_2$ 为式(2)中抗力项与作用项的比值,即按分项系数形式计算分析拱座抗滑稳定(纯摩)时的抗滑稳定安全系数,该比值大于或等于1.0即为满足现行规范要求。

3.2 刚体弹簧元法及控制标准

刚体弹簧元法<sup>[4]</sup>的基本思想是:把结构划分为一些由分布在单元接触面上的弹簧系统连接在一起的刚体单元的集合。刚性单元本身不发生弹性变形,结构的变形能完全储存在接触面的弹簧系统中。该方法用接触面的弹簧系统的变形来反映结构的变位,而突破了极限平衡法的“刚体”假定,可以得到坝肩滑块的滑面上的应力分布状态,继而求出交界面上的面力,故而可以方便地求得总的下滑力及总的阻滑力,进而求得任意给定的可能滑动面抗滑安全系数。较之刚体极限平衡法,其成果的合理性有所提高。

刚体弹簧元滑移块体安全系数定义为总的抗滑力与总的滑动力之比,这一概念与刚体极限平衡法是一致的。虽然该方法在拱座抗滑稳定计算中已经有一定范围的应用,但目前还没有对刚体弹簧元法成果的判别准则。对于其安全控制标准,张建业等<sup>[5]</sup>建议可以参照刚体极限平衡法的控制指标,即抗力项与作用项的比值大于1.0即认为满足要求。

4 可能滑移块体组合分析

左岸  $F_4$ 、 $F_5$  断层在空间位置上远离左岸拱端,且其走向偏下游偏山里,故无法成为滑块组合的侧滑面。 $f_6$ 、 $f_8$  断层分别位于拱端处和拱端上游,走向同样偏下游偏山里,不能成为滑块组合的侧滑面。 $f_7$ 、 $f_9$  断层虽位于拱坝下游抗力体范围内,但从  $f_7$  的走向倾向看,无法在河床部位出露, $f_9$  断层也距拱端较远,因而  $f_7$ 、 $f_9$  断层均不参与构成拱坝坝肩滑块滑面。 $f_3$  断层离拱端较近,但其在河床建基面附近2 080.00 m 高程出露,且倾角较陡,无法参与形成滑块。左岸  $f_1$ 、 $f_2$  断层离拱端较近,其走向偏下游略偏山里,可作为滑块侧滑面。左岸抗力体内的优势裂隙①走向及倾向与  $f_1$ 、 $f_2$  断层类似,也可作为滑块侧滑面。特定结构面  $HL_{02}$  向下游缓倾,需要在下游陡面的配合下才可能与侧滑面一起形成滑块。结合一陡一缓的块体组合计算结果,分析可能构成下游滑面的结构面,选择其中较危险的两陡一缓滑动块体进行有针对性的计算分析。

右岸发育的规模较大的断层为  $F_4$  断层及  $F_5$  断层。其中, $F_4$  断层穿过拱坝建基面,离拱端较近,可以作为侧滑面,在拱端有其他侧滑面的情况下也可作为下游切割面参与滑块组合。 $F_5$  断层走向与  $F_4$  断层基本平行,但其位于  $F_4$  断层下游,离拱端位置相对较远,在没有贯穿  $F_4$  断层的结构面的情况下, $F_5$  断层难以作为侧滑面参与滑块组合。此外,右岸蚀变岩带  $AZR_{04}$  和  $AZR_{07}$  及优势裂隙①、优势裂隙②均可作为侧滑面参与滑块组合。优势裂隙③走向基本呈横河向,无法作为侧滑面或下游切割面参与滑块组合。根据结构面产状分析,只有右岸特定结构面  $HL_{01}$  可以作为底滑面参与滑块组合。

综上所述,经试组合并搜索计算,左、右岸各可能滑块组合及滑移面计算产状如表3。部分典型滑块三维图及其与拱坝关系示意如图2~图5。



表 3 拱坝左右岸滑块组合及计算产状

Table 3 Combination of the right and left side slide blocks of arch dam and its calculated occurrence

岸别	编号	侧滑面	计算产状	底滑面	计算产状	下游陡面	计算产状
左岸	L1	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°		
	L2	f <sub>2</sub> 断层	N75°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°		
	L3	优势裂隙①	N65°W/NE∠72.5°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°		
	L4a	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°		
	L4b	优势裂隙③	N 20°E/NW∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°		
	L5a	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°		
	L5b	优势裂隙③	N 20°E/NW∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°		
	L6	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙②	N65°E/NW∠72.5°
	L7a	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°
	L7b	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙③	N 20°E/NW∠75°
	L8	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	非优势裂隙⑨	N 25°E/NW∠40°
	L9	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙④	N50°W/SW∠44°
	L10a	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙②	N65°E/NW∠72.5°
	L10b	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙②	N65°E/SE∠72.5°
	L11a	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°
	L11b	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙③	N 20°E/NW∠75°
右岸	L12	f <sub>1</sub> 断层	N70°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°
	L13	f <sub>2</sub> 断层	N75°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°
	L14	f <sub>2</sub> 断层	N75°W/NE∠75°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°	优势裂隙④	N50°W/SW∠44°
	L15	f <sub>2</sub> 断层	N75°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙③	N 20°E/SE∠75°
	L16	f <sub>2</sub> 断层	N75°W/NE∠75°	HL <sub>02</sub>	N45°E/SE∠10°	优势裂隙④	N22.5°W/SW∠32.5°
	R1	F4 断层	N65°E/SE∠60°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°		
	R2	优势裂隙①	N80°W/NE∠72°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°		
	R3a	优势裂隙②	N65°E/NW∠72.5°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°		
	R3b	优势裂隙②	N65°E/SE∠72.5°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°		
	R4	AZ <sub>R04</sub>	N65°W/NE∠75°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°	F4 断层	N65°E/SE∠60°
	R5	AZ <sub>R07</sub>	N75°W/NE∠75°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°	F4 断层	N65°E/SE∠60°
	R6	优势裂隙①	N80°W/NE∠72°	HL <sub>01</sub>	N75°E/SE∠12°	F4 断层	N65°E/SE∠60°

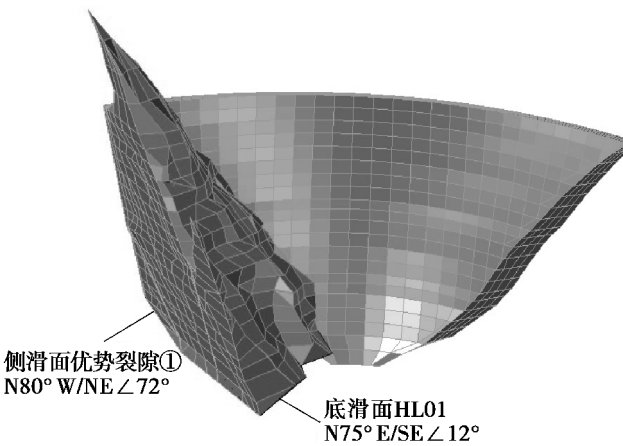


图 2 左岸典型滑块 L1 三维图

Fig.2 3D drawing of typical slide L1 on the left bank

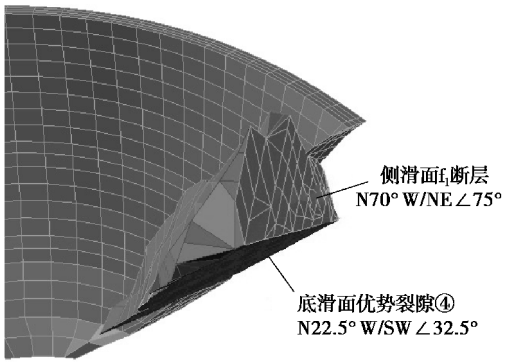


图 3 左岸典型滑块 L11a 三维图

Fig.3 3D drawing of typical slide L11a on the left bank

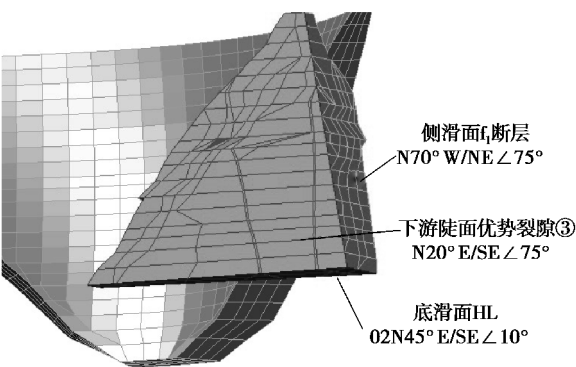


图4 右岸典型滑块 R1 三维图

Fig.4 3D drawing of typical slide R1 on the right bank

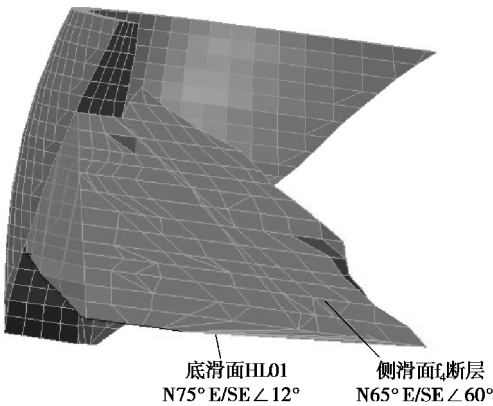


图5 右岸典型滑块 R2 三维图

Fig.5 3D drawing of typical slide R2 on the right bank

5 刚体极限平衡法坝肩抗滑稳定分析

5.1 计算荷载及渗压工况

作用于滑动块体上的主要荷载有:拱坝推力、滑动块体自重、渗透压力等。

拱坝推力:采用基本荷载组合Ⅱ工况(上游正常蓄水位+相应下游水位+泥沙压力+坝体自重+温升)时,拱梁分载法计算得出的拱坝推力。

岩体自重:岩体容重取 27 kN/m<sup>3</sup>,岩体自重根据滑动岩体(不计坝基开挖已挖掉的岩体)体积确定。

渗透压力:坝基渗流场<sup>[6]</sup>计算成果及有关工程实测资料分析表明,绕坝渗流的作用范围约为 2~3 倍坝基宽度。因此,在渗压计算中应考虑渗径长度及防渗帷幕、排水孔的影响来拟定渗压分布。考虑到孟底沟水电站坝肩地质条件的复杂性和不确定性,为适当留有余地,计算中未考虑渗径长度的折减,即左岸滑块上游拉裂面渗压取全水头,滑块末端渗压取零(当末端出露点高于下游尾水位时),在上游拉裂面至滑块末端之间的渗压假定为线性变化,在防渗帷幕及排水孔所在位置分别对扬

压力进行适当折减,由此分别确定作用于侧滑面及底滑面上的总渗透压力。

按《混凝土拱坝设计规范》(DL/T 5346—2006)附录 B 的建议,计算中按两种工况考虑防渗帷幕及排水孔对侧滑面及底滑面渗压水头的折减影响:当帷幕及排水部分失效时,帷幕及排水孔位置的扬压力折减系数分别为  $\alpha_1=0.6, \alpha_2=0.3$ ;帷幕及排水正常工作时,帷幕及排水孔位置的扬压力折减系数分别为  $\alpha_1=0.4, \alpha_2=0.2$ 。

5.2 计算成果分析

DL/T 5346—2006 规范规定:“用刚体极限平衡法分析拱座稳定时,1、2 级拱坝及高拱坝应满足承载能力极限状态设计表达式(1)”,即抗剪断公式。因此,采用刚体极限平衡法,用“06 规范”标准计算典型滑块组合在两种渗压工况下的抗滑稳定抗力与作用效应比值,成果如表 4。同时,也列出了抗剪成果,以期从更全面的角度掌握对应滑块的抗滑稳定安全度及其特征。

表 4 滑块抗力与作用效应比值计算成果表

Table 4 Calculation results of the ratio of resistance and action effect of block

岸别	编号	SF1(抗剪断)		SF2(抗剪)	
		帷幕、排水部分失效	帷幕、排水正常	帷幕、排水部分失效	帷幕、排水正常
左岸	L1	1.07	1.12	0.93	1.00
	L2	1.00	1.10	0.75	0.87
	L3	1.07	1.10	0.98	1.02
	L4a	2.14	2.19	1.87	1.95
	L4b	5.20	5.30	4.72	4.87
	L5a	2.45	2.51	2.70	2.80
	L5b	5.43	5.56	5.72	5.92
	L6	超稳	超稳	超稳	超稳
	L7a	1.21	1.26	1.06	1.13
	L7b	1.22	1.28	1.09	1.16
	L8	1.65	1.83	2.30	2.58
	L9	1.07	1.12	1.01	1.07
	L10a	超稳	超稳	超稳	超稳
	L10b	超稳	超稳	超稳	超稳
	L11a	3.83	3.97	4.34	4.53
	L11b	2.39	2.54	2.81	3.01
右岸	L12	1.24	1.28	1.17	1.22
	L13	1.10	1.20	0.89	1.02
	L14	1.00	1.08	0.94	1.05
	L15	6.60	8.51	7.01	9.14
	L16	1.09	1.17	0.94	1.03

续表 4

岸别	编号	SF1(抗剪断)		SF2(抗剪)	
		帷幕、 排水 部分失效	帷幕、 排水 正常	帷幕、 排水 部分失效	帷幕、 排水 正常
右岸	R1	1.15	1.20	1.66	1.74
	R2	1.22	1.25	1.24	1.30
	R3a	1.57	1.61	1.61	1.67
	R3b	1.84	1.90	2.39	2.49
	R4	2.07	2.43	3.73	4.39
	R5	1.66	1.86	3.00	3.35
	R6	1.56	1.73	2.83	3.13

5.2.1 左岸坝肩抗滑稳定计算成果分析

从抗剪断计算结果来看,帷幕、排水正常工作和部分失效条件下,左岸所有滑块抗剪断抗力与作用效应比值均大于 1.0,满足规范控制标准。帷幕、排水正常工作工况下,L14 滑块抗力与作用效应比值最小,为 1.08。

分析抗剪计算结果,可以看出:

(1)帷幕、排水正常工作条件下,除 L2 滑块纯摩计算成果为 0.87,小于 1.0 外,其余块体满足设计控制标准。

(2)排水帷幕部分失效条件下,L1、L3 滑块纯摩计算成果为 0.93、0.98,略小于 1.0;L2 滑块纯摩计算成果为 0.75。其余块体组合满足设计控制标准。

(3)对于 L2 滑块的计算成果,由于计算时未考虑抗力体的排水作用,采用的渗压值为按规范方法计算所得,远大于三维渗流场计算得到的渗压成果,且 L2 滑块是以 f2 断层为侧滑面,不确定的刚性结构面优势裂隙④为底滑面组合而成的小块体,影响范围有限。

5.2.2 右岸坝肩抗滑稳定计算成果分析

无论是采用抗剪断公式还是抗剪公式,帷幕、排水正常工作和部分失效条件下,右岸所有滑块的抗滑稳定计算抗力与作用效应比值均大于 1.0,满足现行拱坝规范设计要求。

综上所述,刚体极限平衡法计算成果表明,孟

底沟拱坝左、右岸坝肩抗滑稳定满足设计要求。

6 刚体弹簧元法坝肩抗滑稳定分析

6.1 模型模拟

依据坝址区左、右岸地质资料,选取合理的计算建模区域:主要包括坝肩抗力体、抗力体主要结构面和可能组合滑块的范围,同时将孟底沟拱坝下游河道拐弯、上游左岸孟底沟等主要边界包含在内,并详细模拟了左、右岸地质软弱结构面和软弱岩体,建立刚体弹簧元计算模型如图 6。模型范围确定为:拱坝中心线两侧各取 500.0 m,即横河向截取 1 000.0 m;拱坝轴线上游侧取 200.0 m,顺河向截取总长度 800.0 m;铅直向底部取至高程 1 800.00 m,顶部延伸至坝顶高程 2 460.00 m。三维计算模型共计剖分节点 16 969 个,刚体单元 16 450 个,生成单元交界面 42 061 个。模型准确模拟了河谷地形特征、左右岸的坝肩开挖及坝址区的主要模拟结构面。

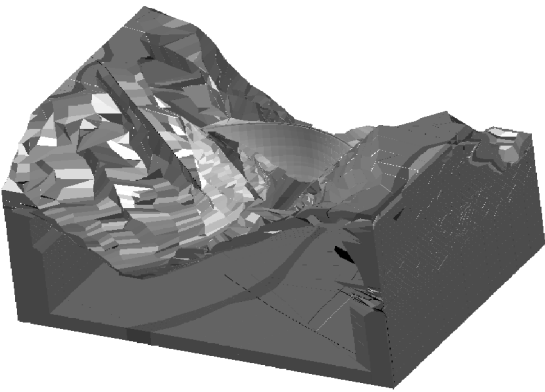


图 6 拱坝刚体弹簧元计算模型

Fig. 6 Calculation model of rigid spring element of arch dam

6.2 计算工况

工况 1:正常蓄水位+自重+淤沙+温降+渗透压力(帷幕、排水正常);

工况 2:正常蓄水位+自重+淤沙+温降+渗透压力(帷幕、排水部分失效);

工况 3:正常蓄水位+自重+淤沙+温升+渗透压力(帷幕、排水正常);

工况 4:正常蓄水位+自重+淤沙+温升+渗透压力(帷幕、排水部分失效);

其中,帷幕及排水正常工作时,扬压力折减<sup>[7]</sup>系数取为: $\alpha_1=0.4, \alpha_2=0.2$ ;考虑帷幕及排水部分

失效时,扬压力折减系数取为: $\alpha_1=0.6,\alpha_2=0.3$ 。

法计算得到抗滑稳定典型滑块,块体组合同刚体极限平衡法,如表3。典型滑块的抗滑稳定抗力与作用效应比值计算成果如表5。

6.3 计算成果分析

刚体弹簧元计算选取的块体为刚体极限平衡

表5 典型滑块抗力与作用效应比值成果表

Table 5 Results of the ratio of resistance and action effect of typical block

编号	工况 1		工况 2		工况 3	工况 4
	剪摩	纯摩	剪摩	纯摩	剪摩	剪摩
L1	1.827	1.732	1.773	1.644	1.830	1.775
L2	1.808	1.780	1.718	1.627	1.822	1.730
L3	5.989	1.474	5.872	1.421	6.137	6.017
L7a	2.160	1.980	2.093	1.871	2.167	2.099
L9	2.265	2.256	2.192	2.133	2.263	2.189
L11a	9.157	1.588	8.849	1.507	9.204	8.894
L12	4.188	3.972	4.085	3.805	4.212	4.108
L13	2.136	2.102	2.033	1.928	2.144	2.040
L14	2.923	2.320	2.801	2.112	2.951	2.828
L16	2.902	2.858	2.789	2.666	2.908	2.794
R1	1.24	1.86	1.448	2.185	1.396	2.092
R2	1.36	1.48	2.556	2.639	2.455	2.467
R3a	1.68	2.00	3.997	3.840	3.866	3.623
R4	2.87	5.27	1.365	2.035	1.324	1.960
R5	2.11	3.87	1.432	2.144	1.390	2.068
R6	1.96	3.60	1.657	2.157	1.606	2.069

计算结果表明:刚体弹簧元法计算结果均高于刚体极限平衡法计算结果。参照刚体极限平衡法控制标准,刚体弹簧元计算所得左、右岸典型滑块在工况1至工况4不同荷载组合作用下的抗滑稳定抗力与作用效应比值,均能够满足设计控制标准的要求,且有一定的裕度。

7 拱座地质力学模型试验安全评价

超载法破坏试验<sup>[8]</sup>是研究拱坝整体稳定的一种常规试验方法,通过超载法破坏试验可以获得拱坝与地基的整体稳定安全系数、破坏过程、破坏形态和破坏机理,揭示对拱坝稳定起控制作用的坝肩薄弱部位。为进一步深入研究孟底沟拱坝的拱座稳定及整体稳定,开展了孟底沟拱坝-基础整体地质力学模型试验。

7.1 模型设计

模型地基范围包括拱坝上游1倍坝高、拱坝下游2倍坝高、两岸各约2倍坝高、河床建基面以下

1倍坝高,坝顶以上约100 m范围控制。模型几何比尺为1:200。地基采用5 cm×5 cm×8 cm的小块体砌置而成,采用不同配比的胶水来模拟岩体的 $f$ 和 $c$ 。

模型试验概化模拟了孟底沟坝址区主要构造,包括断层 $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$ 、 $F_4$ 、 $F_5$ 、 $f_6$ ,缓倾裂隙 $HL_{01}$ 、 $HL_{02}$ ,还有优势裂隙①、优势裂隙④及拱端附近蚀变带 $AZR_{02}$ 、 $AZR_{03}$ 、 $AZR_{04}$ 、 $AZR_{05}$ 、 $AZR_{06}$ 、 $AZR_{07}$ ,部分蚀变带 $ACZ_{02}$ 、 $ACZ_{03}$ 、 $ACZ_{04}$ 和 $ACZ_{05}$ 。为了模拟结构面的抗剪强度,采用低粘结剂的材料,以便模拟地基岩体的综合特征。

拱坝坝体采用重晶石粉并掺有膨润土等多种材料制作而成,其应力应变关系及强度均满足相似的要求,经砌置并雕刻而成。

7.2 加载及破坏过程

本次试验外加荷载仅模拟水荷载,坝体和山体自重则用模型材料的容重模拟(即 $Gr=1$ )。模拟水荷载共分6层,形成近似三角形荷载。为此,共



使用了 36 个自制的小千斤顶,每组千斤顶均与分油器相连,用 8 个精密压力表来控制各层的外油压。试验超载采用超比重法加载,采用了逐级增量加压。在弹性状态下进行多次加卸载循环,采用数据采集系统采集并反馈各种荷载下的应变及位移值,到一定倍数后则持续增压直至破坏。

坝体在超载过程中呈现了由线性变形到非线性变形,再到开裂直至整体破坏的全过程。1.5 倍水载下拱冠坝踵局部出现裂缝。坝面裂缝的发展规律如表 6 所示。

表 6 坝面开裂过程描述

Table 6	Description of dam surface cracking process
荷载	开裂过程描述
$1P_0$ 正常荷载	大坝及两坝肩工作正常,未出开裂及屈服区
$1.3P_0 \sim 1.5P_0$	上游坝踵左岸 $f_3$ 附近出现局部的应变突变
$1.5P_0 \sim 2.0P_0$	上游坝踵右侧开裂,裂缝延伸
$2.0P_0 \sim 3.0P_0$	上游坝踵裂缝往下游方向扩张
$4.0P_0$	上游坝体 $\nabla 2\ 090\text{ m}$ 高程左岸出现开裂
$4.0P_0 \sim 4.5P_0$	下游坝趾局部出现开裂
$4.5P_0 \sim 5P_0$	下游坝面开裂,坝体大部分进入非线性状态
$5P_0 \sim 9P_0$ 裂纹扩展	(1) 下游坝面裂缝继续扩展 (2) 上游坝面横向裂缝扩展 (3) 坝趾、坝踵处裂缝扩展
$10P_0 \sim 11P_0$ 极限荷载	结构迅速大变形,荷载很难向上增加,大坝丧失承载力

注:① $P_0$  为正常水载;②在加载到  $13P_0$  时,荷载基本上不能增加,试验结束。

7.3 模型试验成果及结论

拱坝地质力学模型试验成果表明:

(1)在正常荷载下,下游两岸坝肩大部分测点均向山里变形。超载后,在靠近坝体的部分测点会出现朝向河谷的变形,沿断层处形成小裂缝。对比各断层上下顺河向位移,差值都不大,无明显顺断层的滑动。左右两岸基础的破裂都在较高倍水载时才发生,且左岸裂缝比右岸形成要稍早,沿着断层  $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$ ,在靠近坝体的位置都有小型裂缝开展,初步分析这和模型没有模拟  $f_1$ 、 $f_2$ 、 $f_3$  断层浅表置换有一定关系。整体而言,地基在超载过程中产生的裂缝不多,地基条件较好。

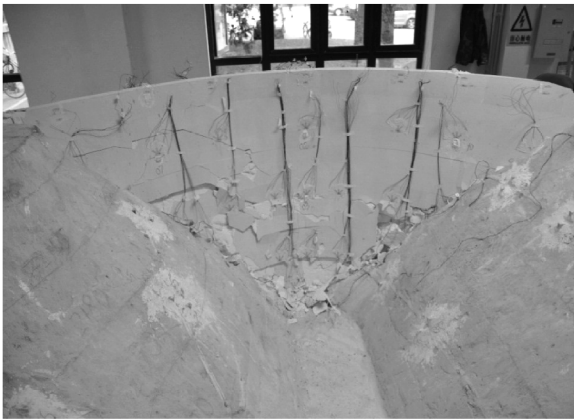


图 7 孟底沟拱坝下游面及拱座破坏图

Fig.7 Downstream surface of Mengdigou dam and abutment damage map

(2)正常工况及后续超载过程中,左岸优势裂隙④和  $f_2$ 、 $f_3$  断层相交形成的滑块都没有出现明显滑动,只在  $6P_0$  后才有小裂缝顺着  $f_2$ 、 $f_3$  的方向延伸,延伸范围也较小,说明安全度较高。

(3)断层  $F_4$  置换处理后,加固的效果较好。整个加载过程中,断层  $F_4$  变形都较小;从布置在  $F_4$  断层两侧的外部位移计来看,加载至约 7~8 倍水载后, $F_4$  断层附近有细小的裂缝张开。

8 结论

采用刚体极限平衡法和刚体弹簧元法对孟底沟坝肩稳定进行了全面数值分析成果,结合拱坝地质力学模型试验,得出以下结论:

(1)刚体极限平衡法计算成果表明,左右岸拱座各可能滑块在各种工况下,按抗剪断公式计算的抗力与作用效应比值均大于 1.0,满足设计控制标准的要求;对于抗剪公式的计算结果,在帷幕、排水正常工作时,仅有左岸 L2 滑块( $f_2$  断层+优势裂隙④)的计算成果小于 1.0。这说明  $f_2$  断层是影响左岸拱座稳定的主要薄弱结构面。另一方面,考虑到刚体极限平衡法自身的局限性及渗压计算假定过于保守等因素,左岸 L2 滑块抗剪公式计算成果略低不足以成为判定左岸拱座稳定安全的决定性因素。

(2)刚体弹簧元法计算结果均高于刚体极限平衡法计算结果,刚体弹簧元计算所得左、右岸典型滑块在工况 1 至工况 4 不同荷载组合作用下的抗滑稳定抗力与作用效应比值<sup>[9]</sup>,均能够满足设计控制标准的要求,且有一定的裕度。

(3)两种数值分析方法的计算成果表明,左右岸拱座的控制性块体分别为 L1 ( $f_1$  断层+优势裂隙

④)、L2( $f_2$ 断层+优势裂隙④)滑块,R1( $F_4$ 断层+HL<sub>01</sub>),其滑动组合形式均为一陡一缓,左岸L1、L2为单滑,右岸R1为双滑。

(4)地质力学模型试验成果表明,左右两岸拱座的破裂都在较高倍水载时才发生,拱座稳定安全度较高。左岸拱座的 $f_2$ 、 $f_3$ 断层及右岸拱座的 $F_4$ 断层是影响拱座稳定的相对薄弱的部位,对 $F_4$ 断层采取洞井网格<sup>[10]</sup>进行置换处理后,加固的效果较好,拱座稳定度明显提高。

(5)综合数值分析和模型试验的结果,孟底沟拱坝左右岸拱座抗滑稳定安全满足规范要求。

(6)鉴于孟底沟拱坝的重要性,作为安全储备,工程建设过程中应加强坝肩抗力体范围内的排水措施,同时采取在近拱端下游附近施加锚索等工程措施,以进一步提高拱座抗滑稳定安全度。在此条件下,孟底沟拱坝左、右岸拱座抗滑稳定是完全有保障的。

# 参考文献(References)

[1] 胡波,张楠,王思敬,等.断续节理岩体模型试验及强度分析研究[J].地下空间与工程学报,2011,7(4):657-665. (Hu Bo, Zhang Nan, Wang Sijin, et al. Model test and strength analysis research on intermittent joint rock mass[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(4): 657-665. (in Chinese))

[2] 雷文杰,张瑶,孙钦昂.有限元极限分析法探讨裂隙拱形成机理[J].地下空间与工程学报,2011,7(6):1153-1157. (Lei Wenjie, Zhang Yao, Sun Qiang. Analysis on formation of roof fissure arch by limited FEM[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(6): 1153-1157. (in Chinese))

[3] 王旭,刘东升,宋强辉,等.基于极限平衡法的边坡稳定性可靠度分析[J].地下空间与工程学报,2016,12(3):839-844. (Wang Xu, Liu Dongshen, Song Qiang, et al. Slope stability reliability analysis based on limit equilibrium methods[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2016, 12(3): 839-844. (in Chinese))

[4] 张建海,范景伟,胡定.刚体弹簧元理论及应用[M].成都:成都科技大学出版社,1999. (Zhang Jianhai,

Fan Jingwei, Hu Ding. Rigid body spring element theory and its applications[M]. Chengdu: Chengdu University of Science and Technology press, 1999. (in Chinese))

[5] 张建海,范景伟,何江达.小湾高拱坝坝肩静力稳定分析[J].云南水力发电,2000,9(2):879-884. (Zhang Jianhai, Fan Jingwei, He Jiangda. Static stability analysis of Xiaowan high arch dam abutment[J]. Yunnan hydropower, 2000, 9(2): 879-884. (in Chinese))

[6] 姚燕雅,陈国兴.渗流场-应力场耦合作用下基坑三维数值分析[J].地下空间与工程学报,2009,5(3):499-504. (Yao Yanya, Chenguoxin. Three-dimensional numerical analysis of deep foundation pit considering the effect of seepage-stress[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, 5(3): 499-504. (in Chinese))

[7] 范青春.基于强度折减法的高边坡稳定性分析与设计[J].地下空间与工程学报,2009,5(6):1253-1257. (Fan Qinchun. Stability analysis of an excavation slope based on strength reduction FDM[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2009, 5(6): 1253-1257. (in Chinese))

[8] 周维垣,杨若琼,刘耀儒.高拱坝整体稳定地质力学模型试验研究[J].水力发电学报,2005,12(6):768-772. (Zhou Weiyuan, Yang Ruqiong, Liu Yaoru. Experimental study on the geomechanical model of the overall stability of high arch dam[J]. Chinese Journal of hydraulic power generation, 2005, 12(6): 768-772. (in Chinese))

[9] 周维垣,杨若琼,剡公瑞.高拱坝稳定性评价的方法和准则[J].水电站设计,1997,8(5):132-138. (Zhou Weiyuan, Yang Ruqiong, Yan Gongrui. Stability evaluation methods and criteria of high arch dam[J]. Design of Hydroelectric Power Station, 1997, 8(5): 132-138. (in Chinese))

[10] 裴文林,黄跃群,刘耀儒.基于强度折减法的重力坝深层抗滑加固措施研究[J].地下空间与工程学报,2016,12(4):991-995. (Pei Wenlin, Huang Yaoqun, Liu Yaoru. Study on anti-slide effects of gravity dam reinforcement based on strength reduction FEM[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2016, 12(4): 991-995. (in Chinese))