

指数函数模量成层地基上变截面坝的 随机地震反应分析

王爱勤¹, 王春玲²

(1. 长安大学 理学院, 陕西 西安 710064; 2. 西安建筑科技大学理学院, 陕西 西安 710055)

摘要:利用剪切梁理论推导出了指数函数剪切模量成层地基上变截面坝的自振频率方程及任意阶振型函数的解析表达式,在此基础上用振型叠加原理分别给出了地基和变截面坝的地震反应解析表达式。利用随机振动理论,并基于基岩输入地震加速度的功率谱密度函数(白噪声谱和过滤白噪声谱),研究了地基和变截面坝对地震的随机动力响应问题。数值计算表明:①在白噪声谱的情况下,土层和变截面坝的最大期望反应均有别于过滤白噪声谱时的相应值;②平稳输入与输出时地基和变截面坝的最大期望反应与平稳输入非平稳输出的相应值很接近;③平稳输入过高地估计了土层和变截面坝的随机响应。

关键词: 变截面坝; 自振频率; 随机地震反应; 解析方法

中图分类号: TU311.3; TU973.31

文献标识码: A

文章编号: 1000-0844(2008)01-0031-05

Random Earthquake Response of the Varied Section Dam on the Layered Foundation with Exponential Function Shear Modulus

WANG Ai-qin¹, WANG Chun-ling²

(1. School of Science, Chang'an University, Xi'an 710064, China;

2. School of Science, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China)

Abstract: The formulas for computing natural frequencies and the modes of varied section dam on layered foundation with exponential function shear modulus are derived according to shear beam theory. Furthermore, the seismic responses of the dam and the layered foundation are calculated using mode-superposition scheme. Dynamic responses of the dams and the layered foundations to earthquake are studied by the theory of random vibration, in which two cases of power spectral intensity function for earthquake acceleration inputting at base rock are considered: the white noise spectrum and the filter white noise spectrum. The numerical calculation results show that: ① In the case that the power spectral density of the earthquake acceleration inputting at base rock is the white noise spectrum, the maximum expected responses of the layered foundation and the dam are different from the case of the filter white noise spectrum. ② In stationary importing and exporting, the maximum expected responses of the dam and the foundation are as same as that in the case of stationary importing and no stationary exporting. ③ In both case of the earthquake acceleration inputting at base rock and the stationary random response process, the random responses of the foundation and the dam are over-estimated.

Key words: Varied section dam; Natural frequency; Random earthquake response; Analytical method

收稿日期: 2007-08-14

基金项目: 陕西省自然科学基金资助项目(2006D23)

作者简介: 王爱勤(1964—), 女, 安徽人, 副教授, 主要从事结构工程方面研究。

0 引言

许多宏观震害说明,地震时坝的受害程度往往有着很大差别。其主要原因是地震时坝与地基构成了一个相互作用体系^[1-2];另外地基土不但具有层状性,而且从地基土的现场剪切波测试资料可以发现地基土剪切波往往随深度的增加而增大。此现象说明在一般情况下土层的物理力学性质具有非均匀性^[3-5];地震动又具有随机性^[6-9],因此全面考虑上述因素来研究地基上变截面坝的地震反应是十分有用的。而目前这种研究报道还未曾见过。

本文全面考虑地基的不均匀层状性、地震动的随机性以及地基与坝体的相互作用,利用随机振动理论研究指数函数剪切模量成层地基上变截面坝的随机地震反应。为了反映土层的非均匀性特征,将剪切模量随土层深度的变化用深度的指数函数来表示^[5,7-8],且用一维波动法计算地基的地震反应;对其上的坝体用工程上习用的剪切梁法计算坝体的反应,从而使体系化为一维体系,利用坝—基交接面上的相容条件推导体系相对基岩面的传递函数,使问题得以求解,得出一些对工程有意义的结论。本研究将具有一定的理论意义和明显的应用前景。

1 定解方程及其数学求解

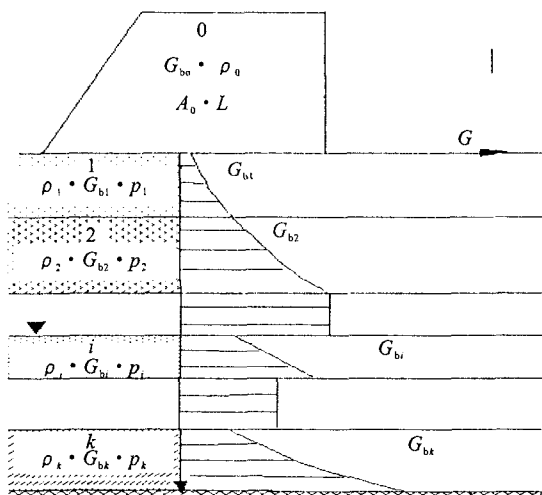


图1 地基地震反应计算简图

Fig.1 Analytic model for the seismic responses of the layered foundations.

对于图1所示的水平成层场地剖面,假定每层内剪切模量是其深度的某一指数函数,即: $G_i(z_i) = G_{bi}e^{\rho_i z_i}$, $0 \leq z_i \leq H_i$, 其中 G_{bi} 为层顶处的剪切模量; H_i 为第 i 层地基的厚度。水平剪切地震波自基岩处向上垂直传播,基岩处地面运动加速度为 $\ddot{u}(t)$;

其上有一长为 L , 单位宽度的横截面积 A 随高度线性变化,即 $A = A_0(1 + bz/L)$ 。其中 A_0 为坝底面的面积;动剪切模量与抗剪截面系数之比为 G_{b0} 。若各土层水平向相对位移分别以 $V_i (i=1, 2, \dots, k)$ 表示,变截面坝的水平相对位移为 V_0 ,则在不计阻尼的情况下体系的自由振动控制方程为^[9-11]

$$\frac{\partial^2 V_i}{\partial t^2} - \frac{1}{\rho_i} \frac{\partial}{\partial z_i} \left[G_i(z_i) \frac{\partial V_i}{\partial z_i} \right] = 0, \quad (i = 1, 2, \dots, k) \quad (1)$$

$$\frac{\partial^2 V_0}{\partial t^2} - \frac{1}{A\rho_0} \frac{\partial}{\partial z} (AG_{b0} \frac{\partial V_0}{\partial z}) = 0 \quad (2)$$

设稳态通解为

$$V_i(z_i, t) = v_i(z_i)e^{i\omega t}, \quad (i = 0, 2, \dots, k) \quad (3)$$

$$v_i(z_i) = x_i^{\frac{1}{2}} [A_i J_1(2k_i x_i^{\frac{1}{2}}) + B_i Y_1(2k_i x_i^{\frac{1}{2}})], \quad (i = 1, 2, \dots, k) \quad (4)$$

$$v_0(z) = A_0 J_0(k_0(L + bz)) + B_0 Y_0(k_0(L + bz)) \quad (5)$$

式中 J_1, Y_1 分别是第一类和第二类一阶 Bessel 函数; $x_i = e^{-\rho_i z_i}$; $k_i = \omega / p_i C_{bi}$; $k_0 = \omega / (b C_{b0})$; $C_{bi} = \sqrt{G_{bi} / \rho_i}$; $C_{b0} = \sqrt{G_{b0} / \rho_0}$, $\lambda_0 = \sqrt{\rho_0 / G_{b0}}$; A_i, B_i 为待定系数。

利用相邻两层在界面处位移与剪应力的连续条件得

$$\begin{Bmatrix} A_{i+1} \\ B_{i+1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} t_{11}^{i+1,i} & t_{12}^{i+1,i} \\ t_{21}^{i+1,i} & t_{22}^{i+1,i} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_i \\ B_i \end{Bmatrix} = T^{(i+1,i)} \begin{Bmatrix} A_i \\ B_i \end{Bmatrix} \quad (6)$$

式中: $t_{pq}^{i+1,i} (p, q = 1, 2), \lambda_i, \theta_i, \beta_{i+1,i}$ 的表达式见文献[5]。

由坝和地基在地基表面处的位移、力的连续条件得

$$\begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} t_{11}^{1,0} & t_{12}^{1,0} \\ t_{21}^{1,0} & t_{22}^{1,0} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_0 \\ B_0 \end{Bmatrix} = T^{(1,0)} \begin{Bmatrix} A_0 \\ B_0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

最后坝顶层与地基层间存在关系:

$$\begin{Bmatrix} A_k \\ B_k \end{Bmatrix} = T^{(k,k-1)} \dots T^{(1,0)} \begin{Bmatrix} A_0 \\ B_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} t_{11}^{k,1} & t_{12}^{k,1} \\ t_{21}^{k,1} & t_{22}^{k,1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_0 \\ B_0 \end{Bmatrix} \quad (8)$$

由地基层层零位移条件和坝顶层零剪应力条件又有

$$\begin{aligned} A_0 J_1(a_0) + B_0 Y_1(a_0) &= 0, \\ A_k J_1(\lambda_k \theta_k) + B_k Y_1(\lambda_k \theta_k) &= 0 \end{aligned} \quad (9)$$

这里 $a_0 = k_0 L(1 - b)$, 由式(8)、(9)不难得频率方程:

$$\begin{aligned} f(\omega) &= [t_{11}^{k,1} Y_1(a_0) - t_{12}^{k,1} J_1(a_0)] J_1(\lambda_k \theta_k) \\ &\quad + [t_{21}^{k,1} Y_1(a_0) - t_{22}^{k,1} J_1(a_0)] Y_1(\lambda_k \theta_k) \\ &= 0 \end{aligned} \quad (10)$$

2 基岩处地震动下指数函数剪切模量成层地基上变截面坝的地震响应分析

在基岩处地震运动 $\ddot{u}(t)$ 的作用下,若不考虑阻尼成层场地上变截面坝的动力学方程为^[8-9]

$$\frac{\partial^2 V_i}{\partial t^2} - \frac{1}{\rho_i} \frac{\partial}{\partial z_i} \left[G_i(z_i) \frac{\partial V_i}{\partial z_i} \right] = -\ddot{u}(t), \quad (i = 1, 2, \dots, k) \quad (11)$$

$$\frac{\partial^2 V_0}{\partial t^2} - \frac{1}{A\rho_0} \frac{\partial}{\partial z} (AG_{b0} \frac{\partial V_0}{\partial z}) = -\ddot{u}(t) \quad (12)$$

利用振型叠加法,可以求得动力位移响应函数 $V_i(z, t)$ 得级数表达式:

$$V_i(z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \eta_m \nu_{im}(z) W_m(t) \quad (13)$$

$$\text{这里 } \eta_m(t) = \frac{\left(\sum_{i=1}^k \rho_i \int_0^{H_i} \nu_{im} dz_i + \rho_0 \int_{-L}^0 \nu_{0m} dz \right)}{\left(\sum_{i=1}^k \rho_i \int_0^{H_i} \nu_{im}^2 dz_i + \rho_0 \int_{-L}^0 \nu_{0m}^2 dz \right)}$$

阻尼对坝的地震反应影响很大,在地基和坝的阻尼比接近时 $W_m(t)$ 是具有频率为 ω_m 、阻尼比为 μ_m 的单自由度线性振子的时域地震响应函数,即

$$W_m(t) = \int_0^t \ddot{u}(\tau) \tilde{h}_m(t-\tau) d\tau \quad (14)$$

式中

$$\tilde{h}_m(t) = -\frac{1}{\omega_m} e^{-\mu_m \omega_m t} \sin \omega_m' t; \quad (15)$$

$$\omega_m' = \omega_m \sqrt{1 - \mu_m^2}$$

进一步推导不难得到地基和变截面坝的相对位移、剪应变、剪应力以及绝对加速度反应分别为

$$V_i(z, t) = \sum_{m=1}^{\infty} \eta_m \nu_{im}(z) W_m(t),$$

$$\gamma_i(z, t) = \frac{\partial V_i}{\partial z} = \sum_{m=1}^{\infty} \eta_m \frac{\partial \nu_{im}(z)}{\partial z} W_m(t)$$

$$\tau_i(z, t) = G_i \frac{\partial V_i}{\partial z} = \sum_{m=1}^{\infty} G_i \eta_m \frac{\partial \nu_{im}(z)}{\partial z} W_m(t),$$

$$V_u(z, t) = V_i(z, t) + \ddot{u}(t)$$

3 基岩处地震动下地基上变截面坝的随机地震反应分析

3.1 平稳输入平稳输出情形

将上述相对位移、绝对加速度、剪应变反应统一写为

$$U(z, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \xi_i \varphi_i(z) W_i(t) \quad (16)$$

式中 ξ_i 为振型参与系数; φ_i 为振型函数。对式(16)两端进行傅氏变换,得到反应的方差为

$$\sigma_{U_i}^2(z) = \sum_{j=1}^{\infty} \xi_j^2 \varphi_j^2(z) \sigma_{U_j}^2 + \sum_{j \neq n} \xi_n \xi_j \varphi_n(z) \varphi_j(z) \sigma_{U_j U_n} \quad (17)$$

式中

$$\sigma_{U_j}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |H_j(i\omega)|^2 S_g(\omega) d\omega; \quad (18)$$

$$\sigma_{U_j U_n} = \int_{-\infty}^{\infty} H_j(i\omega) H_n^*(i\omega) S_g(\omega) d\omega$$

这里 $H_j(i\omega) = \frac{1}{-\omega^2 + \omega_j^2 + i2\mu_j \omega \omega_j}$ 为第 j 振型频率响应函数; $H_n^*(i\omega)$ 为其共轭复数; $S_g(\omega)$ 为基岩地震动平稳随机过程 $u(t)$ 的单边功率谱密度。

类似有

$$U_{\max}(z) = \left[\sum_{j=1}^{\infty} \xi_j^2 \varphi_j^2(z) U_{j\max}^2 \right]^{1/2} \quad (19)$$

$U_{j\max}$ 为体系各振型最大反应。

对白噪声谱,即 $S_g(\omega) = S_0$, 由式(18)有

$$\sigma_{U_j}^2 = \frac{\pi S_0}{2\mu_j \omega_j^3} \quad (20)$$

对过滤白噪声谱,即

$$S_g(\omega) = \frac{\omega_0^4 + 4\beta^2 \omega^2 \omega_0^2}{(\omega_0^2 - \omega^2)^2 + 4\beta^2 \omega^2 \omega_0^2} S_0 \quad (21)$$

式中 ω_0 和 β 为参数。将式(21)代入式(18),得到振型反应的方差为

$$\sigma_{U_j}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} |H_j(i\omega)|^2 S_g(\omega) d\omega = \frac{\pi S_0 \omega_0 [4\beta \omega_j (\mu_j \omega_j - \beta \omega_0) (\mu_j \omega_0 - \beta \omega_j) + \omega_0^2 \beta - \omega_j^3 \mu_j]}{2\mu_j \beta \omega_j^3 [4\omega_0 \omega_j (\mu_j \omega_0 - \beta \omega_j) (\mu_j \omega_j - \beta \omega_0) + (\omega_0^2 - \omega_j^2)^2]} \quad (22)$$

对白噪声谱、过滤白噪声谱得其振型反应的导数方差分别为

$$\sigma_{U_j}^2 = \frac{\pi S_0}{2\mu_j \omega_j^3};$$

$$\sigma_{U_j}^2 = \frac{\pi S_0 \omega_0^2 [4\beta^2 \omega_j (\beta \omega_j - \mu_j \omega_0) + \omega_0 (\beta \omega_0 - \mu_j \omega_j)]}{2\mu_j \beta \omega_j [4\omega_0 \omega_j (\mu_j \omega_0 - \beta \omega_j) (\mu_j \omega_j - \beta \omega_0) + (\omega_0^2 - \omega_j^2)^2]} \quad (23)$$

单位时间内向上和向下的期望越零率 N_{0j} 分别为

$$N_{0j} = \frac{\sigma_{U_j}}{\pi \sigma_{U_j}} = \frac{\omega_j}{\pi};$$

$$N_{0j} = \frac{\omega_j}{\pi} \left\{ \frac{\omega_0 [4\beta^2 \omega_j (\beta \omega_j - \mu_j \omega_0) + \omega_0 (\beta \omega_0 - \mu_j \omega_j)]}{4\beta \omega_j (\mu_j \omega_j - \beta \omega_0) (\mu_j \omega_0 - \beta \omega_j) + (\omega_0^2 - \omega_j^2)^2} \right\}^{1/2} \quad (24)$$

于是得到振型最大反应的均值和方差分别为

$$E[U_{j\max}] = \left[\sqrt{2\ln(N_{0j}T_d)} + \frac{0.5772}{\sqrt{2\ln(N_{0j}T_d)}} \right] \sigma_{U_j};$$

$$\sigma_{U_{j\max}} = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\sqrt{2\ln(N_{0j}T_d)}} \sigma_{U_j} \quad (25)$$

3.2 平稳输入非平稳输出情形

当考虑初时条件的影响将引起体系的非平稳反应,此时在基岩输入加速度功率谱密度 $S_g(\omega)$ 相对平缓的情况下,利用平稳输入的非平稳反应的近似结果可以得到土层振型反应的方差近似值及在时间 T_d 上的平均值分别为

$$\sigma_{U_j}^2(t) = \frac{\pi S_g(\omega_j)}{2\mu_j\omega_j^3} (1 - e^{-2\mu_j\omega_j t}),$$

$$\overline{\sigma_{U_j}^2(t)} = \frac{\pi S_g(\omega_j)}{2\mu_j\omega_j^3} \left[1 - \frac{1}{2\mu_j\omega_j T_d} (1 - e^{-2\mu_j\omega_j T_d}) \right] \quad (26)$$

用式(26)中的 $\overline{\sigma_{U_j}^2(t)}$ 代替式(25)中的 $\sigma_{U_j}^2$,便求得基岩平均平稳地震动输入之下土层非平稳反应的振型最大反应的均值及其方差。然后由式(19)即可求得土层最大反应的均值。

3.3 非平稳输入非平稳输出情形

为了描述基岩地震动的渐进非平稳特征,通常基岩加速度可表示为: $u = f(t)x(t)$, 式中 $x(t)$ 是平均峰值在长时间内几乎不变化的平稳过程; $f(t)$ 是表示地震过程 $\ddot{u}(t)$ 的渐进非平稳性的强度包络线函数; $f(t)$ 及持时 T_d 通常采用文献[7]中给出的形式。设平稳过程 $x(t)$ 的功率谱密度函数为 $S_g(\omega)$, 于是有 $S_u(\omega, t) = f^2(t) S_g(\omega)$, 用文献[7]中的方法可得到 $\sigma_{U_j}^2(t) = \frac{\pi S_g(\omega_j)}{2\mu_j\omega_j^3} (1 - e^{-2\mu_j\omega_j t}) f^2(t)$

$$\overline{\sigma_{U_j}^2(t)} = \frac{\pi S_g(\omega_j)}{2\mu_j\omega_j^3 T_d} \left\{ \frac{t_1}{5} + \frac{1}{2\mu_j\omega_j} \left(1 + \frac{2}{\mu_j\omega_j t_1} + \frac{3}{\mu_j^3\omega_j^3 t_1^3} \right) \right.$$

$$+ \frac{3}{2\mu_j^4\omega_j^4 t_1^4} + \frac{3}{\mu_j^2\omega_j^2 t_1^2} \left. \right\} e^{-2\mu_j\omega_j t_1} - \frac{3}{4\mu_j^5\omega_j^5 t_1^4} + t_2 - t_1$$

$$+ \frac{1}{2\mu_j\omega_j} (e^{-2\mu_j\omega_j t_2} - e^{-2\mu_j\omega_j t_1}) + \frac{1}{2(\mu_j\omega_j + c)c} [-ce^{-2\mu_j\omega_j t_2}$$

$$+ \mu_j\omega_j + c - e^{-2c(T_d - t_2)} (-ce^{-2\mu_j\omega_j T_d} + \mu_j\omega_j + c)] \}$$

上式中的 $\overline{\sigma_{U_j}^2(t)}$ 代替式(25)中的 $\sigma_{U_j}^2$,再由式(19)可得土层最大反应的均值。

3.4 考虑土层的非线性

根据 Hardin-Drnevich 模型,土层的动力本构关系可表示为

$$G_i/G_{i,\max} = (1 + \gamma_i/\gamma_r)^{-1};$$

$$\mu_i = \mu_{i,\max} (1 - G_i/G_{i,\max}) \quad (27)$$

式中, γ_r 为参考剪应变; $G_{i,\max}$ 和 $\mu_{i,\max}$ 分别为最大动剪切模量和最大阻尼比。土层的非线性按下述方式

考虑:首先假定第 i 层土的等效剪应变 γ_a' , 初始的 $G_i/G_{i,\max}$ 和 μ_i 由式(27)确定,则层顶处的动剪切模量 $G_{bi} = G_{bi,\max} (G_i/G_{i,\max})$, $G_{bi,\max}$ 为层顶处的最大动剪切模量;然后对系统做随机地震反应计算,从剪应变功率谱密度可求得剪应变的均方差反应 σ_π ,取等效剪应变 $\gamma_a = \sqrt{2}\sigma_\pi$;一般可将每层土分成 10~20 等分,计算这 10~20 个高度处的 γ_a ,求其平均得第 i 层土的等效剪应变 γ_a' ;将此 γ_a' 与之前的第 i 层土的等效剪应变对比,如两者不等,则按求出的 γ_a' 由式(27)求得新的 $G_i/G_{i,\max}$ 和 μ_i ,进而求得新的 G_{bi} ,再做系统的随机地震反应分析,重复迭代计算,直到前后两次得 γ_a' 接近为止。

4 数值算例

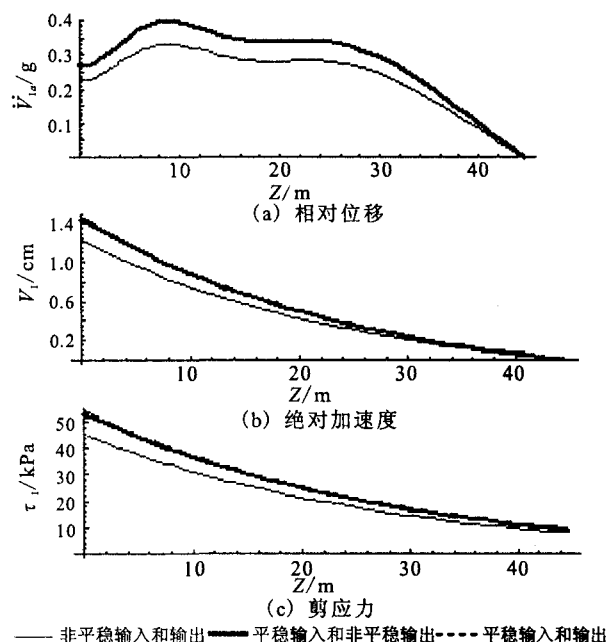


图2 地基土的最大期望反应

Fig. 2 The maximum expected responses of the layered foundations.

考虑地基土: 阻尼比为 $\mu_{i,\max} = 0.1$; $\gamma_r = 2.0 \times 10^{-4}$; $\rho_1 = 210 \text{ kg/m}^3$; $H_1 = 44.7 \text{ m}$; $G_{1,\max}(z_1) = 90.319e^{0.041z_1} \text{ MPa}$; 土坝高度 $L = 20 \text{ m}$; 动剪切模量与抗剪截面系数之比为 $G_{b0} = 80/1.2 \text{ MPa}$; 坝底面积 $A_0 = 15 \text{ m}^2$; 密度 ρ_0 为 2 t/m^3 。据此资料得前八阶频率分别为:

$$\begin{aligned} \omega_1 &= 9.888 \ 735 \ 321 \ 246 \ 18; \\ \omega_2 &= 31.061 \ 978 \ 666 \ 963 \ 704; \\ \omega_3 &= 55.217 \ 890 \ 753 \ 970 \ 806; \\ \omega_4 &= 73.189 \ 218 \ 490 \ 905 \ 23; \\ \omega_5 &= 90.105 \ 341 \ 760 \ 134 \ 3; \end{aligned}$$

$$\omega_6 = 114.320 \ 214 \ 016 \ 970 \ 97;$$

$$\omega_7 = 136.716 \ 249 \ 570 \ 623 \ 8;$$

$$\omega_8 = 151.720 \ 816 \ 966 \ 745 \ 2$$

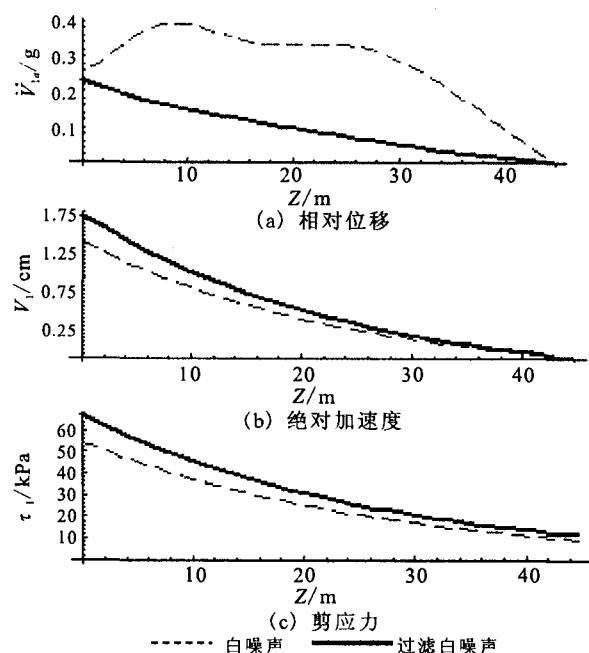


图 3 基岩稳态输入下地基土的最大期望稳态反应

Fig. 3 The maximum expected stationary responses of the layered foundations.

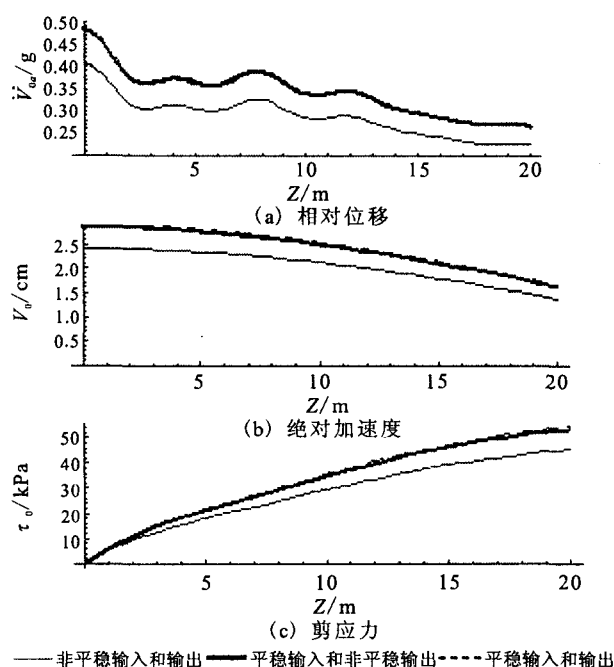


图 4 坝的最大期望反应

Fig. 4 The maximum expected responses of the dam.

50%的相对持时 $T_d = 14.694 \text{ s}$; 基岩输入地震的功率谱密度函数的谱强度因子 $S_0 = 50.517$ 。利用上述数据算得的地基最大期望反应(相对位移、绝对加速度、剪应力)示于图 2、图 3 中, 坝的相对位移、绝对加速度、剪应力最大期望示于图 4、图 5 中。

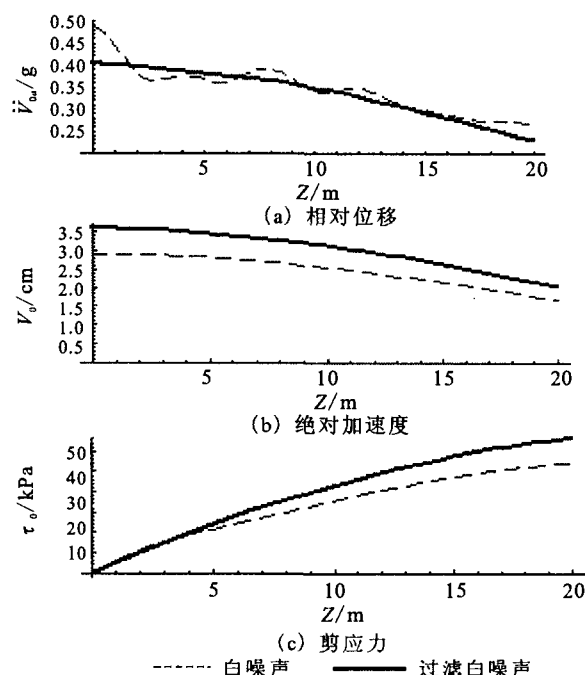


图 5 基岩稳态输入下坝的最大期望稳态反应

Fig. 5 The maximum expected stationary responses of the dam.

5 结论

基于上述数值计算结果分析可以得出如下结论:

(1) 岩输入地震加速度的功率谱为白噪声谱的情况下, 地基和其上变截面坝的最大期望反应无论是相对位移、绝对加速度还是剪应力, 均有别于过滤白噪声谱时的相应值;

(2) 平稳输入与输出时地基和变截面坝的最大期望反应与平稳输入非平稳输出的相应值很接近;

(3) 以基岩输入地震加速度为非平稳过程时地基和变截面坝的非平稳最大期望反应为最小。

实际强震加速度记录表明地震动具有非平稳性特征, 因此平稳输入过高地估计了地基和变截面坝的随机响应, 非平稳输入模式比较符合实际。

(下转 45 页)

若强度包络线函数 $f(t)$ 的参数为: $t_1 = 5.165 \text{ s}$; $t_2 = 12.862 \text{ s}$; $k = 0.126$; 地震动幅值超过峰值的

(3) 台面输入加速度峰值相当于地震烈度 9.5 度时,模型房屋底部与基座产生裂缝,基础底板有局部断裂现象,有局部滑移,墙体裂缝不层增加,主体结构基本完好,未有倒塌现象。

(4) 新型石木结构的墙体材料主要是河流高漫滩和低阶地上的砂石料,这些砂石料天然级配较好,含土量极少,硬度高,是较好的建材。

由于此次试验的准备尚没有考虑周到,在试验过程中对在模型顶部施加配重问题尚欠妥,因此在做试验的时候房屋顶部配重有局部滑移,从而对模型施加输入加速度有一定的影响。

因本试验室振动台只能做单向振动台试验,而实际地震时房屋可能承受地震的三向振动作用,因此此次试验结果与实际地震波的作用有一定的出入。由于此房屋结构为单层结构,房屋面积小,结构自振频率低,整体刚度小,因此地震波的横向作用对房屋的影响较大,对结构起主要作用,因此试验结论有一定的借鉴意义。我们会在以后对之进行三向地

震波作用试验作以补充性验证,以求能更好的反应出结构的抗震性能。另外在后面的研究及试验当中我们应对墙体材料的进一步改进及屋面配重问题等都需作出相应的改进,从而使这个新型结构能够在实际得抗震安居工程中得到推广使用。

[参考文献]

- [1] 姚谦峰,陈平. 土木工程结构试验[M]. 北京:中国建筑业出版社,2001.
- [2] 郑三锁. 动力试验模型在任意配重条件下与原型结构的相似关系[J]. 工业建筑,2000,(30):35-39.
- [3] 刘锡军,邹银生. 底部两层框架结构模型试验及动力相似关系[J]. 工程抗震,2001,12(4):27-28.
- [4] 杨旭东. 振动台模型试验若干问题的研究[D]. 北京:中国建筑科学研究院,2005.
- [5] 郭继武. 建筑抗震设计[M]. 北京:高等教育出版社,1990.
- [6] 万世臻. 新疆伽师地区农村民居震害及重建措施[J]. 工程抗震,1999,10(4):40-42.
- [7] 张勇. 抗震安居房遍布天山南北—发展中的新疆城乡抗震安居工程[J]. 防震博览,2005,(6):25-26.

(上接 35 页)

[参考文献]

- [1] Sivadurai A P S. Elastic Analysis of a Soil-structure Interaction[M]. New Jersey: Preenice-Hall, 1978.
- [2] J P Wolf. Dynamic Soil-Structure Interaction[M]. [S. l.]: Prentice-Hall, 1985.
- [3] 栾茂田,金崇磐,林皋. 非均质地基振动特性及地震反应分析[J]. 大连理工大学学报,1992,32(1): 81-87.
- [4] Ikuo Towhata. Seismic Wave Propagation in Elastic Soil with Continuous Variation of Shear Modulus in the Vertical Direction[J]. Soil and Foundation, 1996, 36(1):61-72.
- [5] 王春玲,黄义,张为民. 指数函数剪切模量的成层土地震反应解析解[J]. 长安大学学报(自然科学版),2003,23(4):15-17.
- [6] Lin Jiahao. A Fast CQC Algorithm of PSD Matrices for Random Seismic Responses[J]. Computer & Structures, 1992, 44(3), 683-687.
- [7] 曾心传,秦小军. 土层对地震的随机反应分析[J]. 地震工程与工程振动,1998,18(3):27-38.
- [8] 王春玲,黄义. 指数函数剪切模量土层的地震随机反应[J]. 岩土力学,2003,24(6):892-895.
- [9] 林家浩. 剪切梁随机地震响应的李兹法[J]. 应用力学学报,1994,11(3):107-110.
- [10] 孔宪京,韩国城,张天明. 土石坝与地基地震反应分析的波动—剪切梁法[J]. 大连理工大学学报,1994,34(2):173-179.
- [11] 刘平,李琪. 基底隔震建筑的剪切梁动力模型[J]. 工程力学,1998,15(3):90-97.