

厂坝联合作用下重力坝厂房坝段静动抗滑稳定分析

苑举卫¹ 杜成斌¹ 洪永文²

(1. 河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098 ; 2. 中国水电顾问集团昆明勘测设计研究院, 云南 昆明 650051)

摘要 : 针对金安桥重力坝厂房坝段的坝基浅深层抗滑稳定问题 , 分别采用传统刚体极限平衡法和强度储备系数法 , 对厂坝联合作用的抗滑稳定性进行研究 . 双斜面滑动的左滑面根据厂房坝段地质资料判定 , 参照规范建议的结构极限承载能力验算表达式 , 采用修正后的抗力和作用函数公式 , 建立了抗滑结构系数与右滑面倾角的关系表达式 , 依据优化的理论来判断右滑出面 , 反算结构系数 , 来考察厂坝联合作用的效果 ; 同时采用强度储备系数法来评判大坝抗滑稳定安全度 . 结果表明 , 该坝段的抗滑稳定性满足要求 , 厂坝联合作用可有效提高坝基浅深层的抗滑稳定性 .

关键词 : 重力坝 ; 厂坝联合作用 ; 抗滑稳定 ; 刚体极限平衡 ; 强度储备系数法

中图分类号 : TV698.2 文献标识码 : A 文章编号 : 1000-198X(2008)02-0229-05

在重力坝的设计中 , 抗滑稳定关系到大坝的安全运行 , 必须予以充分重视 . 对于坝后式厂房方案 , 当遇到厂顶溢流或高尾水等情况 , 或者抗滑稳定性要求较高时 , 经常采用厂坝联合的形式 , 将厂坝作为一个整体来提高坝基的抗滑稳定性 . 如乌江渡、漫湾、岩滩、安康、池潭等工程 . 黄安录^[1]通过坝体厂房关键点的位移变化来说明厂坝联合作用的优越性 ; 任青文等^[2]采用刚体极限平衡法和块体有限元法简要研究了厂坝联合作用的效果 ; 董毓新等^[3]对厂坝间巨型压力钢管受力特性进行了研究 , 说明厂坝联合作用可以大大改善垫层管的受力条件 ; 余卫平等^[4]通过研究坝踵和厂房建基面出露点的顺河向位移 , 说明了厂坝联合作用可以显著提高河床坝段的抗滑能力 .

本文结合金安桥水电站工程厂房坝段 , 基于刚体极限平衡原理 , 在部分已知滑移面的基础上 , 根据优化的理论来判断滑出面 , 反算结构系数 , 以考察厂坝联合作用的效果 ; 同时采用强度储备系数法来评判大坝抗滑稳定安全度 , 对厂坝联合作用的影响进行探讨和分析 .

1 抗滑稳定计算方法

1.1 刚体极限平衡法

双斜面滑动示意图见图 1 . 现行规范^[5]对结构承载能力验算的表达式为

$$\gamma_o \Psi S (\gamma_G G_K , \gamma_Q Q_K , a_K) \leqslant \frac{1}{\gamma_d} R \left(\frac{f_K}{\gamma_m} , a_K \right) \tag{1}$$

规范中采用的表达式存在诸多问题^[6] , 文献^[7]从传统刚体极限平衡法计算重力坝深层抗滑稳定的力学机理出发 , 推导了用于可靠度计算的极限状态表达式 , 得出了抗力和作用函数的表达式 . 该方法基本可以避免规范中存在的问题 . 滑动面 AB 上的抗力和作用效应函数表达式为 :

$$R(g) = f'_{d1} [(\sum W + G_1) \cos \alpha - \sum H \sin \alpha - Q \sin (\varphi - \alpha) + U_3 \sin \alpha - U_1] + c'_{d1} A_1 \tag{2}$$

$$Q = \frac{f'_{d2} (G_2 \cos \beta + U_3 \sin \beta - U_2) + G_2 \sin \beta - U_3 \cos \beta + c'_{d2} A_2}{\cos (\varphi + \beta) - f'_{d2} \sin (\varphi + \beta)} \tag{3}$$

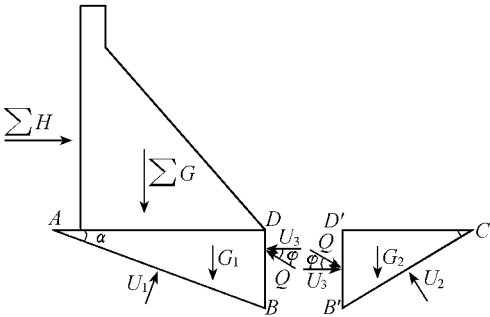


图 1 双斜面滑动示意图

Fig.1 Sketch of double-inclined slide mode

作用效应函数 $S(g) = (\sum W + G_1) \sin \alpha + (\sum H - U_3) \cos \alpha - Q \cos(\alpha - \varphi)$ (4)

公式中有关符号的意义可参阅规范^[5]原文和图1,其中 φ 角偏于安全取0.

$$\gamma'_d = \frac{R(g)}{\gamma_o \Psi S(g)} \quad (5)$$

$$\gamma_d \leq \gamma'_d \quad (6)$$

式(5)中右滑动面BC倾角 β 未知,利用函数 $\gamma'_d = \gamma'_d(\beta)$ 求得最不利倾角 β :

$$\frac{\partial \gamma'_d}{\partial \beta} = \frac{\partial}{\partial \beta} \left(\frac{R(g)}{\gamma_o \Psi S(g)} \right) = 0 \quad (7)$$

求得右滑动面BC倾角 β 后,可得 γ'_d 值,通过式(6)来校核抗滑稳定性.

1.2 强度储备系数法

强度储备系数法是一种基于安全系数定义的极限平衡分析方法.坝基材料的强度参数由于多种因素影响很难准确确定,波动性很大,实际强度低于设计要求的标准强度是很有可能发生的.强度储备系数法即基于这种考虑考察结构的安全储备,不断降低结构的强度参数 f, c 值 K_f 倍,用此时的强度参数 $f/K_f, c/K_f$ 值进行非线性有限元分析,直到结构处于失稳的临界状态,此时的 K_f 值即为材料储备安全系数.本文有关滑动面的材料屈服关系采用内切圆锥屈服准则,参见文献[8-11].

评判结构失稳的判据^[9]是:滑移面屈服贯通、关键部位位移发生突变、计算结果不收敛.通常采用其中部分指标或3个指标综合考虑作为结构失稳判据.

2 金安桥重力坝工程厂房坝段地质概况及可能的滑移通道分析

金安桥水电站位于云南省丽江地区境内的金沙江中游河段上.坝体为碾压混凝土重力坝,厂房坝段建基面高程1264 m,坝顶高程1424 m,为坝后厂房方案.金安桥厂房坝段剖面见图2.坝基主要有致密玄武岩、杏仁状玄武岩、火山角砾熔岩夹 t_{1a}, t_{1b} 条凝灰岩夹层,其中 t_{1b} 埋藏在建基面以下20余m,会影响厂房坝段的深层稳定.河床部位岩体中裂面绿泥石化较普遍,且分布范围广.该类岩体隐微节理发育、岩石块度小、抗剪强度低、抗变形能力弱,对坝基抗滑稳定极为不利,同时大坝地震设防烈度高达9度(地震动峰值加速度 $0.3995g$)故对金安桥水电站大坝的稳定分析尤为重要.

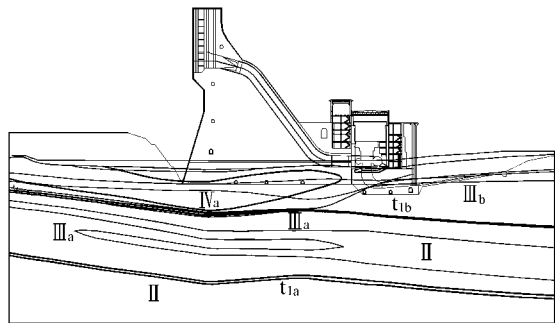


图2 金安桥厂房坝段剖面

Fig.2 Cross section of Jin'anqiao powerhouse

2.1 可能的滑移通道分析

厂房坝段距 t_{1b} 夹层最近,且坝基浅层分布有裂面绿泥石化岩体,因此坝体的失稳模式可能为:

滑动模式1,以坝基面以下裂面绿泥石化强烈岩体区域内一个近水平面为左滑动面,右滑动面从 IV_a 类岩体内剪出.

滑动模式2,以 t_{1b} 夹层为左滑动面,右滑动面从厂房末端 IV_a 类岩体内剪出.

滑动模式3 4 5,以 t_{1b} 为左滑动面,右滑动面分别由绿泥石化强烈岩体与绿泥石化普遍岩体分界面、绿泥石化岩体与厂房建基面的折线型组成.右滑动面剪出点位于厂房末端.

滑动模式1 2采用刚体极限平衡法分析.滑动模式3 4 5采用平面和三维有限元法分析.滑动模式1 2的形式见图3,滑动模式3 4 5的形式见图4.

2.2 计算工况及有关参数

各工况考虑的荷载情况见表1,其中地震荷载按悬臂梁振型分解反应谱法对该坝段进行动力分析,反应谱采用《水工建筑物抗震设计规范》^[9]推荐的标准反应谱,最大谱值 β_{max} 取为2.0,场地特征周期 T_g 取0.2 s.计算中取前10阶振型,采用SRSS方式计算水平向和竖向地震作用,以向上的竖向地震荷载和指向下游的水平向地震荷载为不利情况,与正常工况荷载相叠加,进行抗滑稳定分析.计算模型中采用的坝体混凝土及坝基物理力学参数见表2.

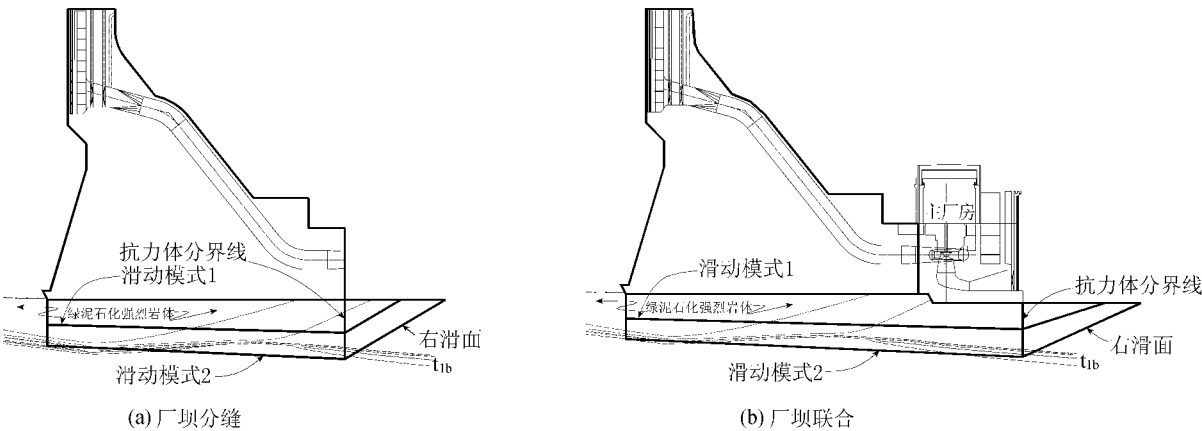


图 3 厂坝分缝和厂坝联合情况下的坝基深层滑移模式
Fig.3 Slide modes of dam foundation under separate or combined effects of powerhouse

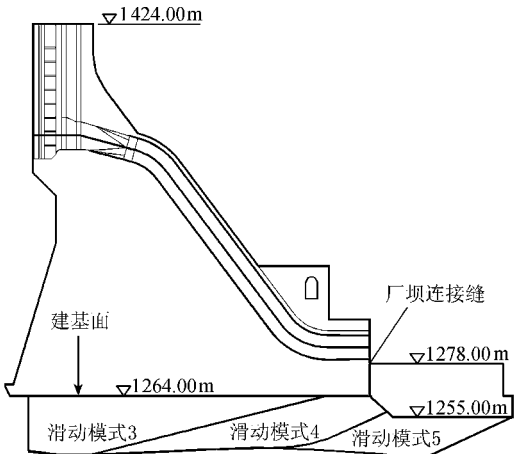


图 4 厂房坝段坝基浅深层滑移通道
Fig.4 Sliding modes of dam foundation in dam section of the powerhouse

3 计算模型简介

为了分析厂坝联合作用情况,分别建立平面和三维有限元模型.基岩主要模拟各类岩体的分布和凝灰岩 t_{1a} 、 t_{1b} .坝基计算范围基岩深度取3倍的坝高;自坝踵向上游取3倍坝高;自坝址向下游取3倍坝高.三维模型只模拟了单个坝段沿坝纵方向34 m宽.在基岩边界上分别施加法向约束.

平面有限元网格采用8节点等参单元,局部采用6节点三角形单元来过渡,单元总数为2019,节点总数为6309.三维网格采用8节点六面体单元,单元总数为31438,节点总数为36941.平面有限元模型见图5.

建坝前基岩中已存在初始地应力,它主要由构造地应力和岩体的自重应力组成.由于滑动面位置相对建基面不算太深,本文近似以基岩自重作用下的应力场来代替初始地应力场.计算分析过程采用弹塑性有限元分析.

厂坝联合情况下,灌浆高程选定1278 m(图4).该高程是分缝处引水钢管以下2 m的位置.该高程以上多为梁板柱结构,厂房灌浆对于提高厂坝抗滑稳定性影响很小,且会增加厂

表 1 计算工况和荷载组合

Table 1 Analysis case and combined loads			
工况	上游水位/ m	下游水位/ m	荷载组合
正常工况	1418.00	1293.90	自重 + 该工况上下游水压 + 扬压力 + 泥沙压力
校核工况	1421.00	1321.74	自重 + 该工况上下游水压 + 扬压力 + 泥沙压力
地震工况	1418.00	1293.90	正常工况荷载 + 地震荷载

表 2 坝体混凝土和坝基物理力学参数

Table 2 Physical-mechanical parameters of dam concrete and dam foundation					
类别	密度 ρ / ($t \cdot m^{-3}$)	弹性模量 E / GPa	泊松比 μ	f	黏聚力 c / MPa
坝体	2.4	22	0.167	1.100	2.00
厂坝连接缝	2.4	22	0.167		
建基面	2.4	20	0.167	0.950	0.70
岩体 II	2.6	18	0.250	1.400	1.80
岩体 III _a	2.7	12	0.260	1.350	1.30
岩体 III _b	2.6	10	0.270	1.150	1.00
岩体 IV _a	2.5	9	0.280	0.950	0.70
t_{1b}	2.3	2	0.280	0.725	0.40

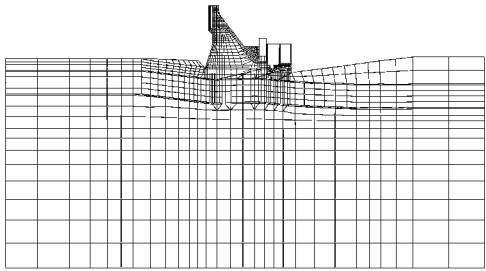


图 5 二维有限元网格
Fig.5 2D FEM mesh

房应力.无灌浆情况下,分缝高程从建基面开始.

4 计算成果分析

4.1 基于刚体极限平衡法的分析结果

采用刚体极限平衡法,对厂坝2种不同连接形式下,沿建基面和滑动移模式1、2的抗滑稳定性进行了核算.稳定性成果见表3.其中 β 角根据正常蓄水位工况下的荷载,利用公式(6)来确定.厂坝分离时, β 值在滑动模式1和模式2下分别为 24.8° 、 27.8° ;厂坝联合时, β 值在滑动模式1和模式2下分别为 19.78° 、 23.1° .从表3可以看出,在3种工况下,正常工况和校核工况下抗滑稳定结构系数都大于1.2,地震工况下都大于0.65,满足规范要求.地震工况下抗滑稳定结构系数最小,是坝基浅深层抗滑稳定的控制工况.对比表中的数据可以看出,3种工况下,坝基的浅深层抗滑稳定结构系数,厂坝联合情况下均比厂坝分离情况下大,即厂坝联合可以很好地改善厂坝的抗滑稳定性,抗滑稳定安全余度更高.

表3 坝基浅深层抗滑稳定成果

Table 3 Anti-sliding results of dam foundation

滑动模式	计算工况	厂坝分离			厂坝联合		
		效应	抗力	反算的结构	效应	抗力	反算的结构
		$\gamma_0 \Psi S(g)/\text{kN}$	$R(g) \cdot \gamma_d^{-1}/\text{kN}$	系数 γ_d	$\gamma_0 \Psi S(g)/\text{kN}$	$R(g) \cdot \gamma_d^{-1}/\text{kN}$	系数 γ_d
建基面	正常工况	135 935.50	219 762.39	1.94	135 935.50	231 889.00	2.05
	校核工况	109 629.40	184 542.82	2.02	109 629.40	211 874.00	2.32
	正常+地震	206 961.12	305 665.65	0.96	221 579.20	357 519.05	1.04
模式1	正常工况	146 353.40	150 500.20	1.23	146 484.30	159 912.03	1.31
	校核工况	145 543.61	155 245.20	1.28	144 155.33	160 973.45	1.34
	正常+地震	242 540.44	250 003.22	0.67	255 747.49	302 962.41	0.77
模式2	正常工况	161 629.32	176 445.34	1.31	160 997.70	181 122.41	1.35
	校核工况	144 985.27	193 313.69	1.60	145 041.20	219 979.15	1.82
	地震工况	254 334.02	258 246.85	0.66	268 889.94	310 257.62	0.75

结构重要性系数 $\gamma_0=1.1$,设计状况系数 $\Psi=1.0$ 、 0.95 、 0.85 对应正常、校核、地震工况.

4.2 基于强度储备法的分析结果

表5为采用平面和三维有限元模型计算得到的不同强度储备系数下各滑移通道的破坏贯通率.

表4 不同 K_f 下各滑移通道的破坏贯通率

Table 4 Transfixion rate of sliding modes of various K_f

灌浆 高程	滑动 模式	平面结果				三维结果			
		$K_f=2.5$	$K_f=3.0$	$K_f=3.5$	$K_f=4.0$	$K_f=2.5$	$K_f=3.0$	$K_f=3.5$	$K_f=4.0$
厂坝间 不灌浆	建基面	0.890	0.931			0.885	0.917		
	模式3	0.481	0.729			0.554	0.641		
	模式4	0.733	0.760			0.879	0.886		
	模式5	0.781	0.860			0.901	0.911		
	建基面			0.760	0.870			0.813	0.885
灌浆高程 1 278 m	模式3		0.483	0.771	0.865		0.541	0.792	0.866
	模式4		0.774	0.821	0.853		0.886	0.903	0.903
	模式5		0.732	0.845	0.885		0.895	0.950	0.950
	建基面								

从表4平面结果可以看出,在厂坝连接缝不灌浆的情况下,强度储备系数 K_f 可以达到2.5~3.0.其中在强度储备系数 K_f 为2.5时,各滑移模式最大屈服贯通率发生在沿建基面的滑移面上,为0.89;在 K_f 为3.0时,最大屈服贯通率也发生在建基面,且滑动模式5的屈服贯通率也较大.在灌浆的情况下,在强度储备系数 K_f 为3.5时,最大屈服贯通率发生在滑动模式5,为0.845,甚至还有一定的储备空间.综合各滑移通道在不同 K_f 值下的屈服贯通率,厂坝间无论是设缝还是灌浆,沿建基面和滑动模式5的破坏贯通率比其他2种滑动模式高,即建基面和 t_{1b} 的力学性质对于该坝段的抗滑稳定性影响较大.

从表4可以看出,对于相同的 K_f 值、相同的滑移通道,三维结果要比平面结果大,这主要是因为二维模型对坝体,尤其是厂房基础的模拟不够真实.但从表4还可以看出,在厂坝间不灌浆的情况下,材料的强度储

备系数在 2.5~3.0 的范围 ,而厂坝联合情况下材料的强度储备系数可以提高到 3.5 ,且沿建基面和滑动模式 5 的屈服贯通率也较其他 2 种滑动模式大 ,这与平面结果规律是一致的。

5 结 论

a. 通过刚体极限平衡法的分析 ,金安桥碾压混凝土重力坝厂房坝段 ,浅深层抗滑稳定结构系数在静荷载作用下大于 1.2 ,在地震荷载作用下较小 ,但大于 0.65 ,满足规范要求。其中地震工况 ,是抗滑稳定的控制工况。

b. 由强度储备系数法分析结果可以看出 ,建基面和 t_{lb} 的力学性质对于该坝段的抗滑稳定安全影响较大。在厂坝分离的情况下材料强度储备系数在 2.5~3.0 的范围内 ,而厂坝联合情况下 ,材料强度储备系数可以提高到 3.0~3.5 ,这对于该坝段的抗滑稳定是有充分保证的。

c. 厂坝联合作用对于提高金安桥工程厂房坝段的抗滑稳定性效果是很显著的。

参考文献 :

[1] 黄安录. 水电站厂坝联合作用的受力特性分析[J]. 陕西水利发电 ,1995 ,11(2) :11-15.
[2] 任青文 ,余天堂. 三峡大坝左岸 3 # 坝段稳定性的块体元分析[J]. 河海大学学报 :自然科学版 ,1999 ,27(1) :20-24.
[3] 董毓新 ,赵德海 ,马震岳. 厂坝间巨型压力钢管在常规荷载作用下受力特性研究[J]. 水力发电 ,2001(1) :42-44.
[4] 余卫平 ,耿克勤 ,汪小刚 ,等. 某水电站碾压混凝土坝三维非线性有限元分析[J]. 水利与建筑工程学报 ,2006 ,2(2) :6-10.
[5] DL5108—1999 ,混凝土重力坝设计规范[S].
[6] 陈祖煜 ,陈立宏. 对重力坝设计规范中双斜面抗滑稳定分析公式的讨论意见[J]. 水利发电学报 ,2002(2) :101-108.
[7] 周伟 ,常晓林 ,袁林娟. 对重力坝设计规范中双斜面抗滑稳定的补充讨论[J]. 水利发电学报 ,2005 ,24(2) :95-99.
[8] 杜成斌 ,邱颖. 梅花周边缝拱坝的破坏形式分析[J]. 水力发电 ,2002(5) :61-64.
[9] DL5073—2000 ,水工建筑物抗震设计规范[S].
[10] 常晓林 ,赖国伟 ,陆述远. 碾压混凝土坝的稳定临界准则[J]. 武汉水利电力大学学报 ,1996 ,29(6) :11-15.
[11] 熊敬 ,张建海. Druker-Prager 屈服准则与重力坝超载安全系数的相关分析[J]. 四川大学学报 :工程科学版 ,2007 ,39(4) :57-62.
[12] 潘家铮. 重力坝设计[M]. 北京 :水利电力出版社 ,1987 :170-178.

Static and dynamic anti-sliding stability of the powerhouse section of a gravity dam under combined effects of powerhouse and dam

YUAN Ju-wei¹ , DU Cheng-bin¹ , HONG Yong-wen²

(1. College of Civil Engineering , Hohai University , Nanjing 210098 , China ;
2. Kunming Hydroelectric Investigation , Design and Research Institute , CHECC , Kunming 650051 , China)

Abstract : The anti-sliding stability of the deep and shallow zone of gravity dam foundation in powerhouse section of Jin 'anqiao gravity dam , under combined effects of dam and powerhouse , was analyzed using the limit equilibrium and strength accumulation coefficient methods. Based on the geological data , from which the left plane in double-inclined slide mode can be ascertained , a relationship between structure coefficient and obliquity of the right plane was educed from the function of structure ultimate carrying capacity in the standard and modified resistance and effect function. Then the right plane can be ascertained as well as the worst anti-sliding structure coefficient , that indicates the combined effects of powerhouse and dam. Meanwhile , the strength accumulation coefficient method is adopted for checking safety. Results show that the stability of the dam section can be ensured , and the combined effects can improve anti-sliding stability of the dam foundation.

Key words : gravity dam ; combined effects of powerhouse and dam ; anti-sliding stability ; limit equilibrium method ; strength accumulation coefficient method