

# 复杂多滑动面混凝土重力坝稳定分析与安全评价

贲能慧<sup>1</sup>, 任旭华<sup>2</sup>, 许 朴<sup>2</sup>

(1. 上海港湾工程质量检测有限公司, 上海 200032; 2. 河海大学 水利水电工程学院, 江苏 南京 210098)

**摘要:** 针对复杂多滑动面的混凝土重力坝深层抗滑稳定问题,应用三维快速拉格朗日差分法对大坝和地基进行弹塑性应力应变分析,采用强度储备法研究了大坝的失稳破坏机理,并根据提出的应力校核法和强度储备法的安全评价准则对大坝的安全储备进行了评价,成果对实际工程应用具有一定的价值,也为其他类似工程提供了参考。

**关 键 词:** 多滑动面; 抗滑稳定; 失稳破坏机理; 安全评价

中图分类号: TV642.3

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2008)02-0038-05

## Anti-sliding stability analysis of the complicated foundation with multi glide plane in concrete gravity dam

BEN Neng-hui<sup>1</sup>, REN Xu-hua<sup>2</sup>, XU Pu<sup>2</sup>

(1. Shanghai Harbor Quality Control & Testing Co., Ltd., Shanghai 200032, China; 2. College of Water Conservancy & Hydro-power Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

**Abstract:** Three Dimensional Fast Lagrangian Analysis of Continuum (FLAC3D) is applied to study the stability against sliding of the foundation with complicated multi slide plane in a concrete gravity dam. Elastic-plastic stress and strain analysis of the dam and foundation is done and the mechanism of sliding is revealed by the strength reserve coefficient method. Then the safety of dam is evaluated by using the rules of stress examination law and the margin of the safety method in the safety evaluation criterion proposed in this paper. The achievements are of some values to the actual project application.

**Key words:** multi slide plane; anti-sliding stability; mechanism of sliding; safety evaluation

满足抗滑稳定是混凝土重力坝的基本要求,尤其当坝基内存在可能导致沿基岩内部滑动的不利软弱结构面时,大坝的抗滑稳定便成了大坝安全的控制因素<sup>[1]</sup>。坝基深层存在的缓倾角软弱结构面,可分为单滑动面、双滑动面和多滑动面<sup>[2]</sup>。目前,混凝土重力坝抗滑稳定分析中常采用的方法有:半经验的极限平衡法、物理模拟法、数值模拟法、过渡类型方法(也称应力校核法)以及在概率基础上发展起来的可靠度分析法<sup>[3,4]</sup>。对于单滑面,可以按照抗剪公式或者抗剪断公式进行校核;对于双滑动面,现行的重力坝设计规范规定按基于等K法的刚体极限平衡法为主要校核手段;对于复杂的多滑动面,目前规范尚无明确的计算方法及评价

收稿日期: 2007-08-08

作者简介: 贲能慧(1982-),女,江苏南通人,硕士,主要从事桩基质量检测研究工作。E-mail: benxp@163.com

准则,且极限平衡法不能给出地基的应力和位移分布情况,求解时须采用诸多假定,可能会忽略某些控制因素<sup>[5]</sup>.因此,需要采用合适方法来计算坝体及地基的应力和应变,从而使分析结果更符合实际情况.

本文结合中国西南某水电站大坝工程,利用大型软件 FLAC<sup>3D</sup>,采用强度储备法进行计算,揭示了由于软弱结构面而使地基逐步破坏并导致最终失稳的机理,确定了大坝的滑移通道;在此基础上,对可能的连通滑动面组合采用应力成果校核法进行校核验证,从而对该工程的深层抗滑稳定做出综合评价.

## 1 分析方法

### 1.1 岩体本构关系

在非线性分析中,合理的材料本构关系及其参数的选取是影响计算结果的主要因素.文中材料本构关系采用理想弹塑性模型<sup>[6]</sup>,屈服准则采用 Drucker-Prager 准则

$$F = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (1)$$

式中: $I_1$  为应力张量第一不变量; $J_2$  为应力偏张量第二不变量; $\alpha, k$  为正常数,本文计算中  $\alpha =$

$$\frac{2\sqrt{3}\sin\varphi}{\sqrt{2\sqrt{3}}\pi(9-\sin^2\varphi)}, k = \frac{6\sqrt{3}c\cos\varphi}{\sqrt{2\sqrt{3}}\pi(9-\sin^2\varphi)}.$$

### 1.2 数值计算方法

为了克服有限元等方法不能求解大变形问题、非线性功能不强的缺陷,Cundall 根据有限差分法的原理,基于快速拉格朗日算法提出了 FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 数值分析方法.该方法能适用于多种材料模式与边界条件非规则区域的连续问题的求解,在求解过程中,FLAC 又采用了离散元的动态松弛法,不需求解大型联立方程组,便于在微机上实现.此外,FLAC 还能处理一般的大变形问题和模拟岩体沿某一薄弱面产生的滑动变形,并提供了单元的塑性区破坏开展情况<sup>[7,8]</sup>.基于此,本文采用 FLAC<sup>3D</sup> 软件进行计算,当出现贯穿上下游坝面的塑性破坏时,即认为坝体达到了抗滑稳定的极限状态,塑性连通区即为大坝的失稳破坏通道.

### 1.3 安全评价方法

**1.3.1 应力成果核算法** 按照规范[2]对抗滑稳定的要求,有

$$\gamma_0 \varphi S \leq \frac{1}{\gamma_d} R \quad (2)$$

式中: $S$  为作用效应函数; $R$  为结构及构件抗力函数.抗力函数即为阻滑力,作用效应函数即为滑动力.因此,根据数值模拟计算所得的滑动面上的正应力和剪应力分布,分别求出滑动面上总的抗滑力和滑动力,上式可表达为

$$\frac{f' \sum W + c'A}{\sum P} \geq \gamma_0 \gamma_d \varphi \quad (3)$$

为了方便比较,将参数  $XK = \frac{f' \sum W + c'A}{\gamma_0 \gamma_d \varphi \sum P}$  记为名义安全系数,当  $XK \geq 1.0$  时,可认为满足极限承载能力

验算式的抗滑稳定要求.

**1.3.2 强度储备法** 强度储备法主要考虑材料强度的不确定性和可能的弱化效应,降低软弱夹层和尾岩抗力体的抗剪参数值,直至沿滑动面的抗滑稳定处于临界状态,抗剪参数值的降低倍数( $k_c$ )即为安全系数,或称“强度储备系数”.坝基材料的强度参数  $f$  和  $c$  的影响因素多,难以准确确定.试验证明,在多数情况下, $f$  值比较稳定,波动较小,而  $c$  值受外界因素影响较大,波动较大<sup>[9]</sup>.由于混凝土与基岩的  $f$  的分项系数为 1.3, $c$  的分项系数为 3.0,因此,对强度储备系数  $k_c$ ,采用  $c' = c/k_c$ ,  $f' = f/[1 + 0.15(k_c - 1)]$ <sup>[10]</sup> 的比例方式来降低  $f$  和  $c$  值.具体计算过程中,采用逐步降低强度法(即逐步增加  $k_c$  值法),对每一个强度储备系数进

行数值计算,通过判断是否发生破坏来确定最终的强度储备系数,以模拟实际的、合理的失稳过程。

采用强度储备系数法进行安全评价时,一般认为当强度储备系数大于材料分项系数时,大坝稳定;否则,大坝稳定安全储备不足。因此,对建基面的验算,一般认为强度储备系数大于 3.0(混凝土与基岩材料性能分项系数 3.0)即符合稳定复核要求。根据电力行业混凝土重力坝设计规范<sup>[2]</sup>,软弱结构面的材料性能分项系数为 3.4。因此,对存在(或包含)软弱结构面的,要求强度储备系数大于 3.4,当包含建基面和软弱结构面的组合时,其强度储备系数应大于  $k_c$ ,符合稳定复核要求, $k_c$  数值根据建基面与软弱结构面的比例来确定,其数值在 3.0~3.4 之间。

## 2 工程应用

我国西南某水电站装机 165 MW,最大坝高 60.2 m,坝轴线长 300 m。该坝段位于主河床部位,地质条件复杂,坝基内泥化夹层相互切割,岩体完整性差。该段坝基岩体内共有 3 条缓、中倾角泥化夹层(J699、J771、J782)和 2 条缓倾角断层(f58、f60),其中,泥化夹层厚度仅为 3 cm、f58 断层破碎带宽 30 cm、f60 断层破碎带宽 160 cm。这些缓倾角结构面与其它结构面相互切割构成不利组合。分析地质条件,由 J699、J782 两条泥化夹层与 f60 相交所形成的楔形体可能产生滑移。建基面泥化夹层和断层的位置见图 1。

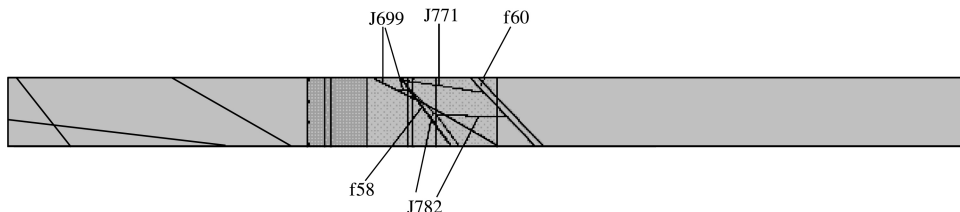


图 1 建基面泥化夹层及断层位置示意图

Fig. 1 Slimy interlayer and faults in the dam foundation

### 2.1 计算模型及参数

选取河床中间坝段进行计算,不计相邻坝段的影响。三维坐标系以顺河向为  $X$  轴,指向下游为正;以横河向为  $Y$  轴,从右岸指向左岸为正;以竖向为  $Z$  轴,向上为正。整个模型单元总数 26 704 个,节点总数 41 430 个。三维整体模型计算网格见图 2。典型剖面示意图见图 3。

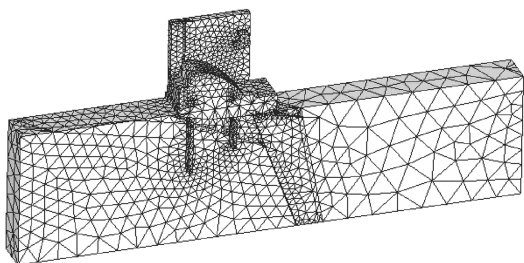


图 2 坝体及地基有限元网格

Fig. 2 FEM meshes of the dam and foundation

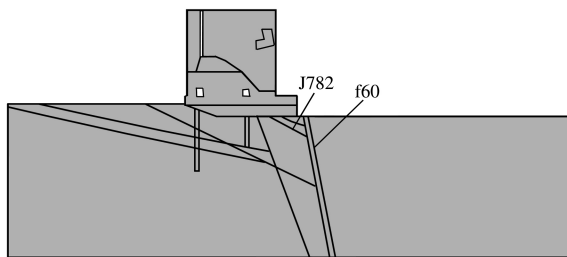


图 3 典型剖面示意图

Fig. 3 Typical section

由于在建坝前基岩中已存在初始地应力,主要由构造地应力和岩体自重应力组成。构造地应力的模拟比较复杂,简化起见,本文直接采用现有河谷形状的基岩在自重作用下产生的应力作为初始地应力。考虑到在常规工况下,坝体的施工过程和蓄水过程对变形和应力的影响很小,因此近似认为坝体是一次浇注而成的,蓄水也同时完成。

计算时主要考虑的荷载有:闸墩及坝体自重、上下游水压力、扬压力、浪压力和泥沙压力。正常蓄水位时,

上游水头为▽ 47.0 m,下游相应水头为▽ 15.9 m;上游淤沙高程为▽ 30.0 m,淤沙浮重度为 8 kN/m<sup>3</sup>. 坝体和坝基主要材料的物理力学参数见表 1.

表 1 坝体和坝基材料物理力学参数  
Tab.1 Physical and mechanical parameters of the materials of the dam body and foundation

| 材 料 名 称 | 饱和重度<br>/ (kN · m <sup>-3</sup> ) | 弹性模量<br>/ GPa | 泊 松 比 | $f'$ | $C' / \text{MPa}$ |
|---------|-----------------------------------|---------------|-------|------|-------------------|
| 混 凝 土   | 24                                | 22            | 0.167 |      |                   |
| 微风化炭质砂岩 | 27.6                              | 0.4           | 0.25  | 0.35 | 0.1               |
| 微风化砂质砂岩 | 27.6                              | 4             | 0.25  | 0.7  | 0.5               |
| 断 层     | 20                                | 0.1           | 0.3   | 0.3  | 0.075             |
| 泥化夹层    | 10                                | 0.02          | 0.3   | 0.2  | 0.01              |

2.2 失稳破坏机理

坝基失稳的渐进破坏过程见图 4(图中加粗黑线表示塑性开展区). 在坝基岩体和夹泥层整体降低强度时,首先是 3 条泥化夹层出现塑性破坏,然后在上游坝踵出现了拉剪塑性区,坝趾、断层 f60 处出现了压剪塑性破坏(见图 4(a));接着,坝踵处塑性区向深部、上游扩大,坝趾处向下游发展,断层 f60 沿着倾向往深处扩展,泥化夹层与 f60 形成了连通的塑性区(图 4(b));建基面沿泥化夹层走向出现了塑性区,且向上游扩展,然后各处的塑性破坏区沿着层面不断发展(图 4(c)),最后,沿着建基面及夹泥层的层面,塑性区全部连通(图 4(d)).

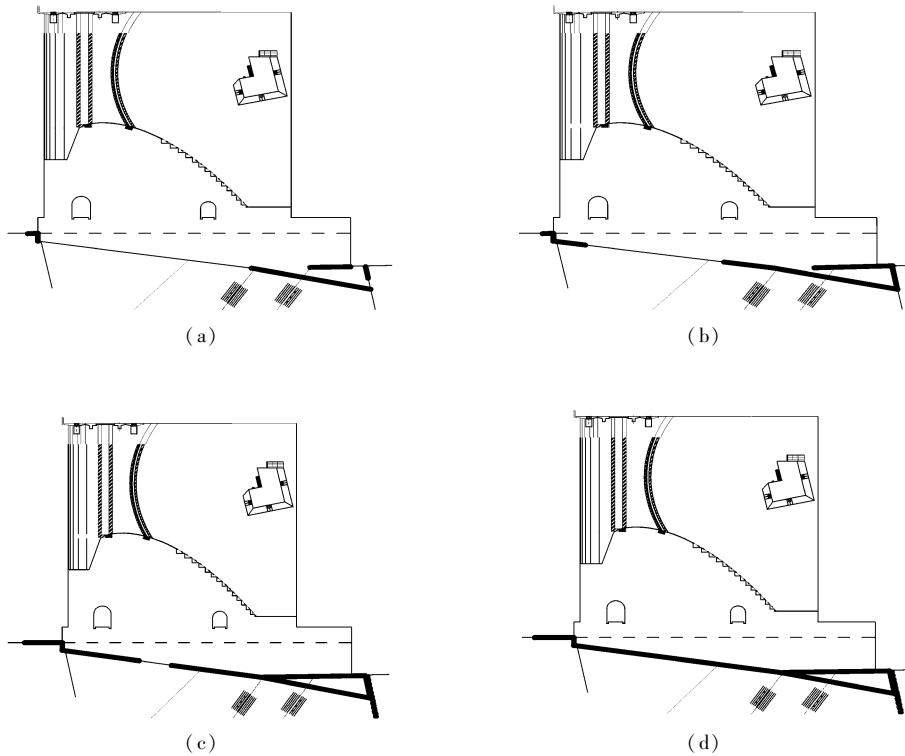


图 4 渐进破坏过程揭示的坝基失稳模式  
Fig.4 Process of sliding destruction of the dam foundation

2.3 安全评价

2.3.1 强度储备法 通过计算,在  $k=3.32$  时,沿着建基面及夹泥层的层面,塑性区全部连通. 因此,该坝段的强度储备系数为 3.32. 根据本文提出的强度储备的安全评价准则,按乐观估计能基本满足要求,按保守分

析则大坝稳定安全储备不足.

**2.3.2 应力成果校核法** 由强度储备法可知,最终的滑动沿着坝基面及泥化夹层的层面发生.因此,对建基面、楔形体和建基面连同楔形体这 3 种可能组合作应力成果校核.计算结果见表 2.

表 2 应力成果校核  
Tab.2 Stress calculation of three kinds of possible combination

|          | $f' \sum W/KN$ | $c'B/KN$    | $\sum P/KN$ | 名义安全系数 $XK$ |
|----------|----------------|-------------|-------------|-------------|
| 建 基 面    | 90 653.109     | 217 308.954 | 235 451.960 | 1.211       |
| 楔 形 体    | 3 693.214      | 26 702.899  | 35 446.535  | 0.794       |
| 建基面连同楔形体 | 81 257.08      | 171 575.54  | 233 171.60  | 1.004       |

从计算结果可见,大坝建基面的抗滑稳定复核满足规范要求;楔形体的名义安全系数小于 1.0,不满足规范要求,需进行加固;建基面连同楔形体的名义安全系数略大于 1.0,基本满足抗滑稳定要求.

### 3 结 语

(1)对于具有复杂多滑动面的地质条件的工程,考虑到材料的非线性,需要采用合理的计算方法进行分析.文中采用 FLAC 软件进行计算,得出的结果基本符合实际情况;

(2)从失稳破坏机理可见,大坝的失稳表现为泥化夹层与断层相交所形成的楔形体与建基面的共同滑动,系统的极限承载能力由坝基面及夹泥层的材料强度共同控制;

(3)综合强度储备法和应力成果校核结果表明,坝基的抗滑稳定安全处于一种临界状态,建议对体积小的破碎区进行开挖,置换成混凝土;而对于较大的楔形体可以采用锚索加固,起连接、固定滑移体的作用,从而有效防止重力坝的抗滑失稳.

### 参 考 文 献:

[1] 潘家铮. 重力坝设计[M]. 北京: 水利电力出版社, 1987: 25-30.

[2] DL5108-1999[S], 混凝土重力坝设计规范.

[3] 彭一江, 黎保琨. 复杂地基重力坝深层抗滑稳定非线性有限元分析[J]. 中国安全科学学报, 2005, 15(3): 82-87.

[4] 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]. 水力发电学报, 2005, 24(2): 95-99.

[5] 涂 劲, 周立本, 李德玉, 等. 重力坝深层抗滑稳定研究[J]. 水利学报, 2003, 10: 96-100.

[6] 殷有泉. 固体力学非线性有限元引论[M]. 北京: 北京大学出版社, 1987: 48-52.

[7] Itasca Consulting Group, Inc. **Fast Language Analysis of Continua in Three Dimensions**[R]. USA: Itasca Consulting Group, Inc. 1997.

[8] 刘 波, 韩彦辉. FLAC 原理、实例与应用指南[M]. 北京: 人民交通出版社, 2005: 10-39.

[9] 孙恭尧, 曾雄辉. 重力坝有限元法计算的参数取值和安全储备[J]. 水电站设计, 2002, 18(2): 25-30.

[10] 杨华全, 任旭华. 碾压混凝土的层面结合与渗流[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999: 78-79.