

拱坝随机地震行波效应分析

吴 健, 金 峰, 徐艳杰

(清华大学水利系, 北京 100084)

摘要 将随机振动的虚拟激励法与拱坝-地基动力相互作用 FE-BE-IBE 时域模型结合, 发展了一个可以考虑随机地震动行波效应的拱坝随机动力响应计算模型, 并用 Monte-Carlo 法对模型进行了验证. 不同行波波速的计算结果表明, 行波效应可以影响拱坝的动力响应, 幅度在 10% ~ 20%, 较小的行波波速在坝体边界产生应力集中现象, 表明行波效应对拱坝动力响应具有显著影响.

关键词 拱坝; 随机振动; 行波效应; 虚拟激励

中图分类号: TV642.4 文献标识码: A 文章编号: 1006-764X(2005)04-0009-04

Analysis of traveling wave effect of random earthquakes on arch dams//WU Jian, JIN Feng, XU Yan-jie(Department of Hydraulic Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract : A random vibration analysis model of arch dam-foundation interaction was developed by combination of the pseudo-excitation algorithm with FE-BE-IBE time domain procedure. The effects of traveling waves on random seismic responses of arch dams can be conveniently included. To verify the accuracy of the presented model, the Monte-Carlo method was employed to calculate the seismic responses of a concrete arch dam model. The result shows that the traveling wave affects the dynamic response of arch dams with an amplitude of 10%-20%, and that the lower velocity of traveling wave results in the concentration of pseudo static stresses on the boundary of arch dams. Therefore, the traveling wave effect is of great influences on the dynamic response of arch dams.

Key words : arch dam ; random vibration ; traveling wave effect ; pseudo excitation

随着工程技术的不断发展, 大跨度结构在工程中日益被广泛采用, 如大型桥梁、公路、大坝等. 这些结构尺寸较大, 传统的一致地震动输入过于粗糙, 因为结构支座各点接收到的地震波是经过不同路径、不同地形地质条件而到达的, 必然存在差异. 这种差异包括行波效应、相干效应、波的衰减效应和局部场地效应^[1, 2]等, 其中行波效应是指在地震动不同位置, 地震波到达时间上存在一定差异. 如何在计算过程中考虑地震动空间效应的影响成为研究者们关注的课题^[1, 3], 但目前的方法大都运算量过大, 难于应用于大规模的工程计算. 林家浩等^[4]从计算力学的角度提出了一种计算大型结构随机响应的高效算法——虚拟激励法, 该方法是一种精确、快速的完全二次组合(CQC)方法, 形式简单, 易于编程, 在结构随机响应计算中得到了较为广泛的应用. 本文将该方法与拱坝-地基动力相互作用 FE-BE-IBE 时域模型^[5]结合, 对拱坝随机地震响应分析中行波效应的影响做了初步的研究.

1 拱坝-地基动力相互作用模型和虚拟激励法

地震自由场输入下的拱坝-地基系统 FE-BE-IBE 模型^[5]动力方程如下:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}_{Lc}^* \\ \mathbf{M}_{cL}^* & \mathbf{M}_{cc}^* + \mathbf{M}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{q}}_L \\ \ddot{\mathbf{v}}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{LL}^* & \mathbf{C}_{Lc}^* \\ \mathbf{C}_{cL}^* & \mathbf{C}_{cc}^* + \mathbf{C}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}}_L \\ \dot{\mathbf{v}}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \lambda_L & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{cc}^* + \mathbf{K}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L \\ \mathbf{v}_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -(\mathbf{M}_{Lc}^* \ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c + \mathbf{C}_{Lc}^* \dot{\bar{\mathbf{U}}}_c + \mathbf{0}) \\ -(\mathbf{M}_{cc}^* \ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c + \mathbf{C}_{cc}^* \dot{\bar{\mathbf{U}}}_c + \mathbf{K}_{cc}^* \bar{\mathbf{U}}_c) \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: λ_L 和 \mathbf{q}_L 分别是坝体固定界面低阶保留模态的特征值矩阵和对应的广义坐标; $\bar{\mathbf{U}}_c$ 是自由场位移; \mathbf{v}_c 是界面力作用下的峡谷地基位移; \mathbf{M}_{cc}^* , \mathbf{K}_{cc}^* 和 \mathbf{C}_{cc}^* 是坝体界面上的质量、刚度和阻尼矩阵; \mathbf{M}_{cc}' , \mathbf{K}_{cc}' 和 \mathbf{C}_{cc}' 为地基等效质量矩阵、等效刚度矩阵和等效阻尼矩阵.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50209004)

作者简介: 吴健(1978—), 男, 安徽宣城人, 博士研究生, 从事结构抗震分析研究.

将位移向量做如下分解：

$$\begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L \\ \mathbf{V}_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L \\ \mathbf{V}_r \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{V}_s \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中： \mathbf{V}_r 是动力相对位移； \mathbf{V}_s 是拟静力位移，满足如下关系：

$$\mathbf{V}_s = -(\mathbf{K}_{cc}^* + \mathbf{K}_{cc}')^{-1} \mathbf{K}_{cc}^* \bar{\mathbf{U}}_c \quad (3)$$

记 $-(\mathbf{K}_{cc}^* + \mathbf{K}_{cc}')^{-1} \mathbf{K}_{cc}^*$ 为 \mathbf{R} ，将式(2)和式(3)代入式(1)得

$$\begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}_{Lc}^* \\ \mathbf{M}_{cL}^* & \mathbf{M}_{cc}^* + \mathbf{M}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{q}}_L \\ \ddot{\mathbf{V}}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{LL}^* & \mathbf{C}_{Lc}^* \\ \mathbf{C}_{cL}^* & \mathbf{C}_{cc}^* + \mathbf{C}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}}_L \\ \dot{\mathbf{V}}_r \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \lambda_L & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{cc}^* + \mathbf{K}_{cc}' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L \\ \mathbf{V}_r \end{Bmatrix} = - \left(\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{Lc}^* \\ \mathbf{M}_{cc}^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{Lc}^* \\ \mathbf{M}_{cc}^* + \mathbf{M}_{cc}' \end{bmatrix} \mathbf{R} \right) \ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c - \left(\begin{bmatrix} \mathbf{C}_{Lc}^* \\ \mathbf{C}_{cc}^* \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{Lc}^* \\ \mathbf{C}_{cc}^* + \mathbf{C}_{cc}' \end{bmatrix} \mathbf{R} \right) \dot{\bar{\mathbf{U}}}_c \quad (4)$$

式(4)右端荷载的阻尼项对结构响应影响较小，一般可以忽略。

由虚拟激励法原理^[4]，假定虚拟激励：

$$\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c(\omega, t) = \mathbf{G} \mathbf{P} e^{i\omega t} \quad (5)$$

式中： $\mathbf{G} = \text{diag}[g(t - T_1), g(t - T_2), \dots, g(t - T_N)]$ 为非平稳调制函数矩阵， T_j 为拱坝边界节点参照坐标系原点的运动时间差； \mathbf{P} 为平稳过程功率谱密度矩阵 $\mathcal{S}(i\omega)$ 的分解^[6]，即

$$\mathcal{S}(i\omega) = \mathbf{E}^* \mathbf{S}_{\bar{\mathbf{U}}_c} \mathbf{R}_s \mathbf{S}_{\bar{\mathbf{U}}_c} \mathbf{E} = \mathbf{P}^* \mathbf{P}^T \quad (6)$$

其中

$$\mathbf{E} = \text{diag}[e^{-i\omega T_1}, e^{-i\omega T_2}, \dots, e^{-i\omega T_N}]$$

$$\mathbf{S}_{\bar{\mathbf{U}}_c} = \text{diag}[\sqrt{S_{\bar{\mathbf{U}}_{c1}}}, \sqrt{S_{\bar{\mathbf{U}}_{c2}}}, \dots, \sqrt{S_{\bar{\mathbf{U}}_{cN}}}]$$

\mathbf{R}_s 为相干矩阵，一般是实对称正定矩阵。不考虑相干效应影响即空间各点地震动完全相干时，矩阵 \mathbf{R}_s 的所有元素值均为 1，因此可以分解为单位向量与其转置的互乘，即

$$\mathbf{R}_s = \mathbf{I} \mathbf{I}^T \quad (7)$$

综合式(5)~(7)可以推知，仅考虑行波效应时，虚拟激励可以写为

$$\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c(\omega, t) = \mathbf{G} \mathbf{P} e^{i\omega t} = \mathbf{G} \mathbf{E} \mathbf{S}_{\bar{\mathbf{U}}_c} \mathbf{I} e^{i\omega t} \quad (8)$$

将式(8)代入式(4)可以求得动力相对位移，为了提高计算效率，本文用精细直接积分方法求解动力方程^[7]。由虚拟激励法基本原理，当拟静力位移写成如下形式时^[6]：

$$\mathbf{V}_s(\omega, t) = -\frac{1}{\omega^2} \mathbf{R} \ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c(\omega, t) \quad (9)$$

结构的绝对位移响应 \mathbf{y} 的功率谱密度函数可以由式(10)得到：

$$\mathbf{S}_{yy}(\omega, t) = \mathbf{y}(\omega, t)^* \mathbf{y}(\omega, t)^T =$$

$$\left(\begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L(\omega, t) \\ \mathbf{V}_r(\omega, t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{V}_s(\omega, t) \end{Bmatrix} \right)^* \left(\begin{Bmatrix} \mathbf{q}_L(\omega, t) \\ \mathbf{V}_r(\omega, t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{V}_s(\omega, t) \end{Bmatrix} \right)^T \quad (10)$$

对功率谱密度函数在频域内积分即可得到结构动力响应的时变方差，同样方法可以求出响应导数的方差并根据极值理论计算结构最大响应的期望值和方差，具体计算公式^[8]为

$$E[b] = r \bar{\sigma}_y = \bar{\sigma}_y (C + 0.5772/C) \quad (11)$$

式中： b 为随机地震响应最大值； $E[b]$ 为最大响应统计平均； r 为峰值系数；系数 $C = \sqrt{2 \ln \frac{T \bar{\sigma}_y}{\pi \sigma_y}}$ ， T 为等效平稳地震持时，取为强度超过峰值 50% 的震动时间， σ_y 和 $\bar{\sigma}_y$ 分别为响应及其导数过程的方差； $\bar{\sigma}_y$ 为响应方差在等效平稳持时内的平均。

2 模型验证

采用 Monte-Carlo 法随机生成地震，将其结果与本文方法的计算结果比较，以验证计算模型是否正确，为此需要生成拱坝边界各节点的随机地震样本，考虑空间相关的地震动采用公式(12)生成^[9]：

$$\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_{ci}(t) = \sum_{m=1}^i \sum_{k=0}^N a_{im}(\omega_k) \cos(\omega_k t + \beta_{im}(\omega_k) + \varphi_{mk}) \quad (12)$$

式中： $\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_{ci}(t)$ 为加速度向量 $\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_c(t)$ 的第 i 行元素； $a_{im}(\omega_k)$ 和 $\beta_{im}(\omega_k)$ 为确定性的量，取值满足第 i 节点与第 m 节点的相关性和相位特性； φ_{mk} 为随机相位角，在 $0 \sim 2\pi$ 均匀分布，具体计算如下：

$$a_{im}(\omega_k) = |H_{im}(\omega_k)| \sqrt{4\Delta\omega}$$

$$\beta_{im}(\omega_k) = \arctan \frac{\text{Im}(H_{im}(\omega_k))}{\text{Re}(H_{im}(\omega_k))} = \omega_k (T_i - T_m)$$

其中下三角矩阵 $\mathbf{H}(\omega)$ 是功率谱矩阵 $\mathcal{S}(i\omega)$ 的分解，即 $\mathcal{S}(i\omega) = \mathbf{H}(\omega) \mathbf{H}^*(\omega)$ ，对于本文的完全相干模型，由式(6)和式(7)可以推知， $\mathbf{H}(\omega)$ 是一个向量，即

$$\mathbf{H}(\omega) = \mathbf{E}^* \mathbf{S}_{\bar{\mathbf{U}}_c} \mathbf{I}$$

因此，式(12)可以改写为如下形式：

$$\ddot{\bar{\mathbf{U}}}_{ci}(t) = \sum_{k=0}^N a_i(\omega_k) \cos(\omega_k t + \beta_i(\omega_k) + \varphi_k) \quad (13)$$

其中

$$a_i(\omega_k) = |H_i(\omega_k)| \sqrt{4\Delta\omega} = \sqrt{S_{\bar{\mathbf{U}}_{ci}}^-} \sqrt{4\Delta\omega}$$

$$\beta_i(\omega_k) = \omega_k T_i$$

拱坝自由场沿河谷高程地震动有放大作用，目前缺少足够的相关研究资料，本文暂时采用陈厚群

等^①提出的近似公式,即

$$S(\omega) = S_0 \left(1 + \alpha \frac{h_i}{H} \right)^2 \quad (14)$$

式中: S_0 为河谷底部的谱强度; h_i 为边界节点相对河谷底部的高度; H 为拱坝坝高; α 为系数,可以取0.5~1.0.

计算一个实际的双曲抛物线型拱坝,最大坝高278 m,河谷宽高比约为2.2,最大厚高比0.216.坝体混凝土弹性模量 $E = 24.0 \text{ GPa}$,容重 $\gamma = 24.0 \text{ kN/m}^3$,泊松比 $\mu = 0.17$;地基岩石弹性模量 $E = 14.4 \text{ GPa}$,容重 $\gamma = 28.5 \text{ kN/m}^3$,泊松比 $\mu = 0.25$.地震动功率谱由设计反应谱转换得到^[8].

假定顺河向振动,波从坝底部垂直传上来,波速为2000 m/s,用 Monte-Carlo 法随机生成200套坝体边界自由场地震,图1是其中一套坝体底部和右坝肩的地震加速度时程6.0~7.0 s部分,图中加速度时程的峰值做了均一化处理,可以看出,由于波从底部传入,坝肩部位的地震动要比坝体底部的地震动迟滞一定的相位,又由于各点地震动完全相干,它们的波形是一致的.

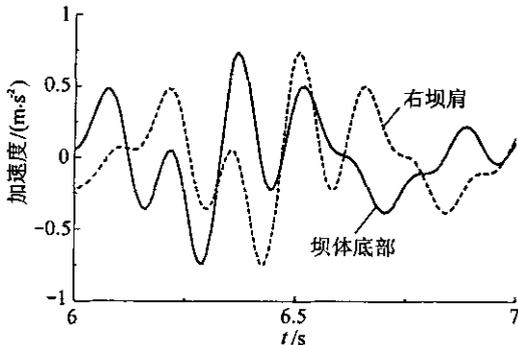


图1 加速度时程比较

由200套自由场地震计算得到拱冠梁顶点的位移时程,统计其方差,结果见图2,用本文方法计算得到的拱冠梁顶点位移时变方差也绘在图2中,可以看出, Monte-Carlo 法的计算结果是在本文方法的计算结果附近振荡的,图3是两种方法计算得到的

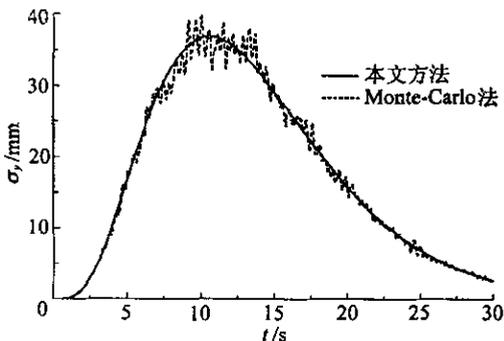


图2 拱冠梁顶点位移时变方差

坝体上游拱向应力和梁向应力的等值线分布图,可以看出, Monte-Carlo 法的计算结果与本文方法的计算结果很吻合,由此验证了本文方法的正确性.

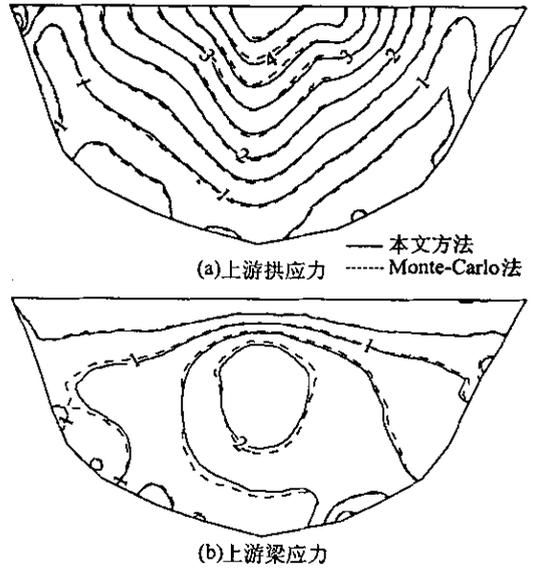


图3 应力分布等值线(单位:MPa)

3 行波效应影响研究

假定顺河向振动,波从底部垂直传入,波速分别为1000 m/s、2000 m/s、3000 m/s和无穷大,得到的拱冠梁顶点位移时变方差如图4所示,拱冠梁顶部单元某积分点的拱向应力时变方差如图5所示.从图4和图5中可以看出,波速越小,拱坝边界各点运动的相位差越大,动力响应越小,波速越大,拱坝边界各点运动相位差越小,动力响应越接近于波速无穷大即一致激励时的响应.在本文算例中,波速为1000 m/s时的拱冠梁顶点位移时变方差要比波速无穷大时小10%以上,表明行波效应对拱坝的随机振动响应有一定的影响,计算中应予以考虑.

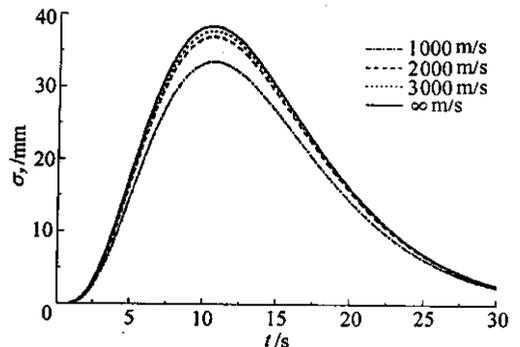


图4 不同波速下拱冠梁顶点位移时变方差

不同波速下的拱坝随机动力响应最大值比较见表1.可以看出,波速越大,坝体边界各节点相位差越小,响应也越大,但是下游拱向应力除外,这可能

①陈厚群,侯顺载,杜修力,等.拱坝的动力非线性分析与动力可靠度研究.中国水利水电科学研究院,1995.

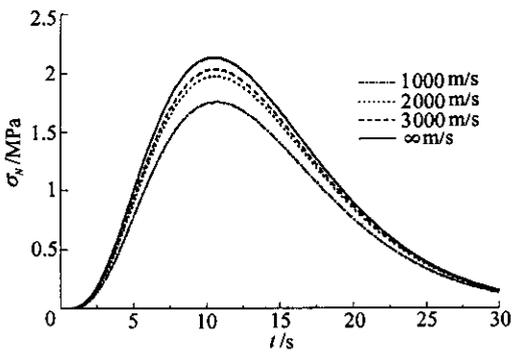


图5 不同波速下某单元应力时变方差

与算例采用的拱坝体型有关,同时也说明行波效应对拱坝动力响应影响的复杂性.

表1 不同波速下拱坝随机动力响应最大值

方向	波速/ (m·s ⁻¹)	应力最大值/MPa			
		上游面		下游面	
		拱向	梁向	拱向	梁向
顺 河 向	1000	4.37	2.51	4.23	1.76
	2000	4.93	2.80	4.20	2.15
	3000	5.13	2.87	4.03	2.28
	∞	5.56	2.90	3.62	2.37
横 河 向	1000	1.87	1.05	3.93(1.78)	1.15
	2000	2.12	1.52	2.54(1.99)	1.30
	3000	2.32	1.64	2.07	1.41
	∞	2.69	1.71	2.26	1.50

同时计算了横河向振动时的动力响应,结果也列于表1中.从计算结果来看,波垂直入射时行波效应对横河向振动的影响规律与顺河向振动时相同,波速越小,响应越小,对于本文算例减小幅度10%~20%,但下游拱向应力上存在例外,图6(a)是波速1000 m/s时的下游拱向应力分布,可以看出,坝肩处存在应力集中现象.研究发现,对于本文算例,横河向振动时行波效应在坝肩处引起的应力集中现象

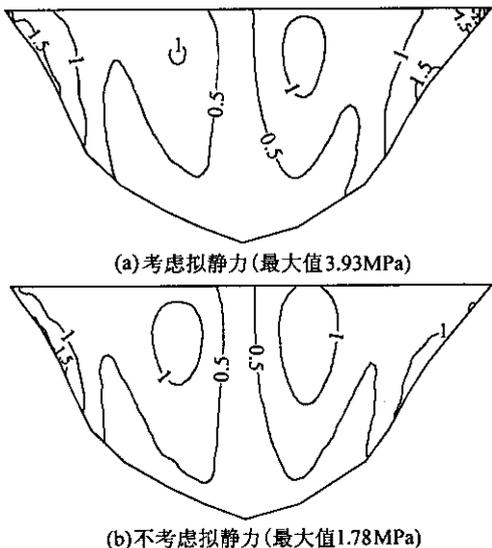


图6 横河向振动(波速1000 m/s)下游拱向应力等值线(单位:MPa)

是由拟静力引起的,不考虑拟静力时的应力分布如图6(b)所示,没有出现坝肩的应力集中现象,最大应力也从3.93 MPa下降至1.78 MPa,应力集中现象与波速有关,波速较大时不出现应力集中现象.表1括号内列出的是不考虑拟静力时下游拱向应力的最大值.

4 结 论

本文将虚拟激励法应用于拱坝-地基动力相互作用模型,研究了行波效应对拱坝动力响应的影响,并用 Monte-Carlo 法对模型进行了验证.计算表明,本文模型能够有效地计算考虑行波效应的拱坝随机动力响应,对于垂直入射的波,波速越小,拱坝边界各点相位差越大,拱坝的动力响应越小,但存在一定特例,需要针对不同体型的拱坝做进一步的研究.对于本文算例,行波效应对拱坝动力响应的影响幅度可以超过20%.计算还表明,对横河向振动,行波效应可能引起坝肩处较大的应力集中现象,该现象主要由拟静力引起.

参考文献:

- [1] Kiureghian A D, Neuenhofer A. Response spectrum method for multi-support seismic excitations[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1992, 21(8):713—740.
- [2] Kiureghian A D, Neuenhofer A. A coherency model for spatially varying ground motions[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25(1):99—111.
- [3] Ernesto H Z, Vanmarcke E H. Seismic random vibration analysis of multi-support structural systems[J]. Engineering Mechanics, 1994, 12(5):1107—1128.
- [4] Lin J H, Zhang W S, Williams F W. Pseudo-excitation algorithm for nonstationary random seismic responses[J]. Engineering Structure, 1994, 16(4):270—276.
- [5] Zhang Chuhan, Jin Feng, Pekau O A. Time domain procedure of FE-BE-IBE coupling for seismic interaction of arch dams and canyons[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1995, 24(12):1651—1666.
- [6] 张亚辉. 复杂结构在多种荷载工况下的屈曲及动力分析[D]. 大连:大连理工大学, 1999.
- [7] 吴健, 金峰. 拱坝随机振动分析中的精细直接积分法[J]. 清华大学学报(自然科学版), 2004, 44(9):1227—1230.
- [8] 江近仁, 洪峰. 功率谱与反应谱的转换和人造地震波[J]. 地震工程与工程振动, 1984, 4(3):1—11.
- [9] 刘先明, 叶继红, 李爱群, 等. 空间相关多点地震动合成的简化方法[J]. 工程抗震, 2003(1):30—36.

(收稿日期:2004-12-13 编辑:熊水斌)