

有缝高拱坝的非线性地震响应分析*

杜成斌 马良筠 任青文

(河海大学土木工程学院 南京 210098)

摘 要 用非线性有限元方法研究了拱坝的非线性地震响应. 研究中考虑了坝体、坝基材料, 坝体浇筑横缝和预留周边缝等各种非线性的影响. 混凝土材料的弹塑性模型考虑了材料的软化、开裂等. 坝体和接缝材料的屈服应力和失效力假定与塑性功的累积有关. 用断裂能和等效裂缝应变表征缝面上正应力的变化规律. 最后, 在时域内对一实际高拱坝进行了数值分析, 并给出了主要成果.
关键词 拱坝; 非线性地震响应; 塑性功; 时域分析
中图号 TV642.4

强震区高拱坝的非线性抗震分析和研究已越来越引起人们的广泛注意^[1,2],一方面在强震作用下各种施工缝和预留缝明显呈非线性性态^[1~3],另一方面试验表明强震过程中混凝土材料也表现出一定的非线性. 近年来, 各国学者对拱坝横缝的非线性地震响应研究较多, 而对考虑坝体材料和周边缝的非线性地震响应研究较少. 本文建立的数学模型既考虑了各种缝的非线性, 也考虑了坝体、坝基材料的非线性. 假定材料的屈服应力和失效力与塑性功的累积有关, 并且考虑了材料的软化. 缝面模拟中引进了断裂能, 以便建立更能符合实际情况的数学模型.

1 材料的数学模型

1.1 混凝土和坝基材料的数学模型

1.1.1 屈服面和强度极限面

屈服面 F_0 和强度极限面 F_f 用一阶和二阶不变量来描述可表示成:

$$\begin{aligned} F_0(\bar{\sigma}, \sigma_0) &= CI_1 + (C^2 I_1^2 + 3\beta J_2)^{0.5} - \sigma_0 = 0 \\ F_f(\bar{\sigma}, \sigma_f) &= CI_1 + (C^2 I_1^2 + 3\beta J_2)^{0.5} - \sigma_f = 0 \end{aligned}$$

式中 $\bar{\sigma}, \sigma_0, \sigma_f$ ——应力不变量、屈服应力和失效力; C, β 根据 Kupfer 试验有 $C = 0.1775, \beta = 1.355$.

在非弹性应变期间, F_0 和 F_f 随损伤的累积而变化, 用塑性功 W_p 来表示:

$$F_0(\bar{\sigma}, \sigma_0(W_p, K)) = 0 \qquad F_f(\bar{\sigma}, \sigma_f(W_p, K)) = 0$$

$\sigma_0(W_p, K)$ 定义了单轴受压时, 屈服应力水平的变化; $\sigma_f(W_p)$ 定义了单轴受压时, 失效力水平的变化.

$$W_p = \int \sigma_{ij}^T (d\epsilon_{ij})_p$$

$(d\epsilon_{ij})_p$ 是在应变增量过程中所产生的塑性应变分量.

软化阶段塑性功 $K = W_p - W_p^f$

W_p^f 为达到极限强度时的塑性功. 失效后的性能用指数函数来描述.

函数 $\sigma_0(W_p, K)$ 用下式来表示:

$$\begin{aligned} \sigma_0(W_p, K) &= \alpha_1 f'_c & W_p \leq W_p^f \\ \sigma_0(W_p, K) &= \alpha_1 f'_c \exp(-\alpha_c K) & W_p > W_p^f \end{aligned}$$

收稿日期: 1998-11-20
第一作者简介: 杜成斌, 男, 副教授, 从事水工结构工程中力学问题的研究.
* 国家自然科学基金重点项目(编号: 59739180)

式中： α_1 ——弹性时的极限值系数，本文取 $\alpha_1 = 1.0$ ； α_c ——模拟失效后材料的退化系数， f'_c ——混凝土静的受压强度，失效力假定为塑性功的线性函数

$$\sigma(W_p) = \beta_0 f'_c (1 - \beta_1 W_p) \quad 0 \leq W_p \leq W_p^f$$

式中 β_0, β_1 由试验确定，不同材料及配合比，其值是不同的。

1.1.1.2 混凝土塑性的处理

根据塑性力学中等向强化模型和关联流动法则，塑性加载时的本构关系为

$$d\sigma = (D - D_p) d\epsilon$$

式中 D 和 D_p 分别为弹性矩阵和塑性矩阵， D_p 与屈服函数有关。

1.1.1.3 混凝土压毁

用等效应变 ϵ_i 来判别，当 $\epsilon_i > \epsilon_{ult}$ 时即认为压毁

$$\epsilon_i = [\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 + \epsilon_z^2 - \epsilon_x \epsilon_y - \epsilon_y \epsilon_z - \epsilon_x \epsilon_z + 0.75(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)]^{\frac{1}{2}}$$

1.1.1.4 混凝土开裂的模拟

1.1.1.4.1 开裂准则

本文采用最大拉应力准则来判别混凝土是否处于受拉断裂。一旦最大主拉应力超过其抗拉强度则混凝土就发生开裂。

1.1.1.4.2 应变软化准则

本文模型假定裂缝发生之后，混凝土的受拉强度逐渐降低。用指数函数来描述应变软化的影响：

$$\sigma = E_0 \epsilon_0 e^{(\epsilon - \epsilon_0)^\alpha} \quad \alpha = (G_f - 0.5 E_0 \epsilon_0^2 l_c) / l_c E_0 \epsilon_0$$

式中： E_0 ——弹性杨氏模量； ϵ_0 ——裂缝应变； α ——软化参数； G_f ——断裂能； l_c ——特征长度。

裂缝开裂会引起其它样本点的应力发生重分布，或开裂后再进一步加载会引起以前开裂的缝全部或部分地闭合。垂直于缝面的应力 σ 可用下式计算：

$$\sigma = \sigma_{ref} / \epsilon_{ref}$$

σ_{ref} 为 ϵ_{ref} 的插值应力，重新张开的裂缝沿着上述类似的路径一直达到 ϵ_{ref} 为止，应力用上式插值。

1.1.1.4.3 缝面剪力传递

用降低缝面剪切模量的方法来考虑缝面传递的剪应力。

$$G_c = \beta G_0 \quad \beta = 1 - (\epsilon_t / 0.005)^{K_1}$$

式中： G_0 ——无缝混凝土的剪切模量； β 与垂直于缝面的拉应变或缝宽有关； ϵ_t ——虚拟拉应变（垂直于缝面）； $K_1 = 0.3 \sim 1.0$ 。

1.2 接缝的数学模型

用薄层单元来模拟横缝和预留周边缝。

1.2.1 屈服面和极限强度面

屈服准则采用 Mohr-Coulomb 准则。

$$F(\sigma, \sigma_0) = \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2} + \sigma_z \tan \varphi - \sigma_0 \quad F(\sigma, \sigma_f) = \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2} + \sigma_z \tan \varphi - \sigma_f$$

式中： τ_{zx}, τ_{zy} ——缝面剪应力； σ_z ——缝面正应力； φ ——摩擦角； σ_0, σ_f ——与塑性功有关的屈服应力和失效力。有关处理方法同混凝土坝体单元。

1.2.2 压毁

压毁准则同坝体单元。

1.2.3 接缝单元的开裂

根据以前是否开裂选择不同的抗拉强度。开裂后缝面拉应力基本消失，但可承担一定量的剪应力。

2 动力平衡方程迭代格式的构造

本文用 Newmark 法求解动力方程，其中积分常数 $\alpha = 0.50, \beta = 0.25$ 。经过推导得 $t + \Delta t$ 时刻动位移增量 $\Delta y_{(t + \Delta t)}$ 满足的平衡方程为

$$\begin{aligned} \tilde{\mathbf{K}} \cdot \Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k &= \mathbf{f}_{t+\Delta t} - \mathbf{p}_{t+\Delta t}^k - \left[\frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} \right] \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k + \\ &\quad \left[\frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} \right] \mathbf{y}_t + \left[\frac{4}{\Delta t} \mathbf{M} + \mathbf{C} \right] \dot{\mathbf{y}}_t + \mathbf{M} \ddot{\mathbf{y}}_t \end{aligned} \tag{1}$$
$$\tilde{\mathbf{K}} = \mathbf{K} + \frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C} \qquad \Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k = \mathbf{y}_{t+\Delta t}^{k+1} - \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k \qquad \mathbf{p}_{t+\Delta t}^k = \mathbf{K} \cdot \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k$$

式中： $\mathbf{f}_{t+\Delta t}$ —— $t+\Delta t$ 时刻的地震荷载； $\mathbf{y}(t)$ 、 $\dot{\mathbf{y}}(t)$ 、 $\ddot{\mathbf{y}}(t)$ —— t 时刻的位移、速度和加速度。

动力非线性迭代格式为：

- a. 利用式 (1) 计算 $\Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k$ ，注意 $\mathbf{y}_{t+\Delta t}^1 = \mathbf{y}(t)$ ， $\mathbf{p}_{t+\Delta t}^1 = \mathbf{p}(\mathbf{y}_t)$ ；
- b. 计算新的位移近似值 $\mathbf{y}_{t+\Delta t}^{k+1} = \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k + \Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k$ ；
- c. 由 $\mathbf{p}_{t+\Delta t}^k$ 和 $\Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k$ 计算 $\mathbf{p}_{t+\Delta t}^{k+1}$ ，并用位移增量 $\Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k$ 或失衡力 $\Delta \mathbf{R}_{t+\Delta t}^k$ 来检验收敛性。如满足

$$\frac{\|\Delta \mathbf{y}_{t+\Delta t}^k\|}{\|\mathbf{y}_{t+\Delta t}^k\|} \leq \epsilon_1 \quad \text{或} \quad \frac{\|\Delta \mathbf{R}_{t+\Delta t}^k\|}{\|\mathbf{p}_{t+\Delta t}^k\|} \leq \epsilon_2$$

则认为收敛到 **d**，否则回到 **a**；

- d. 计算 $t+\Delta t$ 时刻结构的加速度 $\ddot{\mathbf{y}}_{t+\Delta t}$ 和速度 $\dot{\mathbf{y}}_{t+\Delta t}$ 。

$$\ddot{\mathbf{y}}_{t+\Delta t} = \frac{4}{\Delta t^2} [\mathbf{y}_{t+\Delta t} - \mathbf{y}_t] - \frac{4}{\Delta t} \dot{\mathbf{y}}_t - \ddot{\mathbf{y}}_t \qquad \dot{\mathbf{y}}_{t+\Delta t} = \frac{2}{\Delta t} [\mathbf{y}_{t+\Delta t} - \mathbf{y}_t] - \dot{\mathbf{y}}_t$$

- e. 存储有关位移、应力等，转入下一步。

3 数值算例和主要成果

根据本文的数学模型对一实际高拱坝进行了非线性地震响应分析。该坝坝高 292 m，坝顶高程为 1 240 m*，双曲抛物线拱坝，设有 19 条横缝和周边缝。考虑了横缝、周边缝和材料非线性的影响，荷载组合为正常蓄水位 + 自重 + 温降 + 泥沙压力 + 地震作用。地震荷载由设计建基面处的加速度反演到计算边界底部，考虑了顺河向地震和竖向地震共同作用，峰值分别为 0.27 g 和 0.18 g，历时为 14 s。动水压力按规范用附加质量法取用，阻尼假定为 Rayleigh 阻尼。动力计算的动弹模量，按规范要求提高了 30%，抗拉强度提高了 8%。计算了 (a) 考虑缝非线性和材料非线性 (b) 仅考虑缝非线性 (c) 线弹性三种情况的拱坝地震响应。

图 1 为上游坝面拱冠处顺河向位移时程曲线，图 2 为上游拱冠梁中部 (▽ 1 130 m) 处梁向应力时程曲线。

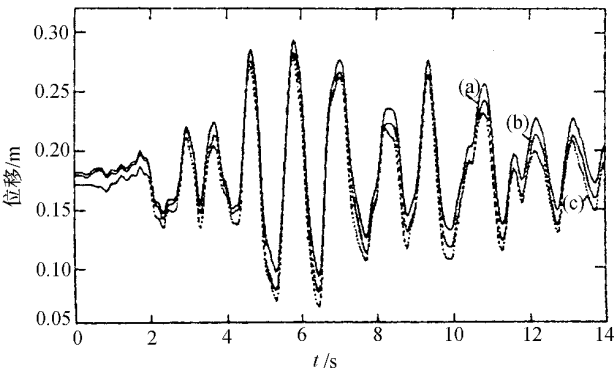


图 1 上游拱冠处顺河向位移响应

Fig.1 Displacement response along the river at upstream crest

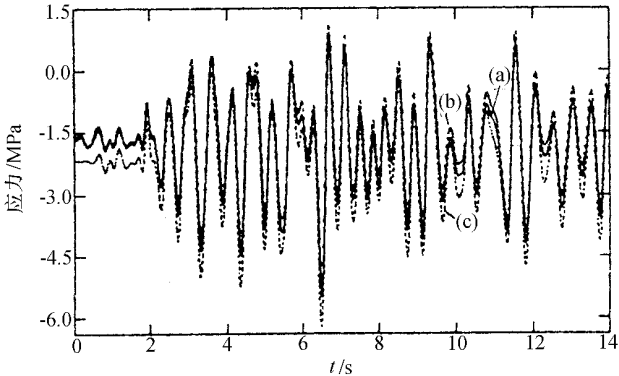


图 2 上游拱冠梁高程 1 130 m 处梁向应力响应

Fig.2 Cantilever stress response at elevation of 1 130 m of upstream crest

从图 1 可发现，考虑各种缝的非线性后，拱冠处顺河向的静位移由 17.15 cm 增加到 17.98 cm，考虑材料非线性后，又增加到 18.22 cm。动位移最大值则由 27.88 cm→28.30 cm→29.30 cm。从图 2 的高程 1 130 m 处的梁向应力也可看出，仅考虑缝的非线性计算的最大拉应力比 (a) 和 (c) 有所增加。这与原本由拱和梁的共同承

* 关于坝体参数及数学模型其它参数的值，见小湾高拱坝非线性有限元开裂分析，河海大学工程力学研究所，1996 年 8 月

担的荷载由于开裂使得梁的承担部分增加这一受力特点是一致的,同时考虑材料非线性也使梁向应力减少.计算还表明下游面拱冠处横缝多次出现张开闭合现象.

表 1 表明,仅考虑缝的非线性时,上游面的主拉应力略有下降,而下游面略有上升,上游面主压应力略有降低,而下游面略有上升.考虑坝体材料非线性时,上游面主拉应力下降幅度较大,由 6.85 MPa 到 2.13 MPa,下游面由 1.55 MPa 到 1.07 MPa.上游面主压应力由 13.09 MPa 减少到 12.43 MPa,下游面由 17.11 MPa 上升到 18.40 MPa.对于上游面主拉应力,显然考虑材料非线性是非常重要的.

表 1 高拱坝的地震响应
Table 1 Seismic response of the high arch dam

序号	坝顶最大顺河 向位移/cm	上游面最大 主压应力/MPa	上游面最大 主拉应力/MPa	下游面最大 主压应力/MPa	下游面最大 主拉应力/MPa
(a)	29.30 $x = 4.75\text{ m}$ $z = 0.0\text{ m}$	- 12.43 $x = 4.86\text{ m}$ $z = 17.5\text{ m}$	2.13 $x = - 337.17\text{ m}$ $z = 55.0\text{ m}$	- 18.40 $x = 165.08\text{ m}$ $z = 205.0\text{ m}$	1.07 $x = - 317.13\text{ m}$ $z = 55.0\text{ m}$
(b)	28.30 $x = 4.75\text{ m}$ $z = 0.0\text{ m}$	- 12.61 $x = 4.86\text{ m}$ $z = 17.5\text{ m}$	5.20 $x = - 18.33\text{ m}$ $z = 280.4\text{ m}$	- 17.50 $x = 165.08\text{ m}$ $z = 205.0\text{ m}$	1.89 $x = - 334.1\text{ m}$ $z = 17.50\text{ m}$
(c)	27.88 $x = 4.75\text{ m}$ $z = 0.0\text{ m}$	- 13.09 $x = 32.62\text{ m}$ $z = 95.0\text{ m}$	6.85 $x = 18.33\text{ m}$ $z = 280.4\text{ m}$	- 17.11 $x = 165.08\text{ m}$ $z = 205.0\text{ m}$	1.55 $x = - 221.97\text{ m}$ $z = 17.50\text{ m}$

注:表中结果已叠加了静荷载的影响.坐标原点为拱冠处, x 指向右坝肩, y 指向下游, z 向下.

4 结 论

a. 线弹性动力计算表明在正常蓄水位时坝踵附近存在很大的主拉应力(近 7.0 MPa),显然这些部位在强震过程中肯定会发生开裂.这一点提示我们在强震区修建高拱坝应高度重视坝踵附近的过大主拉应力,必须采取相关工程措施或其它方法来降低其值.

b. 缝和材料非线性对拱坝地震响应的影响是较大的,它使得上游面主拉应力、主压应力降低,尤其材料非线性对上游面主拉应力影响较大,应予以重视.

参 考 文 献

1 陈健云 林皋.小湾拱坝考虑横缝的非线性分析.土木工程学报,1999,32(1):66~70
2 杜成斌 赵光恒.带横缝拱坝的非线性地震响应.水利学报,1999(5):22~28
3 Fenves G L,Mojtahedi,Reimer R B. Nonlinear earthquake analysis of arch dam/reservoir. Madrid Spain :Tenth World Earthquake Eng Conference,1992.4627~4632

Nonlinear Seismic Response Analysis of High Arch Dams with Joints

Du Chengbin Ma Liangyun Ren Qingwen
(College of Civil Engineering ,Hohai Univ. ,Nanjing 210098)

Abstract Nonlinear Seismic Response of arch dams is studied with nonlinear FEM in this paper. The nonlinearity of materials of the dams and foundations ,as well as transverse joints and perimetral joints are discussed. The softening and cracking of the material are considered in the model. Yield stresses and failure stresses are assumed to be related to the amount of plastic energy. Fracture energy and equivalent crack strain are used to represent the laws of normal stress on the crack surface. In the time domain ,numerical analysis is performed for a high arch dam and the results are given.

Key words arch dam ;nonlinear seismic response ;plastic work ;time domain analysis