

文章编号:1007-4708(2009)05-0670-06

设防烈度下非比例阻尼结构地震随机 响应峰值区间估计方法

刘文锋*, 白志强, 隋杰英, 付兴潘

(青岛理工大学 土木工程学院, 青岛 266033)

摘 要:建立与抗震规范设防水准相一致的地震动随机模型,给出了非比例阻尼结构体系地震反应运动方程,推导了非比例阻尼结构体系分析的复振型时域闭合解和地震随机响应的闭合解。通过随机响应的峰值因子和变异系数获得了非比例阻尼结构体系的地震动随机响应峰值均值和方差,提出了设防烈度下非比例阻尼结构体系随机响应峰值区间估计方法。计算31条实际地震记录的复振型时域闭合解,并与地震随机响应的闭合解进行了比较,算例结果表明随机响应峰值区间估计方法的合理性和有效性。地震响应区间分析方法将是工程抗震设计的一个重要方法。

关键词:设防水准;非比例阻尼;复振型;变异系数;地震随机响应峰值;区间估计

中图分类号:TU311.3;O321

文献标识码:A

1 引 言

近20年来,在地震工程学、结构动力学、土动力学和弹性动力学中,非比例阻尼结构的地震动反应分析研究取得了一些重要成果,并在复合材料的动力分析、减震、隔震结构体系、新型组合结构体系、土-结构、液体-结构、土-液体-结构相互作用体系中广泛应用,但多数研究成果是确定性的复模态振型分解方法^[1,2]。

地震地面运动受到断层机制、震源特征、传播途径和场地条件等许多不确定性因素的影响,具有强烈的随机性,采用统计特性对地震反应进行随机分析更加合理。

目前在比例阻尼结构体系和非比例阻尼结构体系进行地震随机分析中,主要研究包括与规范相适应的地震动的随机模型和空间变化效应、结构的随机性、广义随机地震响应分析^[3-7]。作为地震动随机模型,有平稳模型、强度非平稳模型、演变随机模型,平稳模型包括白噪声模型、过滤白噪声模型

和双重过滤白噪声模型,强度非平稳模型包括单峰值和多峰值。地震动的空间变化效应主要包括行波效应、相干效应、衰减效应和局部效应。结构的随机性主要包括弹塑性材料的随机性、结构物理性能的随机性、几何尺寸的随机性、结构边界的随机性、结构拓扑的随机性和结构失效演化规律等内容。广义随机地震响应分析包括超概率特性分析、双随机特性分析、模糊随机性分析、非概率的随机性分析。

由于国际上大多数国家的工程抗震设计规范是采用反应谱确定地震动输入,为了推动地震动随机模型在工程抗震设计中的应用,近期一些研究者建立了地震动随机模型与现行抗震设计规范的反应该谱之间的关系^[8,9]。在与抗震规范设防水准相一致的地震动输入下,峰值均值可靠性、峰值均值的方差以及峰值均值与实际地震记录最大值的均值之间的关系等方面的研究成果较少,然而,地震响应峰值是抗震设计中最重要参数,缺乏这方面的研究,随机反应分析方法难以在抗震设计中合理应用。因此,在抗震规范规定的设防水准下,能合理评估与评价地震响应最大值的理论和方法,对推动随机振动方法在抗震设计中的应用是十分必要的,具有重要的理论和实践意义。

本文首先建立与抗震规范设防水准相一致的地震动随机模型,给出了非比例阻尼结构体系地震

收稿日期:2007-09-28;**修改稿收到日期:**2008-07-14.

基金项目:国家自然科学基金(50878110);山东省自然科学基金(Y2008F58)和山东省教育厅科技计划(J07YA09-2)资助项目.

作者简介:刘文锋*(1966-),男,博士,教授
(E-mail:lwf6688@sohu.com);
白志强(1980-),男,硕士,助教;
隋杰英(1973-),女,博士,副教授.

反应运动方程,推导了非比例阻尼结构体系分析的复振型时域闭合解和地震随机响应的闭合解。通过随机响应的变异系数获得了非比例阻尼结构体系的地震随机响应的最大响应均值和方差,提出了设防烈度下非比例阻尼结构体系随机响应峰值的区间估计的方法。计算 31 条实际地震记录的复振型时域闭合解,并与地震随机响应的闭合解进行了比较,算例结果表明随机响应峰值区间估计方法的合理性和有效性。

2 设防烈度下的地震动随机模型

2.1 地震动平稳随机模型及参数确定

Kainai 和 Tajimi 提出的平稳随机模型是通常采用的过滤白噪声模型,功率谱函数为

$$S(\omega) = \frac{1 + 4\zeta_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right)^2 + 4\zeta_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}} S_0 \tag{1}$$

式中 S_0 为白噪声的谱密度, ζ_g 和 ω_g 分别为场地土的阻尼比和特征频率。给出了与《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 对应的场地土参数值列入表 1。

表 1 场地土参数

Tab. 1 Soil dynamic parameters of site

场地类别	I	II	III	IV
设计地震第一组	25. 13	17. 95	13. 96	9. 67
设计地震第二组	20. 94	15. 71	11. 42	8. 38
ω_g 设计地震第三组	17. 95	13. 96	9. 67	6. 98
ζ_g	0. 64	0. 72	0. 80	0. 90

2.2 地震动平稳随机激励作用下的最大反应

假定设计反应谱的反应最大值均值,可通过线性结构在平稳地震激励作用下的最大反应表示:

$$a_m = r\sigma_s \tag{2}$$

式中 σ_s 为反应的均方差, r 为峰值因子, $r = \sqrt{2\ln(vt_d)+0.5772}/\sqrt{2\ln(vt_d)}$, $v=(1/\pi)/\sqrt{\lambda_2/\lambda_0}$, $\lambda_0 = \int_{-\infty}^{\infty} S_a(\omega) d\omega$, $\lambda_2 = \int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S_a(\omega) d\omega$, $t_d = \ln 2/c + t_2 - t_1/\sqrt{2}$, v 为加速度的期望交零率, t_d 为地震动的持时, t_1 和 t_2 分别是 Amin 和 Ang 提出的三段均匀调制函数各平稳段的首末时间, λ_0 和 λ_2 为反应的零阶和二阶谱矩。

2.3 地震动模型的平稳化

非平稳模型在 t_d 上取平均值,可得地面加速度的方差为

$$\sigma_s^2 = f^2(t)\sigma_a^2 \tag{3}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{1}{t_d} \int_{t_1/\sqrt{2}}^{t_1/\sqrt{2}+t_d} f^2(t)\sigma_a^2 dt = M\sigma_a^2 = MNS_0 \tag{4}$$

式中 $f(t)$ 是均匀调制函数, $\sigma_a^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_a(\omega) d\omega$, $N = \int_{-\infty}^{\infty} \left\{ \left(1 + 4\zeta_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right) / \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right)^2 + 4\zeta_g^2 \frac{\omega^2}{\omega_g^2}\right] \right\} d\omega$, $M = [- (32 + \sqrt{2})t_1/40 + t_2 + 3/8c]t_d$ 。

2.4 设防烈度下谱强度因子 S_0 的确定

将以上结果代入式(2),可确定 $S_0^{[9]}$:

$$S_0 = \frac{a_m^2}{MNr^2} = \frac{a_m^2}{\rho r^2} \tag{5}$$

式中 a_m 为地面加速度最大值,可按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001) 中规定的数值采用, a_m 值见表 2,经推导 ρ, r 的结果见表 3,利用表 2 和表 3 以及公式(5) 可计算 S_0 。

表 2 地面加速度最大值 a_m 的取值(单位:cm/s²)

Tab. 2 Value of maximum ground acceleration a_m (unit:cm/s²)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35(55)	70(110)	140
罕遇地震	——	220(310)	400(510)	620

注:括号内数值分别用于设计基本加速度为 0. 15 g 和 0. 30 g 的地区。

表 3 ρ, r 参数值

Tab. 3 Parameters of ρ, r

参数取值	设计地震分组	I 类场地	II 类场地	III 类场地	IV 类场地
ρ	第一组	119. 87	90. 88	73. 84	54. 29
	第二组	103. 37	81. 21	62. 04	47. 79
	第三组	90. 70	73. 31	53. 49	40. 48
r	第一组	3. 11	3. 15	3. 21	3. 28
	第二组	3. 08	3. 13	3. 18	3. 26
	第三组	3. 06	3. 11	3. 15	3. 24

3 非比例阻尼结构地震响应时程分析

采用复模态时程分析方法,可以确定实际地震记录下,非比例阻尼结构的地震响应,二阶微分方程为

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = [M]\{I\}\ddot{x}_g(t) \tag{6}$$

式中 $[M]$, $[K]$ 和 $[C]$ 为结构质量矩阵、刚度矩

阵、阻尼矩阵, $\{I\}$ 为单位列向量, $\ddot{x}_g(t)$ 为地面运动加速度, $\{\ddot{x}\}$ 、 $\{\dot{x}\}$ 和 $\{x\}$ 分别为结构相对于基础的加速度、速度和位移的列向量, 阻尼不满足 Caughey 和 O'kelley 给出经典阻尼的充要条件, 应采用复模态方法, 方程(6) 的状态空间方程为

$$[M_e]\{\dot{y}\} + [K_e]\{y\} = -[M_e]\{I_e\}\ddot{x}_g(t) \quad (7)$$

则通解为

$$z_j(t) = z_j(0)e^{\lambda_j t} + \int_0^t e^{\lambda_j(t-\tau)} \cdot F_{ej}(\tau) d\tau \quad (8)$$

式中 $z_j(0)$ 为 $t = t_0$ 时复模态响应, 最后返回到原结构体系, 可得原体系的响应^[10]:

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \{\dot{x}\} \\ \{x\} \end{Bmatrix} = [\Phi_e]\{z\} \quad (9)$$

$$\{\dot{y}\} = \begin{Bmatrix} \{\ddot{x}\} \\ \{\dot{x}\} \end{Bmatrix} = [\Phi_e]\{\dot{z}\} \quad (10)$$

4 非比例阻尼结构地震随机响应分析

4.1 地震激励的协方差

地震地面运动采用 Kanai-Tajimi 的白噪声模型, 其协方差函数为

$$C_{\ddot{x}_g}(\tau) = E[\ddot{x}_g(t)\ddot{x}_g(t+\tau)] = 2\pi S_0(g e^{q|\tau|} + \bar{g} e^{\bar{q}|\tau|}) \quad (11)$$

$$\text{式中 } g = \frac{\omega_g^2 + 4\alpha^2}{8\alpha} - j \frac{\omega_g^2 - 4\alpha^2}{8\beta}, q = -\alpha + j\beta,$$

$$\alpha = \xi_g \omega_g, \beta = \omega_g \sqrt{1 - \xi_g^2}, j = \sqrt{-1}.$$

广义激励的协方差函数为^[11]:

$$C_Z(\tau) = [C_Z^Z(\tau)] = [\alpha_{is} e^{q\tau} + \beta_{is} e^{\bar{q}\tau} + \gamma_{is} e^{\bar{\lambda}_s \tau}] \quad \tau \geq 0 \quad (12)$$

$$\text{式中 } \alpha_{is} = a_{is} g \left(\frac{1}{(\bar{\lambda}_s - q)} + \frac{1}{(\lambda_i + q)} \right)$$

$$\beta_{is} = a_{is} \bar{g} \left(1/(\bar{\lambda}_s - \bar{q}) + 1/(\lambda_i + q) \right)$$

$$\gamma_{is} = a_{is} \left[g \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_s + q} - \frac{1}{\lambda_i - q} \right) + \bar{g} \left(\frac{1}{\bar{\lambda}_s + \bar{q}} - \frac{1}{\lambda_i - \bar{q}} \right) \right]$$

$$a_{is} = 2\pi s_{is}/(\lambda_i + \bar{\lambda}_s), \quad (i, s = 1, 2, \dots, 2n)$$

4.2 非比例阻尼结构的地震随机响应

复模态响应矢量 $\{Z(t)\}$ 的协方差矩阵为

$$[C_Z(\tau)] = E[\{Z(t)\}\{\bar{Z}(t+\tau)\}^T] = \int_0^\infty \int_0^\infty [h(\xi)][C_F(t+\xi-\eta)][\bar{h}(\eta)] d\xi d\eta \quad (13)$$

系统位移、速度及加速度的协方差矩阵为

$$[C_x(\tau)] = E[\{x(t)\}\{x(t+\tau)\}^T] = [\Phi][C_Z(\tau)][\Phi]^T \quad (14)$$

$$\begin{aligned} [C_{\dot{x}\dot{x}}(\tau)] &= E[\{\dot{x}(t)\}\{\dot{x}(t+\tau)\}^T] = \\ &[\Phi][\Lambda][C_Z(\tau)][\Lambda]^T[\Phi]^T \quad (15) \\ [C_{\ddot{x}\ddot{x}}(\tau)] &= E[\{\ddot{x}(t)\}\{\ddot{x}(t+\tau)\}^T] = \\ &[\Phi][\Lambda][\Lambda][C_Z(\tau)][\Lambda]^T[\Lambda]^T[\Phi]^T \quad (16) \end{aligned}$$

5 非比例阻尼结构地震随机响应峰值区间估计

5.1 峰值因子的确定

由随机振动理论, 线性体系最大反应往往发生在地震激励的平稳段, 结构最大响应反应可近似看成平稳随机过程。根据公式(2) 可确定非比例阻尼结构地震随机响应峰值均值。

5.2 随机反应变量的变异系数

变异系数是衡量随机变量分布规律的一种无量纲指标, 是标准差与算数平均数之比, 随机变量的变异系数反应了随机变量分布的离散程度。给出线性体系随机反应分析方法变异系数的计算公式^[12]:

$$\delta = \frac{\sigma_{am}}{a_m} \quad (17)$$

式中 δ 为变异系数, 反应最大值均值的标准差

$$\sigma_{am} = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{\sigma_a}{\sqrt{2 \ln \nu t_d}}, \sigma_a \text{ 为反应标准差, } a_m \text{ 为按式}$$

(2) 算得的反应最大值均值, ν 和 t_d 分别为期望交零率和持时, 取法同前。

5.3 随机反应峰值的区间估计

地震是未来发生的不确定事件, 不管确定性地震响应分析方法本身具有多么高的精度, 只是对地震响应的估计或合理评估, 应当考虑地震不确定性的误差, 否则无法模拟实际响应。对于随机反应方法所得到的峰值均值, 采用式(19) 估计置信区间, 并进行可靠度分析。根据文献[13, 14] 的研究成果, 假定峰值分布服从对数正态分布, 概率密度函数为

$$f_{\ln}(x_a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta x_a} \exp \left[-\frac{(\ln x_a - \lambda)^2}{2\zeta^2} \right] \quad (18)$$

x_a 在区间 $(x_{a1}, x_{a2}]$ 内的概率为

$$\begin{aligned} P(x_{a1} < x_a \leq x_{a2}) &= \\ \int_{x_{a1}}^{x_{a2}} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta x_a} \exp \left[-\frac{(\ln x_a - \lambda)^2}{2\zeta^2} \right] dx_a &= \\ \Phi \left(\frac{\ln x_{a2} - \lambda}{\zeta} \right) - \Phi \left(\frac{\ln x_{a1} - \lambda}{\zeta} \right) \quad (19) \end{aligned}$$

式中 $\zeta = \sqrt{\ln(1 + \sigma_{am}^2/a_m^2)}$, $\lambda = \ln a_m^2 - \frac{1}{2}\zeta^2$, x_a 为结构体系反应的峰值, $\Phi(x)$ 为随机变量 x 的正态分布函数。

采用 K-S 校验^[14], $F_n^*(x_a)$ 为经验分布函数, $F_{ln}(x_a)$ 为理论分布函数, 计算检验值 $D_n = \sup_{x \in R} \{|F_n^*(x_a) - F_{ln}(x_a)|\}$, $D_n \leq D_{n,\alpha}$, $D_{n,\alpha}$ 是检验的临界值。

6 实例分析

十层剪切型现浇钢筋混凝土框架结构, 抗震设防烈度为 8 度(设计基本地震加速度为 0.3 g), 多遇地震, 每层集中质量为 $m_1 = \cdots = m_9 = 2.94 \times 10^5 \text{ kg}$, $m_{10} = 2.53 \times 10^5 \text{ kg}$, 层间刚度为 $k_1 = 9.6 \times 10^5 \text{ KN/m}$, $k_2 = \cdots = k_{10} = 7.6 \times 10^5 \text{ KN/m}$ 。采用层间型阻尼消能减震体系, 每一层中安装 14 个阻尼器, 阻尼器的设计参数分别为: 储能剪切模量 $G' = 3.0 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$, 损耗因子 $\eta = 0.71$, 有两层粘弹性材料, 每层厚 10 mm, 粘弹性材料的受剪面积 $A_{ve} = 2 \times 100 \times 250 = 50000 \text{ mm}^2$, 消能支撑与水平方向的夹角 $\theta = \arctg 3.6/5.1 = 35.22^\circ$, 如图 1 所示。

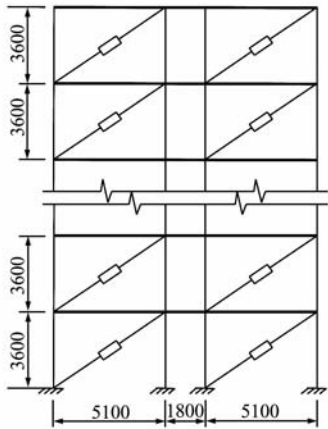
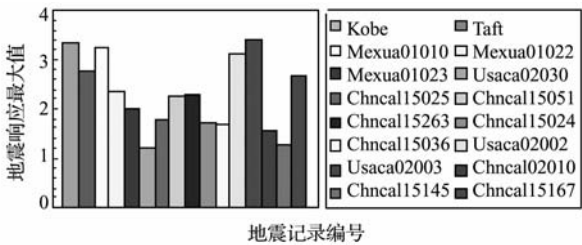
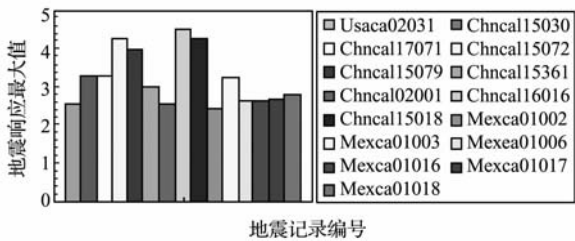


图 1 结构模型立面图(单位: mm)
Fig. 1 Model of structure (unit: mm)

选取近期和典型的地震记录, 包括台湾集集地震、阪神地震、北岭地震、墨西哥地震、唐山地震、塔夫特地震、爱尔森特罗地震等共 144 条强震记录, 计算反应谱并确定了卓越周期, 根据《建筑结构抗震规范》规定的特征周期分组, 选择 I 类场地第三组 16 条, IV 类场地第三组 15 条, 共 31 条地震记录, 采用复模态时程分析计算实际地震响应最大值。采用抗震规范设防水准下的 Kanai-Tajimi 过滤白噪声模型计算随机响应峰值均值, 实际地震响应最大值的均值、随机响应峰值均值、随机响应峰值均值的置信区间之间的比较见图 2。

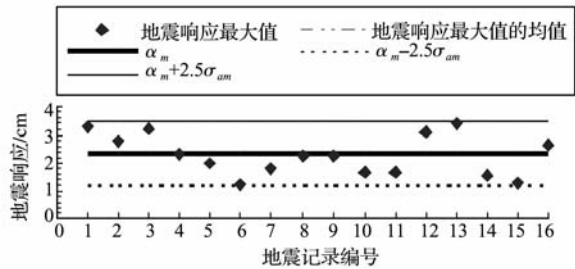


(a) I 类场地第三组
(a) 3rd Group in Site-Class I

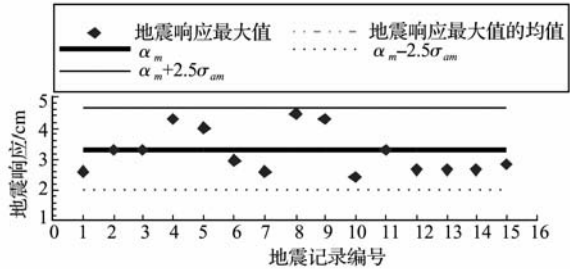


(b) IV 类场地第三组
(b) 3rd Group in Site-Class IV

图 2 地震响应最大值
Fig. 2 Maximum time history responses



(a) I 类场地第三组
(a) 3rd Group in Site-Class I



(b) IV 类场地第三组
(b) 3rd Group in Site-Class IV

图 3 随机响应峰值均值与地震响应最大值的均值的比较
Fig. 3 Comparison of the mean random seismic peak responses and the mean maximum time history responses

图 3 Comparison of the mean random seismic peak responses and the mean maximum time history responses

分析图 2 和图 3 可知,随机分析方法确定的非比例阻尼结构随机响应峰值均值,与确定性复模态时程分析计算实际地震响应最大值的均值计算结果是一致的,Ⅰ类场地第三组随机响应峰值均值是 2.32 cm,16 条实际地震响应最大值的均值 2.29 cm,采用 K-S 校验,检验水平 $\alpha = 0.05$ 时,地震响应最大值的概率密度分布服从对数正态分布,变异系数为 0.20,随机响应峰值均值 a_m 发生在置信区间 $(a_m - 2.5\sigma_{am}, a_m + 2.5\sigma_{am})$ 的可靠度为 0.9834;Ⅳ类场地第三组随机响应峰值均值是 3.31 cm,15 条实际地震响应最大值的均值 3.21 cm,采用 K-S 校验,检验水平 $\alpha = 0.03$ 时,地震响应最大值的概率密度分布服从对数正态分布,变异系数为 0.16,随机响应峰值均值 a_m 发生在置信区间 $(a_m - 2.5\sigma_{am}, a_m + 2.5\sigma_{am})$ 的可靠度为 0.9849。

7 结 论

长期以来,抗震设计理论是以确定性方法为主要计算方法,确定性抗震设计方法是在地震响应运动方程确定、地震动的初始条件确定,结构计算的边界条件确定下的情况得出的结果。然而,地震及其作用机制的复杂性,地震发生的随机性,导致地震响应在客观上是非确定的。对地震认识信息的非完备性和认识信息的瑕疵性,导致地震响应在认识程度上是非确定的;对地震及其演化失效判断的模糊性,导致地震响应在主观认识客观的路径(判断)上是非确定的,因此,地震响应是非确定的。本文对地震响应区间分析方法是是非确定性地震响应分析的一个重要方法,通过本文研究得出以下初步结论:

(1) 随机分析方法确定的非比例阻尼结构随机响应峰值均值,与确定性复模态时程分析计算实际地震响应最大值的均值计算结果是一致的,可近似采用多条实际地震响应的最大值的均值确定随机响应峰值均值,也可近似采用随机响应峰值均值进行抗震设计多条地震波响应峰值的估算。

(2) 设防烈度下非比例阻尼结构体系随机响应峰值的概率密度分布符合对数正态分布,区间估计方法能合理评估非比例阻尼结构的峰值,并可确定置信区间范围内的可靠度。

(3) 地震响应区间分析方法是是非确定性地震响应分析的一个重要方法,本文的结论同样适用于比例阻尼结构体系。

参考文献(References):

- [1] IGUSA T, DER Kiureghian A, SACKMAN J L. Model decomposition method for stationary response of non-classically dynamic system[J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1984, **12**:121-136.
- [2] ZHOU X Y, YU R F, DONG D. Complex mode superposition algorithm for seismic responses of non-classically damped linear system[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2004, **8**(4):597-641.
- [3] CLOUGH R W, PENZIEN J. *Dynamic of Structures*[M]. New York: McGraw-Hill, Inc, 2nd Edition, 1993.
- [4] 欧进萍,王光远.结构随机振动[M].北京:高等教育出版社,1995.(OU Jin-ping, WANG Guang-yuan. *Random Vibration of Structures*[M]. Beijing: Higher Education Press, 1995. (in Chinese))
- [5] 李刚,程耿东.地震作用下钢框架最大弹塑性层间变形的概率统计特性[J]. 计算力学学报, 2003, **20**(3):255-260. (LI Gang, CHENG Geng-dong. Probability distribution of the elastoplastic maximum story drift of steel frames subject to earthquake load [J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2003, **20**(3):255-260. (in Chinese))
- [6] 陈建兵,李杰.杆系结构非线性损伤随机演化分析[J]. 固体力学学报, 2003, **24**(3):352-358. (CHEN Jian-bing, LI Jie. Analysis of structural nonlinear damage stochastic evolution[J]. *Acta Mechanica Solida Sinica*, 2003, **24**(3):352-358. (in Chinese))
- [7] 易平,林家浩,赵岩.线性随机结构的非平稳随机响应变异分析[J]. 固体力学学报, 2002, **23**(1):93-97. (YI Ping, LIN Jia-hao, ZHAO Yan. Variation analysis of non-stationary random response of linear random structures[J]. *Acta Mechanica Solida Sinica*, 2002, **23**(1):93-97. (in Chinese))
- [8] KAUL M K. Stochastic characterization of earthquake through response spectrum[J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1978, **6**:497-510.
- [9] 薛素铎,王雪生,曹资.基于新抗震规范的地震动随机模型参数研究[J]. 土木工程学报, 2003, **36**(5):5-10. (XUE Su-duo, WANG Xue-sheng, Cao Zi. Parameters study on seismic random model based on the new seismic code[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2003, **36**(5):5-10. (in Chinese))
- [10] 刘文锋,李建峰.消能减震结构设计计算精度的比较研究[J]. 工业建筑, 2004, **34**(10):77-80. (LIU Wen-feng, LI Jian-feng. Comparative study on design cal-

ulation accuracy structure with energy dissipation devices[J]. *Industrial Construction*, 2004, **34**(10): 77-80. (in Chinese))

[11] 方 同. 工程随机振动[M]. 北京:国防工业出版社, 1995. (FANG Tong. *Engineering Random Vibration* [M]. Beijing: Defense Industry Press, 1995. (in Chinese))

[12] 李 杰, 李建华. 地震动反应谱变异系数分析[J]. 地震工程与工程振动, 2004, **24**(2): 36-41. (LI Jie, LI Jian-hua. Analysis on the variation coefficient of response spectra of earthquake ground motions[J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibra-*

tion, 2004, **24**(2): 36-41. (in Chinese))

[13] 王光远,程耿东,邵卓民,等. 抗震结构的最优设防烈度与可靠度[M]. 北京:科学出版社, 1999. (WANG Guang-yuan, CHENG Geng-dong, SHAO Zhuo-min, et al. *Optimal Fortification Intensity and Reliability of Aseismic Structures* [M]. Beijing: Science Press, 1999. (in Chinese))

[14] 李 刚,程耿东. 基于性能的结构抗震设计——理论、方法与应用[M]. 北京:科学出版社, 2004. (LI Gang, CHENG Geng-dong. *Performance-based Seismic Design of Structure Theory, Method and Application* [M]. Beijing: Science Press, 2004. (in Chinese))

Interval estimation method of random seismic peak response for non-classically dynamic system under earthquake fortification level

LIU Wen-feng*, BAI Zhi-qiang, SUI Jie-ying, FU Xing-pan
(Qingdao Technological University, Qingdao 266033, China)

Abstract: The seismic random model of ground motion under earthquake fortification level was given based on the new seismic code. The close forms of complex mode time history response and random seismic response were obtained according to the second order differential equation of ground motion for non-classically dynamic system. The mean value and variance of random seismic peak response were derived by peak factor and variation coefficient. The interval estimation method of random seismic peak response for non-classically dynamic system under earthquake fortification level is proposed. The maximum time history responses are studied by 31 actual ground records. The mean value of maximum responses is in accordance with that of random seismic peak response. The availability and reasonableness of the method were examined by typical examples. The interval estimation method could be an important method for seismic design in the future.

Key words: earthquake fortification level; non-classically dynamic system; complex mode; variation coefficient; random seismic peak response; interval estimation