基于黏塑性损伤模型的高拱坝长期稳定性评价

何柱, 刘耀儒*, 邓检强, 潘元炜, 杨强

清华大学水沙科学与水利水电工程国家重点实验室, 北京 100084

* E-mail: liuyaoru@tsinghua.edu.cn

收稿日期: 2015-04-29; 接受日期: 2015-07-02

国家自然科学基金(批准号: 51479097)、水沙科学与水利水电工程国家重点实验室科研项目(批准号: 2013-KY-2)和教育部新世纪优秀人才支持计划(批准号: NCET-13-0323)资助项目

摘要 高拱坝长期稳定性分析对高拱坝长期安全至关重要, 除了要考虑坝址区岩体的时效变形及损伤外, 还应采取合理的整体稳定和局部破坏的判别指标. 基于弹-黏弹-黏塑性模型, 提出了一种采用时效塑性余能与超屈服力进行高拱坝长期稳定评价的分析方法. 黏弹性模型采用 Kelvin 模型, 黏塑性模型采用 Duvaut-Lions 模型, 基于连续损伤力学的有效应力和应变等效假设, 编制了可以考虑损伤的三维有限元分析程序, 并应用于高拱坝的长期稳定性分析中. 根据塑性余能与时间的关系曲线来评价高拱坝的长期稳定性, 根据超出屈服面的超屈服力的发展和分布来评价局部破坏和关键加固部位. 结果表明, 该方法可有效用于高拱坝的长期安全性评估.

关键词高拱坝
黏塑性损伤
时效塑性余能
超屈服力
长期稳定性

1 引言

目前, 中国西南地区已建成一大批高拱坝. 由于该区域岩体特性与地质构造非常复杂, 河谷陡峻、断层发育, 并且, 该地区地震与地质灾害频发, 表明坝址区地质体在天然状况下处于或接近临界稳定状态; 另外, 由于工程规模巨大, 开挖与蓄水等工程行为对坝址区地质体形成剧烈扰动. 这些因素导致了拱坝—坝基结构稳定性问题突出, 严重威胁拱坝安全. 当前, 这些拱坝在施工期和运营期, 能较好地保持正常运行. 然而, 这些高拱坝在长期运行后的稳定性亟待关注. 特别是在开挖等强烈的工程扰动后, 原本处于临界稳定状态的坝址区地质体, 由于受到这些扰动而偏离平衡状态, 必然要向平衡态演化, 坝址区岩体损伤加剧, 如果岩体损伤持续发展, 结构蠕变始终不

收敛, 那么长期积累将形成非均匀大变形, 最终会威胁结构长期稳定性, 导致结构失稳破坏. 采用动态观点, 上述高拱坝稳定问题可归结为坝址区裂隙岩体与岩体工程结构受扰动后的“非平衡”演化问题—稳定与失稳只是结构演化过程的中间状态或最终结果. 由此可见, 对高拱坝进行长期稳定性分析, 时效变形和损伤是必须要考虑的重要因素.

随着高拱坝的完工及投入运行, 其长期安全性问题日益突出. 目前, 高拱坝长期安全性评价, 大多是通过特征点的应力、应变和变形、结构的塑性区、损伤变量^[1-3]和体积损失量^[4]分析来对工程长期稳定性进行评价. 对坝基时效变形及相应的长期安全度, 没有相应的判别标准, 拱坝设计规范也无明确的规定或者说明, 因此, 工程整体的长期稳定评价体系需要进一步完善.

引用格式: 何柱, 刘耀儒, 邓检强, 等. 基于黏塑性损伤模型的高拱坝长期稳定性评价. 中国科学: 技术科学, 2015, 45: 1105–1110
He Z, Liu Y R, Deng J Q, et al. Evaluation of long-term stability for high arch dam based on the viscoplasticity damage model (in Chinese). Sci Sin Tech, 2015, 45: 1105–1110, doi: 10.1360/N092015-00017

本文提出基于塑性余能~时间曲线和超屈服力进行高拱坝长期稳定性评价的方法,在考虑时效变形和损伤演化的基础上进行了数值模拟,并根据以上成果,对一个工程实例进行了分析。

2 长期稳定性分析方法

高拱坝长期稳定分析的主要步骤如图1所示,具体步骤如下:

(1) 对拱坝坝肩岩体、边坡以及主要断层进行精细模拟,保证模型的准确性.采用反演参数进行数值计算。

(2) 在数值模拟方面,采用基于过应力(overstress)的 Duvaut-Lions 黏塑性力学模型,并且基于三维 Kelvin 模型以及连续损伤力学的有效应力和应变等效假设,考虑损伤演化,基于大规模三维有限元计算软件 TFINE(Three-dimensional FINite Element),进行蠕变损伤的数值模拟。

(3) 根据数值模拟结果,对高拱坝进行长期稳定评价.稳定评价从局部是否破坏和整体是否稳定两方面进行.基于塑性余能 ΔE 与时间 T 的关系曲线,以及超屈服力随时间的发展和分布,实现对高拱坝时效变形和损伤演化过程中长期稳定评价和破坏分析。

3 黏塑性蠕变损伤模型及稳定评价指标

3.1 屈服准则

考虑到岩体和混凝土材料为抵抗拉材料,岩体强度采用 Drucker-Prager 屈服准则和抗拉屈服准则^[5],其表达式为

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

图1 长期稳定分析步骤

$$f^I = \sigma - \sigma_f, \quad (2)$$

式中, $I_1 = \sigma_{ii}$; $J_2 = s_{ij}s_{ij}/2$; $s = s_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_{kk}\delta_{ij}/3$, 为应力偏量; α 和 k 可通过莫尔-库仑准则来拟合; σ_f 为抗拉强度, 如果没有给定抗拉强度, 则取 σ_f 为

$$\sigma_f = \frac{c}{\tan \varphi}, \quad (3)$$

式中, c 为材料的凝聚力; φ 为材料的摩擦角。

3.2 蠕变损伤模型

高拱坝长期稳定分析中, 需要考虑坝肩岩体的蠕变损伤特性. 对于岩体的蠕变本构模型, 本文采用的是考虑了弹-黏弹-黏塑的西元模型。

对于西元模型, 其黏弹性部分即为 Kelvin 模型. 黏塑性模型采用 Duvaut-Lions 模型。

对于三维 Kelvin 模型, 其黏弹性应变率 $\dot{\epsilon}^{ve}$ 为

$$\dot{\epsilon}^{ve} = \frac{1}{\eta_1} E_0 \mathbf{D}^{-1} : \sigma - \frac{E_1}{\eta_1} \epsilon^{ve}, \quad (4)$$

式中, η_1 为黏性系数; E_0 为弹性模量; $\mathbf{D}$ 为弹性张量; σ 为应力张量; E_1 为黏弹性模量; ϵ^{ve} 为黏弹性应变张量。

Duvaut-Lions 模型是基于过应力(overstress)的黏塑性力学模型, 其定义的黏塑性应变率为^[6]

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \frac{1}{\tau} \mathbf{C} : (\sigma - \hat{\sigma}) = \Gamma^{vp} \mathbf{C} : (\sigma - \hat{\sigma}), \quad (5)$$

式中, τ 为黏塑性松弛时间, $\mathbf{C}$ 为弹性柔度张量, $\hat{\sigma}$ 为无黏性应力张量, 是应力张量 σ 在屈服面上的最近点投影, 如果屈服函数的屈服面是外突的, 则对于任意 σ , $\hat{\sigma}$ 存在且唯一. Γ^{vp} 是黏塑性黏滞系数, $\Gamma^{vp} = 1/\tau$ 。

由于大部分损伤过程是由应力控制的^[7]. 在蠕变试验中, 破坏时间以及常应变率试验中应力应变曲线峰值点与应力状态是密切相关. 因此, 损伤演化率可以假定为是应力的函数. 本文假定损伤演化率为总等效黏性应变的指数函数形式^[8]:

$$\dot{\phi} = \Gamma^{vd} \left(\frac{Y}{Y_0} \right)^q \exp(k\bar{\epsilon}), \quad (6)$$

其中, Γ^{vd} 为损伤黏滞系数; Y 为名义截面积上的损伤驱动力, Y_0 为参考应力下确定的参考损伤力; q 为应力敏感参数, k 为材料参数; $\bar{\epsilon}$ 为有效面积上的总等效黏性应变。

3.3 稳定评价指标

稳定性评价指标是基于变形加固理论^[9], 并将黏

塑性损伤模型引入到变形加固理论, 考虑岩土材料的时效变形和损伤演化. 在弹黏塑性理论下, 对与任意失稳结构, 应力场在满足平衡条件的情况下, 必定会在结构的局部出现应力超出屈服面的情况.

任意时刻, 对于满足平衡条件的应力场 σ , 如果有 $f(\sigma) > 0$, 则 $\dot{\epsilon}^{vp} = 0$, 结构会产生时效变形. 黏塑性应变率的过应力 $\Delta\sigma$ 为

$$\Delta\sigma = \sigma - \hat{\sigma}. \quad (7)$$

定义超屈服力 ΔQ 为过应力 $\Delta\sigma$ 的等效节点力, 即:

$$\Delta Q = \sum_e \int_V B^T \Delta\sigma dV, \quad (8)$$

由式(8)可知, 超出屈服面的应力部分的等效节点力即为超屈服力. 超屈服力是一个矢量, 其分布为时效变形发生的部位, 其大小展现了时效变形的速率, 其方向为时效变形的方向.

超屈服力是时效变形的有效驱动力, 更确切地说: 超屈服力是不可恢复时效变形的有效驱动力. 当结构抗力不足时, 结构不足以保持稳定, 就会出现超屈服力, 将会使结构发生变形直到破坏. 为了使结构保持稳定, 需要施加加固力. 根据最小塑性余能原理, 超屈服力大小相等方向相反的加固力 $-\Delta Q$, 为最优加固力^[10].

塑性余能(PCE)定义为

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_V \Delta\sigma : C : \Delta\sigma dV = \frac{1}{2} \int_V (\sigma - \hat{\sigma}) : C : (\sigma - \hat{\sigma}) dV. \quad (9)$$

塑性余能是一个标量, 是超屈服力的范数. 最小塑性余能原理表述为: 给定初始边界条件下, 在初始外荷载作用下, 结构总是向着在塑性余能范畴下黏塑性应变率或者超屈服力最小化的极限稳定状态发生时效变形. 塑性余能确定了复杂结构系统的演化方向, 可以用来评价结构的整体稳定性.

4 数值算例

对某高拱坝进行了长期稳定性分析. 该拱坝左岸坝肩开挖、支护施工完成后, 坝肩产生持续的时效变形. 为了对左岸坝肩的变形趋势和长期稳定性进行预测, 需要建立开挖完成后坝肩边坡的计算模型, 分析坝肩岩体在开挖完成后应力应变状态随时间的变化规律, 评价拱坝的长期稳定性.

4.1 计算模型

模型模拟范围为 1600 m×1500 m×1020 m. 网格采用八节点六面体和六节点五面体单元, 其中节点总数 123914, 单元总数为 114411. 计算整体模型及模拟范围如图 2 所示.

4.2 计算参数

对坝肩基础内部的断层、软弱结构面, 考虑流变损伤效应, 采用变参数蠕变损伤模型反映其力学变形特性. 对于坝肩及边坡强度较弱的岩体, 也考虑了蠕变损伤特性. 坝体和坝区深层强度高的岩体, 考虑弹塑性变形, 采用理想弹塑性模型.

根据现场边坡岩体压缩原位蠕变试验成果表明: 试件岩体质量愈好, 其弹性模量 E_0 、黏弹性模量 E_1 、黏性系数 η_1 愈大, 其中, 黏性系数差异尤为明显(III₂级、IV₂级的 η_1 相差一个数量级). 对各个荷载级别的蠕变参数进行算术平均后, 主要岩体蠕变参数如表 1 所示.

对于损伤参数, 由于目前还缺乏对现场主要岩体的相关试验数据, 暂时无法拟合损伤参数. 因此, 计算中, 损伤参数根据类似工程中的参数选取^[11], 如表 2 所示.

图 2 计算模型

表 1 主要岩体蠕变参数

种类	弹性模量 E_0 (GPa)	黏弹性模量 E_1 (GPa)	黏性系数 η_1 (MPa·h)
III ₂	7.33	41.30	125475
IV ₂	1.62	16.77	395112

表 2 主要岩体损伤参数

种类	$\Gamma^{vp}(\text{d}^{-1})$	$\Gamma^{vd}(\text{d}^{-1})$	$Y_0(\text{MPa}^{-1})$	q	k
III	0.1	4×10^{-6}	0.7	1	30
IV	0.1	4×10^{-5}	0.7	1	30
V	0.1	4×10^{-4}	0.7	1	30

数值计算对蓄水过程进行了模拟, 此外, 还模拟了拱坝蓄水到正常蓄水位一段时间后, 水位减小的情况. 对蓄水过程采用水位突变的方法, 以减小计算量. 计算采用坝前水位及持续时间如表 3 所示.

4.3 结果分析

图 3 为蓄水到 200 天和 600 天时的不平衡力矢量

表 3 数值计算采用蓄水位及持续时间

水位(m)	时间(d)
1700	210
1795	120
1840	120
1880	90
1840	120

图 3 不平衡力矢量图

(a) 蓄水到 200 天; (b) 蓄水到 600 天

图, 图 4 为蓄水到 200 天和 600 天时的时效变形等值线图, 图 5 为蓄水到 200 天和 600 天时的损伤分布.

从超屈服力随时间的发展和分布情况可以发现, 初期蓄水时, 由于上游水位较低, 左岸坝肩岩体不平衡力主要集中在坝体中下游(图 3(a)), 量值也较小. 左岸坝肩整体变形较小(图 4(a)). 左岸岩体损伤发育量值也较小, 主要集中在低高程的岩体(图 5(a)). 到蓄水后期, 坝肩岩体损伤加剧, 除了低高程岩体, 坝体高程以上也有一部分岩体损伤发育(图 5(b)), 这些岩体也呈现出较大的指向河岸的横河向位移, 与实际工程实际情况一致(图 4(b)). 同时这些部位的不平衡力量值也很大(图 3(b)). 说明不平衡力是不可恢复时效变形和损伤的有效驱动力.

从模型总体塑性余能 ΔE 与时间 T 的关系曲线(图 6)可以看出, 拱坝蓄水初期, 由于上游水荷载较小, 以及结构自身承载力的作用, 总体塑性余能 ΔE 有所减小, 结构先向平衡态演化. 随着水位的上升, ΔE 明显增大, 反映出荷载增大, 结构稳定性下降. 而水位下降时, ΔE 又有所减小, 表明结构稳定性有所提升. 随着计算时间增加, 岩体材料损伤持续发展, 导致时效变形增加, ΔE 缓慢增大, 反映了结构稳定性逐渐下

图 4 时效变形等值线图(单位: mm)

(a) 蓄水到 200 天; (b) 蓄水到 600 天

图 5 损伤分布(单位: %)

(a) 蓄水到 200 天; (b) 蓄水到 600 天

降. 塑性余能 ΔE 与时间 T 的关系曲线, 反映了结构演化方向, 即结构向平衡态演化或偏离平衡态.

5 结论

(1) 引入了黏塑性模型和损伤模型, 实现对时效

图 6 余能范数、蓄水位与时间曲线

变形和损伤演化模拟, 初步探究了岩体在非平衡演化过程中产生的时效变形及破坏的内在动力机制. 对变形加固理论在时空演化范畴内的应用进行拓展. 不可恢复时效变形及损伤演化的有效驱动力是超屈服力. 超屈服力的发展、分布, 反映了结构局部变形、失稳破坏的情况.

(2) 基于塑性余能 ΔE 与时间 T 的关系曲线, 实现了对结构整体稳定性的分析. 数值计算结果表明塑性余能确定了复杂结构系统的演化方向, 可以用来评价结构的整体稳定性.

(3) 数值计算结果表明, 基于时效塑性余能和超屈服力, 能实现对结构长期整体稳定性及局部破坏时空演化的分析, 进而实现对高拱坝长期稳定性的评价.

参考文献

- 1 陈国庆, 冯夏庭, 周辉, 等. 锦屏二级水电站引水隧洞长期稳定性数值分析. 岩土力学, 2007, 28: 417-422
- 2 杨根兰, 黄润秋. 西南某水电站坝肩抗力体长期稳定性分析. 工程地质学报, 2011, 19: 626-632
- 3 Hoxha D, Giraud A, Homand F. Modelling long-term behaviour of a natural gypsum rock. Mechanics of materials, 2005, 37(12): 1223-1241
- 4 Bérest P, Brouard B. Safety of salt caverns used for underground storage blow out; mechanical instability; seepage; cavern abandonment. Oil & Gas Science and Technology, 2003, 58: 361-384
- 5 周维垣, 杨强. 岩石力学数值计算方法. 北京: 中国电力出版社, 2005: 84-85
- 6 Duvaut G, Lions J L, John C W. Inequalities in mechanics and physics. Springer-Verlag Berlin, 1976
- 7 Kachanov L M. Time of the rupture process under creep conditions. Isv. Akad. Nauk. Ssr. Otd Tekh. Nauk, 1958, 8: 26-31
- 8 Abu Al-Rub R K, Darabi M K, You T, et al. A unified continuum damage mechanics model for predicting the mechanical response of asphalt mixtures and pavements. Int J Rd Airp, 2011, 1: 68-84
- 9 Yang Q, Leng K D, Chang Q, et al. Failure Mechanism and Control of Geotechnical Structures//Constitutive Modeling of Geomaterials. Springer Berlin Heidelberg, 2013: 63-87
- 10 Yang Q, Liu Y R, Chen Y R, et al. Deformation reinforcement theory and its application to high arch dams. Sci China Tech Sci, 2008, 52: 32-47
- 11 邓检强. 盐岩密集储库群整体稳定评价及破损机理研究. 博士学位论文. 北京: 清华大学, 2014: 131-154

Evaluation of long-term stability for high arch dam based on the viscoplasticity damage model

HE Zhu, LIU YaoRu, DENG JianQiang, PAN YuanWei, YANG Qiang

State Key Laboratory of Hydrosience and Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China

Evaluating the long-term stability of high arch dam is essential for its long-term safety. Not only do the time-dependent deformation and damage evolution need to be considered, but also the reasonable criteria of global and local stability need to be adopted. A kind of method of evaluating the long-term stability of high arch dam was presented based on the time-dependent plastic complementary energy (PCE) and the overstress. Based on the Kelvin viscoelastic model, the Duvaut-Lions viscosity model and continuum damage mechanics model, a three-dimensional visco-elasto-plastic finite element analysis program considering damage has been developed to simulate the long-term stability of high arch dam. The evaluation of long-term stability is based on the curve of the global plastic complementary energy to time and the analysis of local stability is based on the development and distribution of the overstress. The results show that this method is very effective to evaluate the long-term stability of high arch dam.

high arch dam, viscoplasticity damage model, time-dependent PCE, overstress, long-term stability

doi: 10.1360/N092015-00017