

拱坝整体非线性稳定分析

蔡 新 郭兴文 王德信 孙文俊

(河海大学土木工程学院 南京 210098)

摘 要 根据拱坝的结构特点,针对乌江构皮滩拱坝坝址区存在的层间错动带、软弱夹层及断层破碎带等的复杂地质条件,采用三维非线性有限元法研究其应力应变及稳定问题,对大坝的安全性进行评估,为初步设计提供应力、位移及稳定安全系数等方面的参考依据。
关键词 稳定性 非线性有限元 拱坝
中图号 TV642

拱坝是一个三面受岩体约束的高次超静定的壳体结构,坝体中的应力状态不仅与水压、变温等荷载有关,还取决于坝体和基岩的相互作用。坝肩附近岩体中的断层、节理裂隙和软弱层,对拱坝岩基的变形与稳定起控制作用,对大坝的应力和变形有很大的影响。因此,在复杂地基上建造拱坝,拱座的任何变形将使大坝坝体应力产生重分布,从而影响坝体传递给拱座的作用力的大小和方位,变形超过一定限度,甚至会导致大坝的毁坏,即所谓的坝肩失稳问题。拱坝破坏的主要形式是沿坝基内软弱面的滑移失稳。

乌江构皮滩拱坝Ⅱ坝线坝址的坝基置于 P_{1m}层。该层主要为中厚层-厚层微晶生物碎屑灰岩,其中发育有由角砾岩和压碎岩组成的溶蚀较强的层间错动带及小断层和 NW—NWW 向裂隙,还有Ⅲ₀₁软弱夹层等地质构造*。本文采用三维非线性有限元法研究在这些层间错动带、断层破碎带以及软弱夹层等复杂地质条件下大坝的应力变形和稳定的工作性态,以了解大坝的安全可靠性。

1 材料的本构模型

1.1 混凝土的本构关系

1.1.1 破坏准则

影响混凝土力学性能的因素很多,如混凝土水灰比、骨料级配、温度和龄期等。而混凝土在复杂应力状态下的变形和强度特性是建立混凝土材料本构关系的依据。国内外学者根据混凝土多轴应力下的破坏试验结果,提出了不同的破坏准则^[1]。其中与混凝土破坏试验结果较为吻合的有 Hsieh-Ting-Chen 四参数准则,其形式简单,参数也容易确定。具体表达式为

$$A \frac{J_2}{f_c^2} + B \frac{\sqrt{J_2}}{f_c} + C \frac{\sigma_1}{f_c} + D \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \tag{1}$$

式中: I₁——第一应力不变量, I₁ = σ₁ + σ₂ + σ₃; J₂——第二偏应力不变量, J₂ = $\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]$; f_c——混凝土单轴抗压强度; A, B, C, D——材料参数,可由单轴拉伸、单轴压缩、二轴等压和准三轴压缩 4 种基本试验确定。

1.1.2 屈服准则和硬化规律

假定在应力定向中屈服面与式(1)表达的破坏面相似,材料屈服后硬化是等向硬化的,则初始屈服面与后继加载面可由式(2)表示:

$$F = A \frac{J_2}{H(k)} + B \sqrt{J_2} + C \sigma_1 + D - H(k) = 0 \tag{2}$$

收稿日期:1997-11-14
第一作者简介:蔡新,男,博士研究生,水工结构工程专业,主要从事结构现代设计理论与方法应用的研究。
* 长江水利委员会.乌江构皮滩水利枢纽初步设计阶段坝线选择专题报告,1994

式中： F ——加载函数； $H(k)$ ——硬化函数， k 是内变量。在整个塑性变形过程中，假定 A, B, C, D 保持不变，则 $H(k)$ 反映硬化规律。

1.1.3 混凝土的破坏模式和应力应变关系

弹塑性硬化破坏本构模型将材料变形过程分为 3 个阶段：第一阶段为弹性阶段，应力不超过连续点应力值，即 $\Delta\sigma = D\Delta\varepsilon$ ，其中 D 为弹性矩阵；第二阶段为塑性硬化阶段，应力应变关系可按流动法则 $\Delta\sigma = D_{ep}\Delta\varepsilon = (D - D_p)\Delta\varepsilon$ 确定（ D_{ep} 为弹塑性矩阵， D_p 为塑性矩阵，是式（2）中加载函数 F 的函数）；第三阶段为破坏后的阶段，应力达到破坏条件所确定的界限，材料即发生某种形式的破坏并伴有应力释放。破坏后应力应变关系的统一表达式为： $\Delta\sigma = T_\varepsilon^T \underline{D} T_\varepsilon \Delta\varepsilon$ ，其中 $\underline{D}, T_\varepsilon$ 分别为削减刚度后的弹性矩阵和变换矩阵，具体表达式参见文献 [2]。

1.2 岩体材料的本构关系

岩体的变形和破坏通常是由岩体中的软弱结构面、节理裂隙、破碎带、软弱岩体的变形、滑移和破坏所控制的。不同的岩体性质可用不同的模型模拟。对完整岩块，因其发生破坏的可能性极小，可采用线弹性模型；对软弱岩体，包括断层破碎带和蚀变带等，采用弹塑性低抗拉或不抗拉材料模型；对节理较发育的层状岩体，采用横观各向同性弹塑性低抗拉材料模型；对软弱夹层、断层和层间错动带等采用夹层单元或薄层单元模型。

1.2.1 软弱岩体的弹塑性模型

软弱岩体的破坏模式大致可分为拉裂和剪切屈服。拉裂破坏的判断准则为

$$F_1 = \sigma_1 - f_t = 0$$

式中 f_t 为岩体抗拉强度。剪切屈服的判断准则可采用 Drucker-Prager 准则

$$F_2 = \sqrt{J_2} + \alpha I_1 - k = 0 \tag{3}$$

式中 α, k 是材料常数。工程中通常给出岩体材料凝聚力 c 和内摩擦角 φ ，将 Drucker-Prager 准则与 Mohr-Coulomb 准则相比较，可确定 α, k 与 c, φ 间的关系。材料屈服后的应力应变关系为 $\Delta\sigma = (D - D_p)\Delta\varepsilon$ ，其中 D_p 为塑性矩阵，它是式（3）中加载函数 F_2 的函数。

1.2.2 薄层单元模型

结构层面破坏的主要模式有拉裂、拉剪和压剪破坏 3 种。薄层单元是从 Goodman 节理单元发展而来的。其主要特点是能模拟层面或界面的张开和剪切滑移两种特性。因此，在拱坝分析中，可用来模拟坝体中的已知缝面、坝体与岩基的界面、岩体中的断层、节理、软弱夹层和层间错动带等。模型的数学力学分析参见文献 [3]。

2 非线性分析与稳定分析

2.1 非线性分析

有限元离散后将非线性结构计算问题归结为非线性方程组的求解问题。非线性方程组的求解方法有多种^[4]，如迭代法、增量法和增量迭代法等。选取何种方法，关键是看解的收敛性、精度及计算效率。在结构的弹塑性分析和开裂分析中，材料的性质与应力和变形的历史有关，且本构方程是以增量形式表达的，再考虑到施工过程和蓄水过程模拟时分级加荷的特点，因而选用增量迭代法。把荷载分成若干小的荷载步，逐步加荷计算，在增量法的基础上采用迭代计算的方法，可提高计算精度。

2.2 整体稳定安全系数的计算

计算整体稳定安全系数的关键是滑裂体的确定。一般拱坝坝肩失稳是沿某一个不连续结构面（如断层和层间滑动面等）或是沿某个屈服面产生的。在用三维非线性有限元法进行拱坝稳定分析时，首先利用应力应变成果判定坝体和坝肩岩体的结构工作性态，找出坝体及坝肩区域岩体的开裂及剪切滑移的发展趋势，初步选定可能的滑裂面，在此基础上核算这些滑裂面的稳定安全系数，从而比较选出最小稳定安全系数及相应的最危险滑裂体。对各滑裂体的安全系数核算的具体表达式可用下式表示：

$$K = \frac{\sum \sigma f_i A_i + \sum c_i A_i}{\sum \tau_i A_i}$$

式中： K ——整体稳定安全系数； c_i, f_i ——滑裂面各段材料的抗剪强度指标； τ_i, σ_i ——滑裂面上各段的剪应

力和法向应力; A_i ——滑裂面上各段的单元面积。

3 构皮滩拱坝三维非线性分析

构皮滩水利枢纽是乌江干流开发中的重要梯级。水库大坝为双曲拱坝,最大坝高 231 m,水库正常蓄水位 630 m,枢纽为Ⅰ等工程。

非线性有限元分析充分考虑了坝肩区域岩体的主要地质构造。模拟了 F_{b82} 、 F_{b86} 、 F_{bl12} 、 F_{bl13} 、 F_{bl14} 等层间错动带,Ⅲ₀₁ 夹层, F_{35} 、 F_{37} 断层以及 NW—NWW 向裂隙破碎带。计算中,坝体采用 H-T-C 四参数弹塑性硬化开裂模型,一般岩体采用理想弹塑性模型,软弱层采用低抗拉剪滑模型。计算采用分级加载的方式,整体网格剖分 2 162 个单元、2 776 个结点(图 1)。

3.1 计算资料

3.1.1 岩体材料参数

岩体材料参数见表 1。

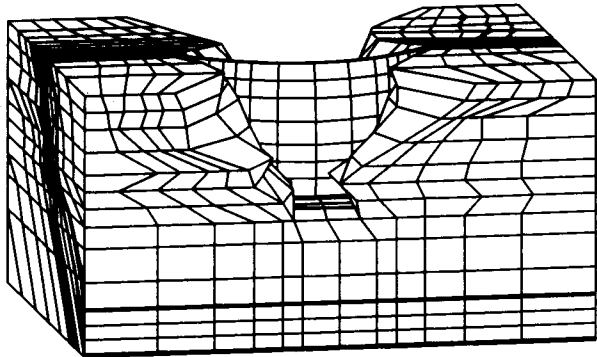


图 1 有限元网格

Fig. 1 Finite element mesh

表 1 构皮滩基岩力学参数

Table 1 Mechanical parameters of bedrock of Goupitan

岩层部位	变模 E/GPa	泊松比 μ	摩擦系数 f	凝聚力 c/MPa	抗拉强度 σ_t/MPa	岩层部位	变模 E/GPa	泊松比 μ	摩擦系数 f	凝聚力 c/MPa	抗拉强度 σ_t/MPa
P_{1m}^2	35.0	0.20	1.20	2.0	2.0	Ⅲ ₀₁ 370 以上	0.7	0.40	0.18	0.05	0.05
P_{1m}^{1-1}	35.0	0.20	1.20	2.0	2.0	Ⅲ ₀₁ 370 以下	10.0	0.32	0.20	0.20	0.20
P_{1m}^{1-2}	30.0	0.25	1.00	1.2	1.2	F_{35}	10.0	0.30	0.50	0.30	0.30
P_{1m}^{1-3}	25.0	0.25	1.10	1.5	1.5	F_{37}	15.0	0.30	0.65	0.50	0.50
P_{1q}	25.0	0.28	1.00	1.2	1.2	左岸 540 以上	20.0	0.25	0.90	1.00	1.00
S_{2h}	1.5	0.35	0.50	0.3	0.3	左岸 540 以下	20.0	0.25	0.85	0.80	0.80
F_{b82}	10.0~12.0	0.25	1.00	0.7	0.7	右岸 540 以上	20.0	0.25	0.95	1.10	1.10
F_{b86}	5.0	0.30	0.65	0.5	0.5	右岸 480~540	20.0	0.25	0.73	0.62	0.62
$F_{bl12-bl14}$	1.0	0.32	0.60	0.5	0.5	右岸 480 以下	20.0	0.25	0.90	0.90	0.90

注:表中最后 5 行为 NW—NWW 裂隙破碎带参数,地应力场以自重应力计。

3.1.2 荷载工况

荷载工况为:正常高水位+相应下游水位+泥沙压力+自重+温降。其中水位高程上游 630 m,下游 408 m,泥沙高程 543 m,泥沙强度按 0.5 倍水压强度计算,温度荷载由表 2 给出。

表 2 温度荷载

Table 2 Temperature distribution

高程 H/m	639	610	580	540	500	470	440	408
均温 $T_m/^\circ\text{C}$	6.6840	2.0813	1.3007	0.8691	0.6602	0.5765	0.5425	0.2928
温差 $T_d/^\circ\text{C}$	0.0000	6.3841	5.8277	4.4928	3.6219	3.2344	3.0787	1.6524

3.2 主要成果

3.2.1 坝肩岩体和坝体的位移场与应力场

限于篇幅,仅列出 470 m 高程处岩体的位移和应力等值线(图 2~5)。坝体上游面顺河向位移等值线及主拉应力等值线(图 6、7),坝体下游面主压应力等值线(图 8)。计算表明:坝体顺河向最大位移为 6.4 cm,拱端最大位移 0.6 cm,坝体上游面拉应力区不大,主要集中在顶拱底部和顶拱两端附近。拱冠梁坝踵最大主拉应力为 1.8 MPa,下游面最大主压应力为 9.3 MPa。在 440~580 m 高程处的拱端基岩中的层间错动带和 NW—NWW 向裂隙破碎带等薄弱部位存在一定的塑性区和开裂区。

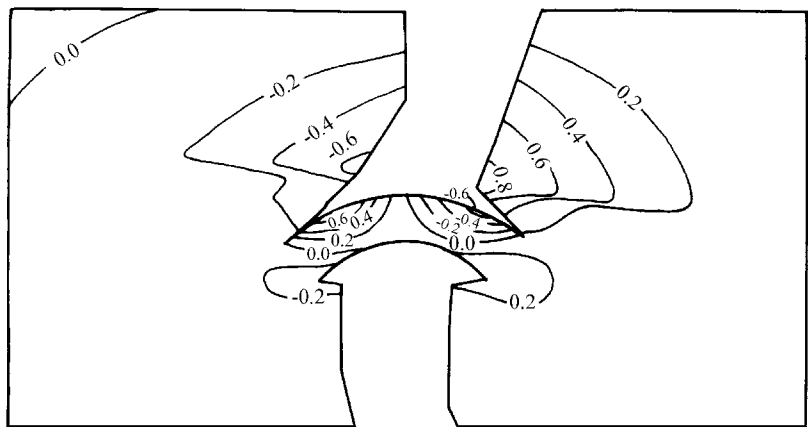


图 2 470 m 处平切面两岸 x 向位移等值线(单位 :cm)

Fig. 2 Contours of displacement at level 470 m(x direction)(units :cm)

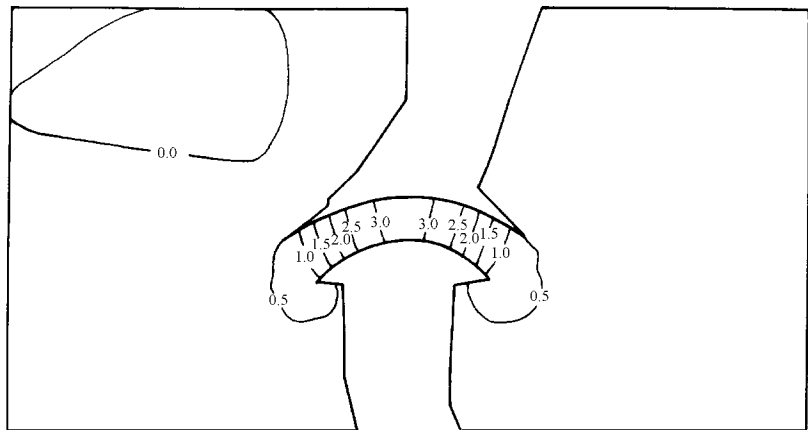


图 3 470 m 处平切面两岸 y 向位移等值线(单位 :cm)

Fig. 3 Contours of displacement at level 470 m(y direction)(units :cm)

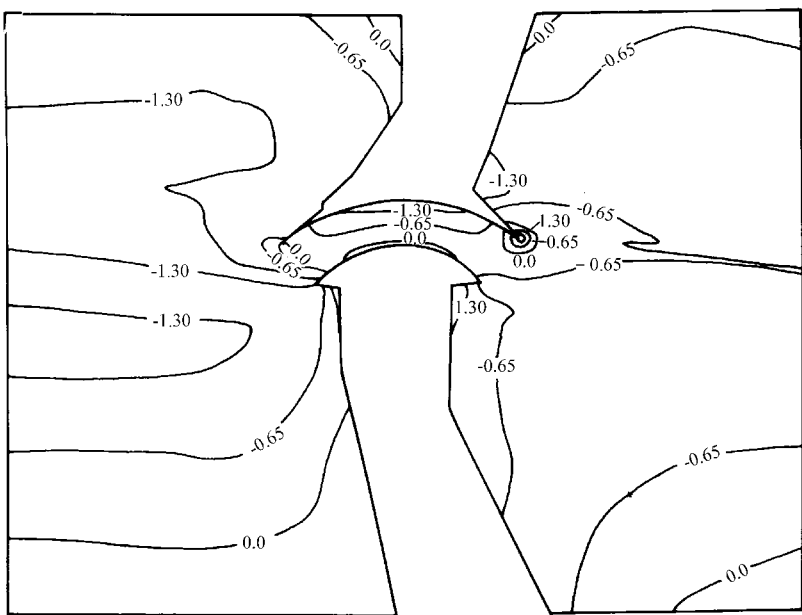


图 4 470 m 处平切面大主应力等值线(单位 :MPa)

Fig. 4 Contours of major principal stress at level 470 m(units :MPa)

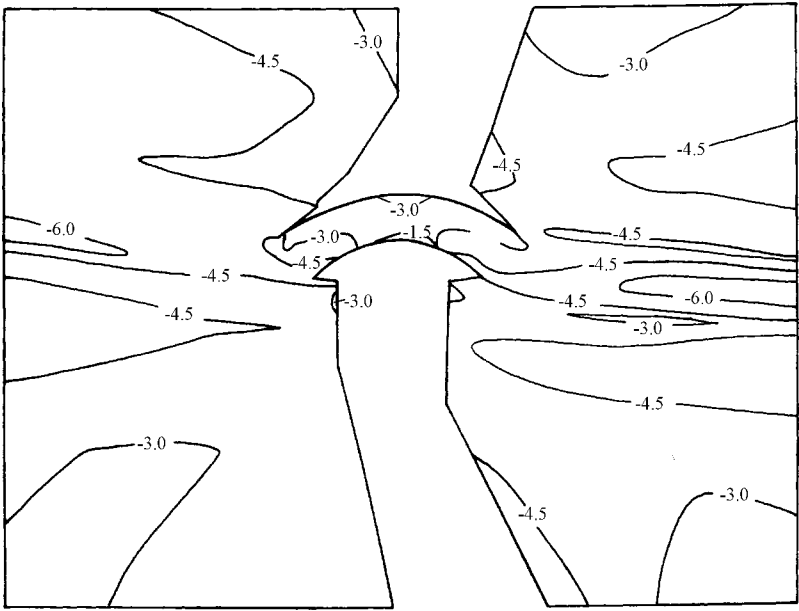


图 5 470 m 处平切面小主应力等值线(单位 MPa)
Fig. 5 Contours of minor principal stress at level 470 m(units MPa)

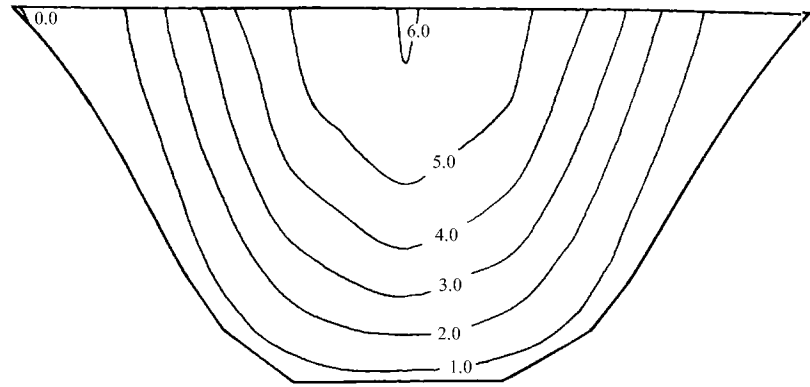


图 6 坝上游表面顺河向(y)位移等值线(单位 cm)
Fig. 6 Contours of displacement on upper-stream face of dam(y direction)(units cm)

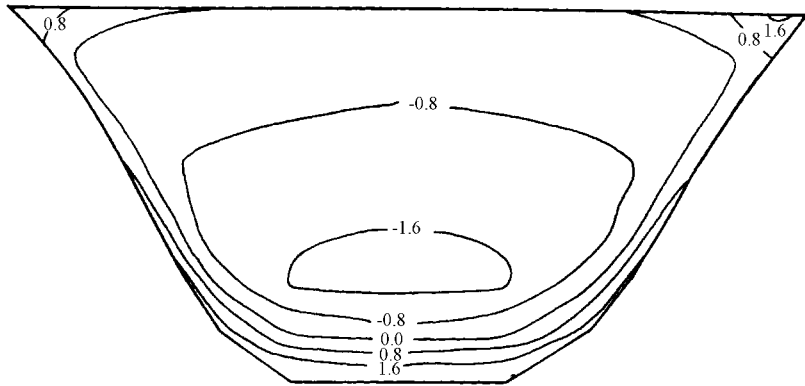


图 7 坝上游表面主拉应力等值线(单位 MPa)
Fig. 7 Contours of principal tensile stress on upper-stream face of dam(units MPa)

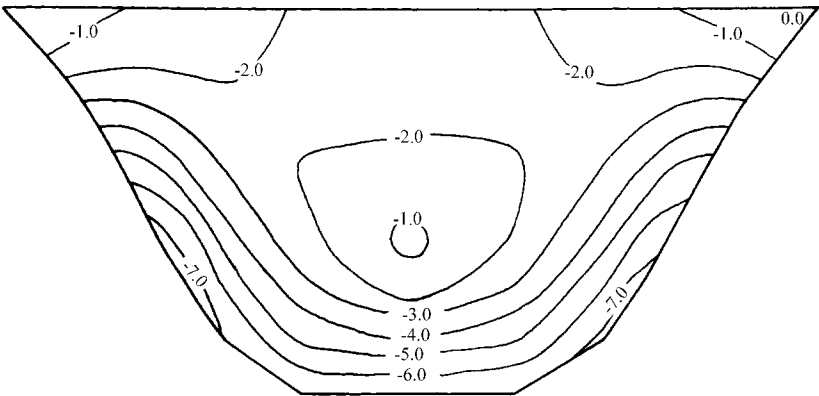


图 8 坝下游表面主压应力等值线(单位 MPa)

Fig. 8 Contours of principal compression stress on down-stream face of dam(units MPa)

3.2.2 危险滑裂面及其稳定安全系数

根据应力场计算成果所显示的坝肩开裂滑移情况和塑性区域,经计算分析,给出 4 条较危险滑裂面的稳定安全系数,参见表 3.表 3 中安全系数最低的两条危险滑裂面为 2(▽500 右岸)和 3(▽470 左岸).滑裂面 2 起始于右拱脚上游点(在 $F_{b112} \sim F_{b114}$ 范围内),经 P_{1m}^{1-1} , F_{b82} 和 P_{1q} 等地质构造区域,滑出点坐标为 $x = -70\text{ m}$, $y = 335\text{ m}$.滑裂面 3 起始于左拱脚上游点(在 F_{b86} 范围内),经 P_{1m}^{1-2} , $F_{b112} \sim F_{b114}$, P_{1m}^{1-1} , F_{b82} 和 P_{1q} 等地质构造区域,滑出点坐标为 $x = 60\text{ m}$, $y = 250\text{ m}$.参见图 9 和图 10.

表 3 稳定安全系数

Table 3 Stability factor

滑裂面(高程)	1(▽540 右)	2(▽500 右)	3(▽470 左)	4(▽470 右)
稳定安全系数	4.341 5	3.249 6	3.234 7	3.826 9

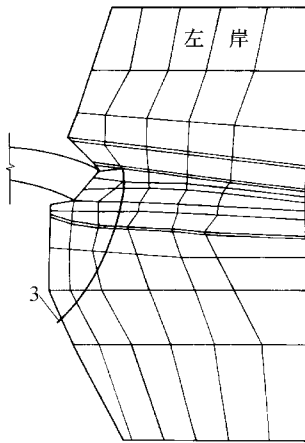
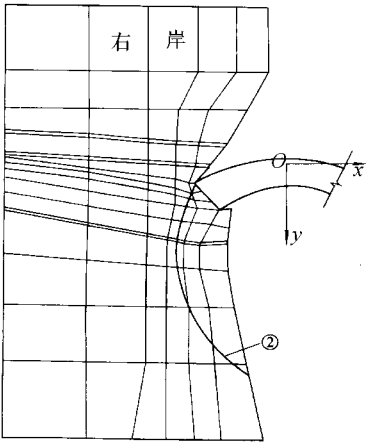


图 9 危险滑裂面 2

图 10 危险滑裂面 3

Fig. 9 Sliding plane of No.2

Fig. 10 Sliding plane of No.3

3.2.3 拱端位移超载安全系数

超载计算的超载方式为仅加大水压力,即超载系数用 $\lambda = \gamma / \gamma_w$ 表示(γ_w 为水重度, γ 为计算重度).图 11 为拱端顺河向最大位移 δ_y 与 λ 的关系曲线.在基本荷载工况下,拱端最大位移为 0.6 cm.随着超载系数 λ 的增大,拱端位移在坝的下部增大较快,上部增加较慢.一般认为,当拱端位移大于 1.0 cm 时,则变形会对坝体的强度和稳定产生危害性影响.图 11 显示,当拱端位移略大于 1.0 cm 时,坝体主要部位的超载系数约在 2 ~ 4 之间.

4 结 论

在复杂地基上建造拱坝,特别是高拱坝,其安全可靠性是关系到库区人民生命财产安全的大问题.用现

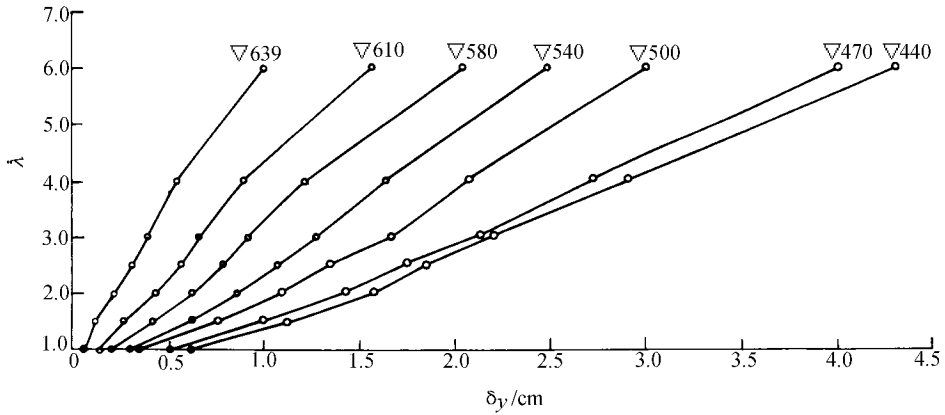


图 11 拱端位移与超载系数关系

Fig. 11 Arch support displacement with overload coefficient

代分析手段,对其进行整体稳定计算,可为设计提供指导和参考依据.通过地质条件较为复杂的构皮滩拱坝的整体三维非线性分析,得出如下结论:

- a. 坝体位移不大,且拱端最大位移仅 0.6 cm,不致危害坝体强度和坝肩稳定.大坝位移超载系数在 2~4 之间,有一定的超载能力.
- b. 坝踵最大拉应力为 1.8 MPa,故坝踵开裂不可避免,修改设计时应引起注意.
- c. 坝肩基岩的稳定安全系数在右岸 500 m 高程和左岸 470 m 高程上下的值较小,不能满足规范要求,应采取适当的工程加固措施.

参 考 文 献

- 1 Hsieh S S, Ting E C, Chen W F. A plastic-fracture model for concrete. *Int J Solids Structures*, 1982, 18(3): 181~197
- 2 Cooke R D 著.有限元分析的基本概念和应用.程耿东,何穷,张国荣译.北京:科学出版社,1989.432~450
- 3 Shi Genghua, Goodman R E. Block theory and its application to rock engineering. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, Inc., 1985. 24~48
- 4 殷有泉.固体力学非线性有限元引论.北京:北京大学出版社,1987.1~21

Nonlinear Stability Analysis of Arch Dams

Cai Xin Guo Xingwen Wang Dexin Sun Wenjun

(College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098)

Abstract Based on the structural characteristics of arch dams, in consideration of the complicated geological conditions, the stress-strain and the whole structural stability of arch dams are studied with 3-D nonlinear FEM. According to the case of Goupitan arch dam located on the Wujiang River in China, the ruptured fault zone, weakness interlayer zone and fracture zone in the bed rock near the dam site are studied with 3D FEM. The anti-slide stability of the dam is discussed. Finally, the safety features of the dam are appraised, and the coefficients of stress, displacement and safety for dam design are suggested.

Key words stability; nonlinear FEM; arch dam