

桥梁抗震随机响应分析及输入功率谱研究

张亚辉^{*1}, 陈艳², 李丽媛³, 林家浩¹

- (1. 大连理工大学 运载工程与力学学部, 辽宁 大连 116024;
2. 中国矿业大学 理学院, 江苏 徐州 221008;
3. 中国地震局地震工程研究中心, 北京 100036)

摘要: 基于抗震设计规范地面加速度反应谱曲线, 生成当量的地面加速度功率谱曲线. 比较了用迭代修正方法和 Kaul 方法生成当量功率谱曲线的效果, 并对 Kaul 方法中基于经验的概率参数进行了修正. 针对我国规范所适用的所有地区进行了系统对比, 并借助于虚拟激励法对多座实际桥梁按均匀地面运动和考虑行波效应分别进行了计算比较. 大量数值计算和对比研究表明, Kaul 方法在按所提建议修正参数之后, 精度已经比较满意, 同时保持了使用简便的优点, 适用于实际桥梁的随机抗震分析.

关键词: 地震; 桥梁; 随机振动; 反应谱; 功率谱

中图分类号: O232 **文献标识码:** A

0 引言

近 20 年来, 大跨度桥梁的广泛建造, 已经使习用的反应谱抗震分析方法的不足日益暴露出来, 特别是它难于反映桥墩所受地震作用的空间不一致性, 已经引起了严重关注. 时间历程方法虽然可以考虑此因素, 但是一来计算量很大; 二来计算结果过于依赖所选取的地面加速度时间历程样本曲线, 而挑选出适当数量的能够保证分析质量的输入样本往往也颇不容易. 为此, 世界各国都投入了很大力量寻找更为有效的分析手段, 大量研究成果^[1~9]有力地推动了先进的随机振动方法在该领域的研究和应用水平提高. 欧共体在 1995 年颁布的欧洲桥梁设计规范^[10]中首次将功率谱方法与反应谱法、时间历程法并列为桥梁抗震分析的 3 种主要方法.

我国地震工程界许多学者也基本同步地投入了上述领域的研究, 并取得了丰富的研究成果^[11~17]. 近年来, 随机振动的虚拟激励法^[18~20]亦在工程中逐步得到了应用.

但是, 要使随机振动方法实际为地震工程界广泛应用, 还有不少问题需要解决. 特别是, 如何

确定地面作用于结构的输入功率谱, 更是一个基本问题, 国内外都很重视. 我国地震工程界花了几十年的时间, 经过巨大的努力, 已经建立了一套适合于我国各地震区的地面加速度反应谱规定. 显然, 已经不可能再花同样多的时间和精力, 为应用功率谱方法而再去专门建立一套地面加速度功率谱规定. 面对量大面广的桥梁抗震设计, 也不可能请专业人员一一勘测确定当地的地震输入功率谱. 比较现实的方法是依据已经建立的地面加速度反应谱而建立相应的(当量的)地面加速度功率谱. 在这方面, 国内外已经研究出一些基本的方法^[21~23], 但这些方法迄今亦未被通过实桥分析而定量地研究过. 因此, 人们并不清楚每种方法的实用性和可靠程度. 本文通过基于虚拟激励法的三维有限元分析, 结合多座实桥抗震分析, 按不同的转换方法、不同的参数选择, 进行具体的分析比较和适当的改进.

1 桥梁多点随机地震响应方程及其求解

考虑多点(N 个地面节点)地震激励问题, 运

收稿日期: 2006-08-11; 修回日期: 2007-08-23.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(10472023, 10502011).

作者简介: 张亚辉*(1972-), 男, 博士, 副教授; 林家浩(1941-), 男, 教授, 博士生导师.

动方程有下列形式^[1,24]：

$$\begin{pmatrix} M & M_c \\ M_c^T & M_g \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{\mathbf{u}} \\ \ddot{\mathbf{u}}_g \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C & C_c \\ C_c^T & C_g \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\mathbf{u}}_g \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K & K_c \\ K_c^T & K_g \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{u} \\ \mathbf{u}_g \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{F}_g \end{pmatrix} \quad (1)$$

其中 \mathbf{u}_g 表示 N 个地面节点的 m 维地震动位移向量，当只考虑地震动平动分量时 $m = 3N$ ； \mathbf{u} 代表结构系统所有非地面节点的位移 (n 维向量)； \mathbf{F}_g 代表作用在所有地面节点的力； M 、 C 和 K 分别为地面以上结构的质量阵、阻尼阵和刚度阵。通常采用集中质量法，从而 $M_c = \mathbf{0}$ 。

在求解运动方程(1)时，可将 \mathbf{u} 分解为

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}^s + \mathbf{u}^d \quad (2)$$

拟静位移 \mathbf{u}^s 满足

$$\mathbf{u}^s = -\mathbf{K}^{-1}\mathbf{K}_c\mathbf{u}_g \equiv \mathbf{R}\mathbf{u}_g \quad (3)$$

其中“ \equiv ”表示“记做”。在假定阻尼力正比于相对位移的条件下^[20]，动态相对位移 \mathbf{u}^d 满足

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{K}\mathbf{u}^d = -\mathbf{M}\mathbf{R}\ddot{\mathbf{u}}_g \quad (4)$$

如果仅考虑沿水平方向传播的地震波分量， N 维地震动位移向量 $\mathbf{u}_b(t)$ 与式(4)中的 m 维地震地面位移向量 $\mathbf{u}_g(t)$ 的转换关系可表示为^[24]

$$\mathbf{u}_g = \mathbf{E}_{mN}\mathbf{u}_b \quad (5)$$

其中 \mathbf{E}_{mN} 是一个 $m \times N$ 的转换矩阵。将式(5)代入式(3)和(4)得

$$\mathbf{u}^s = -\mathbf{K}^{-1}\mathbf{K}_c\mathbf{u}_g = \mathbf{R}\mathbf{E}_{mN}\mathbf{u}_b \quad (6)$$

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{K}\mathbf{u}^d = -\mathbf{M}\mathbf{R}\mathbf{E}_{mN}\ddot{\mathbf{u}}_b \quad (7)$$

如果对此多点激励问题考虑行波效应的影响，应用虚拟激励法求解，只需构造确定性的简谐激励列向量^[24]

$$\ddot{\mathbf{u}}_b = \sqrt{S_b(\omega)}\mathbf{e}\exp(i\omega t) \quad (8)$$

其中地震动加速度功率谱 $S_b(\omega)$ 可按后文由规范反应谱导出， $\mathbf{e} = (1 \exp(-i\omega T_2) \dots \exp(-i\omega T_N))^T$ ，是表示行波效应的列向量。通过求解简谐运动方程

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}^d + \mathbf{K}\tilde{\mathbf{u}}^d = -\mathbf{M}\mathbf{R}\mathbf{E}_{mN}\ddot{\mathbf{u}}_b \quad (9)$$

便可得到虚拟动态相对位移 $\tilde{\mathbf{u}}^d$ 。而虚拟拟静位移则可通过求解线性代数方程组

$$\mathbf{K}\tilde{\mathbf{u}}^s = \frac{1}{\omega^2}\mathbf{K}_c\mathbf{E}_{mN}\ddot{\mathbf{u}}_b \quad (10)$$

而得到。按虚拟激励法，绝对位移响应 \mathbf{u} 的功率谱密度矩阵可按下式计算：

$$S_{uu}(\omega) = (\tilde{\mathbf{u}}^d + \tilde{\mathbf{u}}^s)^* (\tilde{\mathbf{u}}^d + \tilde{\mathbf{u}}^s)^T \quad (11)$$

内力功率谱密度可类似地计算。根据功率谱

密度可求得响应的各阶谱矩，进而估计响应的期望极值^[25]。

2 由地面加速度反应谱计算地面加速度功率谱

2.1 Kaul 方法

Kaul 假定地面加速度为零均值高斯平稳随机过程，并假定单质点弹性体系的加速度反应的峰值 \ddot{y} 超过一定界限的次数为泊松过程，得到其最大绝对值 $\ddot{y}_m = \max|\ddot{y}|$ 在 $[0, T]$ 时间内的概率分布函数为^[22,23]

$$F_{\ddot{y}}(\ddot{y}_m) = P(\ddot{y} < \ddot{y}_m; 0 \leq t \leq T) = \exp\left[-\frac{T}{\pi} \sqrt{\frac{a_2}{a_0}} \exp\left(-\frac{\ddot{y}_m^2}{2a_0}\right)\right] \quad (12)$$

式中： T 为持续时间； $a_i = \int_{-\infty}^{\infty} p^i S_{\ddot{y}}(\omega, p) d p (i = 0, 2)$ ； $S_{\ddot{y}}(\omega, p)$ 是固有角频率为 ω 的单自由度结构加速度反应过程的功率谱。则最大绝对值的概率密度为

$$f_{\ddot{y}}(\ddot{y}_m) = \frac{dF_{\ddot{y}}(\ddot{y}_m)}{d\ddot{y}_m} \quad (13)$$

如果以 r 表示 \ddot{y}_m 首次超过反应谱 $S_a(\omega)$ 的概率，则

$$r = \int_{S_a}^{\infty} f_{\ddot{y}}(\ddot{y}_m) d\ddot{y}_m = 1 - F_{\ddot{y}}(S_a) = 1 - \exp\left[-\frac{T}{\pi} \sqrt{\frac{a_2}{a_0}} \exp\left(-\frac{S_a^2}{2a_0}\right)\right] \quad (14)$$

解得

$$S_a^2 = -2a_0 \ln\left[-\frac{\pi}{T} \sqrt{\frac{a_0}{a_2}} \ln(1-r)\right] \quad (15)$$

谱参数 a_i 中结构加速度反应功率谱 $S_{\ddot{y}}(\omega, p)$ 与输入地震动功率谱 $S_{\ddot{x}_0}(p)$ 之间有如下关系：

$$S_{\ddot{y}}(\omega, p) = |H(\omega, p)|^2 S_{\ddot{x}_0}(p) \quad (16)$$

因此， a_i 可进一步表示为

$$a_i = \int_{-\infty}^{\infty} p^i |H(\omega, p)|^2 S_{\ddot{x}_0}(p) d p \quad (17)$$

假定功率谱在 $p = \omega$ 附近变化缓慢，可做如下转化：

$$a_0 \cong (\pi\omega/2\xi) S_{\ddot{x}_0}(\omega) \quad (18)$$

$$a_2 \cong (\pi\omega^3/2\xi) S_{\ddot{x}_0}(\omega) \quad (19)$$

最后可得到

$$S_a^2(\omega) = -\frac{\pi\omega}{\xi} \ln\left[-\frac{\pi}{T\omega} \ln(1-r)\right] S_{\ddot{x}_0}(\omega) \quad (20)$$

$$S_{\ddot{x}_0}(\omega) = -\frac{\xi}{\pi\omega} S_a^2(\omega) / \ln\left[-\frac{\pi}{T\omega} \ln(1-r)\right] \quad (21)$$

式(20)、(21)即为 Kaul 建议的反应谱-功率谱转换公式^[21]。Kaul 建议取 $r = 0.15$ 或 $p = 0.85$ ，主要出自感性的估计，作为一种假定而提出的。但他并未对其合理性提出依据；在实际应用时，其精度亦不能令人满意。本文作者按我国抗震规范^[26]和美国加州公路署(CALTRANS)颁布的桥梁抗震设计规范^[27]，结合 5 座实际桥梁进行大量数值计算，并取不同修改方案进行分析比较。最终发现，只要简单地将 Kaul 公式中的参数 p 改为 0.5，就能使计算精度得到极大的改善。具体的比较在后文给出。

2.2 迭代修正方法

通过迭代方法^[23,24]可以更精确地进行由反应谱向功率谱的转换。迭代步骤如下：

(1) 选择功率谱函数的初值 $S_{x_0}^0(\omega_i)$ ($i = 0, 1, \dots, N$)，例如可按 Kaul 公式(21)。

(2) 对于自振角频率为 θ_i 、阻尼比为 ξ 的单自由度弹性振子，在功率谱密度为 $S_{x_0}(\omega)$ 的平稳随机地面加速度作用下，最大绝对加速度反应的期望值为

$$A_m(\theta_i, \xi) = p\sigma_0(\theta_i, \xi) \tag{22}$$

$$p = \sqrt{2\ln(\nu\tau)} + 0.5772 / \sqrt{2\ln(\nu\tau)};$$

$$\nu = \frac{1}{\pi} \sqrt{\lambda_2/\lambda_0} \approx \theta_i/\pi \tag{23}$$

$$\sigma_0(\theta_i, \xi) = \left[\int_{-\infty}^{\infty} S_{x_0}(\omega) \frac{1 + 4\xi^2(\omega/\theta_i)^2}{[1 - (\omega/\theta_i)^2]^2 + 4\xi^2(\omega/\theta_i)^2} d\omega \right]^{1/2} \tag{24}$$

其中 λ_i 就是式(12)中的 a_i ，而 τ 就是式(12)中的 T 。这里保留了两种模型的习惯表达式。

(3) 用 $S_{x_0}^0(\omega_i)$ 按式(22) 求出 $A_m(\theta_i, \xi)$ ($i = 0, 1, \dots, N$) 之后，将其与规范反应谱 $R_a(\theta_i, \xi)$ 进行比较，即计算误差(令 $\theta_i = \omega_i$)

$$E(\omega_i) = \frac{|R_a(\omega_i, \xi) - A_m(\omega_i, \xi)|}{R_a(\omega_i, \xi)} \times 100\% \tag{25}$$

(4) 当全部 N 个 $E(\omega_i) < \epsilon$ (ϵ 为一小正数) 时，即认为达到精度要求停止迭代；否则按下式修正 $S_{x_0}^k(\omega_i)$ ：

$$S_{x_0}^{k+1}(\omega_i) = S_{x_0}^k(\omega_i)R_a^2(\omega_i, \xi)/A_m^2(\omega_i, \xi);$$

$$i = 0, 1, \dots, N \tag{26}$$

转入第(2)步继续进行迭代。

3 对单自由度体系的比较

对自振周期在 10 s 以内的大量不同自振周期

的单自由度体系(阻尼比全部取为 0.05)，按我国《建筑抗震设计规范(GB50011—2001)》^[26]规定的反应谱用迭代修正方法和 Kaul 方法(用 $p = 0.50$ 和 $p = 0.85$)生成的当量功率谱曲线，作为抗震分析的地面加速度功率谱输入。并用 3 种功率谱输入算得的位移响应分别与用反应谱方法得到的位移响应作比较，看哪种偏差最小(即转换精度最高)。计算中所取的地震持时均为 20 s。对于设计烈度为 7、设计基本加速度为 0.15g、场地类别为 2、分组为 1 的常用情形，图 1 给出了所计算出的 4 条位移响应曲线。由该图可见，如果单自由度振子的自振周期在 8 s 以内，则按迭代修正法得到的当量功率谱曲线计算得到的振子位移响应(期望极值)与按规范反应谱方法计算得到的位移响应的最大偏差为 1.16%；如果按 Kaul 方法(取 $p = 0.85$)，则算出的位移响应与按反应谱法计算结果的最大偏差达到 19.1% 之多；然而，如果按 Kaul 方法(取 $p = 0.50$)，则最大偏差减小到 10%。对于抗震规范中所有可能的参数组合，本文都作了计算并得到与图 1 相似的 4 条曲线。限于篇幅，这些图不再列出。将每张图中 3 种随机振动分析结果与反应谱法分析结果的最大偏差列于表 1 之中。容易看出，如果用迭代修正法计算地面输入功率谱，则对于自振周期不大于 8 s 的单自由度振子(阻尼比为 0.05) 计算得到的位移响应与反应谱方法计算结果相差不超过 1.2%。如果用 Kaul 方法(取 $p = 0.50$ 和 0.85)，则偏差不超过 10.2% 和 19.1%。如果振子的自振周期在 8 s 和 10 s 之间，则上述 3 个最大偏差分别为 1.07%、7.12% 和 21.9%。这是对所有参数组合进行比较后得到的结论，所以适用于我国任何地震区。

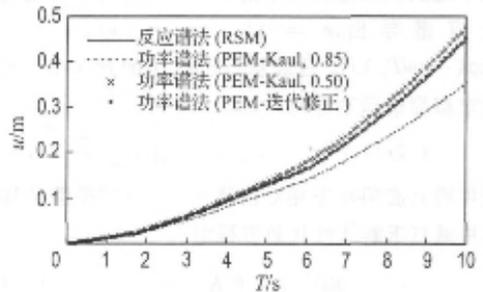


图 1 单自由度体系按不同地面加速度功率谱计算的位移响应与反应谱法比较

Fig.1 Displacements of SDOF systems computed by RSM and PEM

表 1 单自由度系统按不同地面加速度功率谱计算的位移响应与反应谱分析的偏差

Tab. 1 Differences of the displacements of SDOF systems between RSM and PEM with different power spectra %

场地类别		$T \leq 6 \text{ s}$			$6 \text{ s} < T \leq 8 \text{ s}$			$8 \text{ s} < T \leq 10 \text{ s}$		
		迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)	迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)	迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)
1 类场地	1 组	1.20	10.20	-16.50	0.75	9.61	-19.10	1.07	6.99	-21.90
	2 组	1.18	10.10	-16.40	0.75	9.55	-19.10	1.07	6.99	-21.90
	3 组	1.16	10.00	-16.40	0.75	9.50	-19.10	1.07	6.99	-21.70
2 类场地	1 组	1.16	10.00	-16.40	0.75	9.50	-19.10	1.07	6.99	-21.90
	2 组	1.15	9.97	-16.30	0.75	9.46	-19.10	1.07	6.99	-21.90
	3 组	1.13	9.92	-16.20	0.75	9.43	-19.10	1.07	7.00	-21.90
3 类场地	1 组	1.13	9.92	-16.20	0.75	9.43	-19.10	1.07	7.00	-21.90
	2 组	1.10	9.85	-16.10	0.75	9.38	-19.10	1.07	7.02	-21.80
	3 组	1.07	9.81	-16.00	0.75	9.36	-19.10	1.07	7.04	-21.80
4 类场地	1 组	1.07	9.81	-16.00	0.75	9.36	-19.10	1.07	7.04	-21.80
	2 组	1.05	9.81	-15.80	0.76	9.37	-19.10	1.07	7.07	-21.80
	3 组	1.02	9.89	-15.50	0.76	9.47	-19.00	1.07	7.12	-21.80

注：本表适用于在地震烈度为 7、8、9 度地区，自振周期 10 s 以内的单自由度振子

综上所述，对于基本周期在 8 s 以内的桥梁，Kaul 方法 ($p = 0.50$) 计算简单而偏差不大 (10.2% 以内)，适合于一般桥梁。对于重要的大桥 (周期一般也比较长)，则可用迭代修正法，或者通过专门的勘测来确定地面加速度功率谱密度。

4 实桥计算比较

松花江桥 (见图 2) 全长 450 m，主跨 240 m，边跨 90 m，锚固跨 12.5 m。主梁采用混凝土箱梁，梁宽 28 m。全桥有限元模型有 445 个节点 (包括 12 个地面节点)、574 个单元、2 076 个自由度。在计算 P 波作用时，经试算，取前 30 阶振型参振即可；而计算 SH 波和 SV 波作用时，取前 100 阶振型参振。各阶阻尼比都取 0.05。桥的基本周期是 2.887 s。

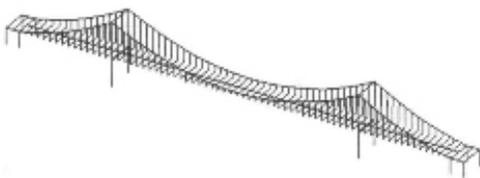


图 2 松花江桥有限元模型

Fig. 2 Finite element model of Songhua River Bridge

按我国建筑抗震设计规范^[26]，该桥的计算参数取为 7 度设防烈度、2 类场地第 2 组、基本地震加速度 0.15g。按图 1 中使用的 4 种模型作了计算。顺桥向、横桥向和竖向一致地面运动的计算结果分别示于图 3(a)、(b)、(c)。这 3 张图都表明，用迭代修正法和 Kaul 方法 ($p = 0.50$) 来换算地面加速度功率谱都得到与反应谱分析十分接近的结构响应。按 Kaul 方法 ($p = 0.50$) 换算偶尔还得到比按迭代修正法换算更接近于按反应谱方法计算的结果，例如图 3(a)。但是在总体上，迭代修正法的计算结果更接近于反应谱方法的计算结果，最大偏离在 4.5% 以内；而按 Kaul 方法 ($p = 0.50$) 计算则与反应谱方法的计算结果最大偏离在 7% 以内；如按 Kaul 方法 ($p = 0.85$) 计算，则与反应谱方法的计算结果偏离可能高达 16% 以上。表 2 的第一行列出了对松花江桥按 3 种模型计算与按反应谱方法计算产生的内力峰值偏差。

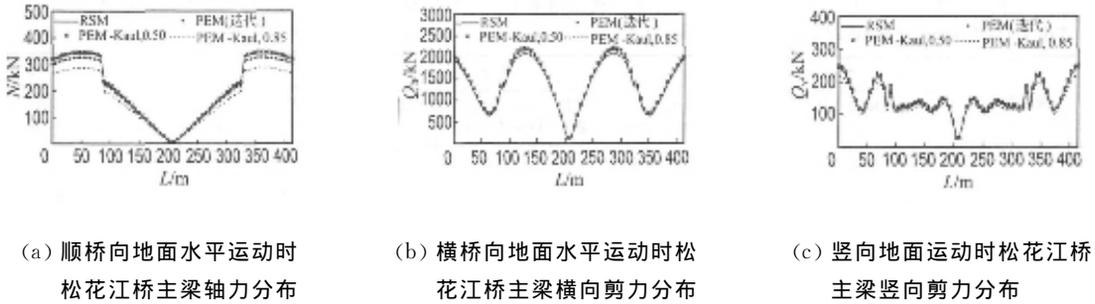


图 3 一致地面运动时松花江桥主梁内力分布

Fig. 3 Internal forces distribution along the deck of Songhua River Bridge for uniform ground motion

表 2 一致地面运动情况下 3 种功率谱模型相对于反应谱方法的内力偏差

Tab. 2 Differences of the internal forces between RSM and PEM with 3 PSD models for uniform ground motion %

桥名	跨度 / 基本周期	P 波			SH 波			SV 波		
		迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)	迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)	迭代修正	Kaul 方法 ($p = 0.50$)	Kaul 方法 ($p = 0.85$)
松花江桥 / 悬索	450 m / 2.89 s	- 4.50	1.41	- 16.50	4.10	6.98	- 8.82	- 0.35	2.85	- 11.70
浑河桥 / 悬索	330 m / 2.97 s	- 3.93	1.66	- 16.60	- 0.40	3.39	- 11.50	- 0.37	1.70	- 12.30
金马桥 / 斜拉	686 m / 4.42 s	- 1.84	3.52	- 16.30	1.92	6.60	- 9.68	- 2.31	1.04	- 11.00
SJ 桥 / 梁式	222 m / 0.81 s	- 2.97	2.78	- 8.04	- 0.11	3.26	- 10.50	0.84	2.98	- 9.15
IARS 桥 / 梁式	95.38 m / 0.50 s	- 0.20	2.73	- 9.28	0.07	6.86	- 4.03	3.46	4.80	- 8.11

表 2 还包括了对另 4 座桥用虚拟激励法(分别按 3 种换算方案)分析与用反应谱方法分析产生的峰值偏差。其中最后两座桥是近年来建造于美国加州的中小跨度梁式桥。本文按加州规范反应谱^[27]进行了功率谱换算和抗震分析。可以看到,对于全部 5 座桥在按 Kaul 方法换算时,取 $p = 0.50$ 几乎都比取 $p = 0.85$ 效果好得多。

在上述均匀地面运动假定下,已经换算出了地面加速度功率谱。只要再应用当地的地震视波速,就可以按本文第 1 章计算行波效应下的结构响应。由于规范反应谱方法尚不能考虑行波效

应,这里用前述 3 种方式换算出地面加速度功率谱,然后在沿桥面方向传播的 P 波、SH 波、SV 波作用下考虑行波效应(计算中取 P 波速 1 000 m/s,SH 和 SV 波速 700 m/s),用虚拟激励法分析出起控制作用的主梁内力。从表 3 可以看到,对于所计算的 5 座桥共 15 种工况,按 Kaul 方法取 $p = 0.50$ 计算与按迭代修正法的计算结果最大偏离都在 5.96% 以内;而按 Kaul 方法取 $p = 0.85$ 计算,则与按迭代修正法的计算结果最大偏离多数在 10% 以上,最多达到 17.1%。

表 3 行波效应影响下 2 种 Kaul 方法计算参数相对于迭代修正模型的内力误差

Tab. 3 Differences of internal forces between the iteration scheme and the Kaul method with 2 parameters considering wave passage effect %

桥名	P 波		SH 波		SV 波	
	$p = 0.50$	$p = 0.85$	$p = 0.50$	$p = 0.85$	$p = 0.50$	$p = 0.85$
松花江桥	5.96	- 12.50	2.59	- 11.90	3.53	- 11.20
浑河桥	5.89	- 17.10	2.71	- 11.50	2.13	- 12.00
金马桥	5.31	- 14.50	5.31	- 11.30	4.62	- 12.90
SJ 桥	3.08	- 11.20	2.86	- 13.60	2.12	- 9.90
IARS 桥	2.08	- 11.10	5.58	- 5.07	2.91	- 9.98

5 结 论

按照抗震设计规范规定的地面加速度反应谱换算出当量的功率谱,是使随机振动功率谱方法能够广泛应用于桥梁抗震分析的重要环节. 本文的研究表明,对常规的 Kaul 方法适当地进行参数修正后,可以显著地提高计算精度,而又比迭代修正方法在使用上简便得多. 对自振周期在 10 s 以内的单自由度系统与多座桥梁的数值研究表明,对于基本周期在 8 s 以内的量大面广的一般桥梁,可以用修正参数后的 Kaul 方法(取 $p = 0.50$)来换算出与规范地面加速度反应谱当量的功率谱. 而对于基本周期在 8 s 以上,特别是重要的大桥,则建议仍通过勘测手段,或用迭代修正法换算出地面加速度功率谱密度. 在得到了地面加速度功率谱后,就可以方便地对于桥梁的位移和内力等进行随机振动分析及动力可靠性分析,或进一步考虑行波效应和其他空间效应的影响.

参考文献:

- [1] KIUREGHIAN A D, NEUENHOFER A. Response spectrum method for multi-support seismic excitations [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1992, **21**(8): 713-740
- [2] HEREDIA-ZAVONI E, VANMARCKE E H. Seismic random vibration analysis of multi-support structural systems [J]. *ASCE J Eng Mech*, 1994, **120**(5):1107-1128
- [3] LEE M, PENZIEN J. Stochastic analysis of structures and piping systems subjected to stationary multiple support excitations [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1983, **11**(1): 91-110
- [4] BERRAH M, KAUSEL E. Response spectrum analysis of structures subjected to spatially varying motions [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1992, **21**(6):461-470
- [5] LIN Y K, ZHANG R, YONG Y. Multiply supported pipeline under seismic wave excitations [J]. *J Eng Mech*, 1990, **116**(6):1094-1108
- [6] LOH C H, YEH Y T. Spatial variation and stochastic modeling of seismic differential ground movement [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1988, **16**(5):583-596
- [7] HARICHANDRAN R S. Estimating the spatial variation of earthquake ground motion from dense array recordings [J]. *Struct Safety*, 1991, **10**(2): 219-233
- [8] DUMANOGLU A, SEVERN R T. Stochastic response of suspension bridges to earthquake forces [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1990, **19**(1): 133-152
- [9] CARASSALE L, TUBINO F, SOLARI G. Seismic response of multi-supported structures by proper orthogonal decomposition [C] // *Proceedings of International Conference on Advances in Structural Dynamics (ASD2000)*. Hong Kong: Elsevier Science Ltd., 2000: 827-834
- [10] European Committee for Standardization. Eurocode 8: Structures in seismic regions— design part 2: Bridge[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 1995
- [11] 胡聿贤,周锡元. 弹性体系在平稳和平稳化地面运动下的反应[C] // 地震工程研究所报告集:第一集. 北京:科学出版社,1962
- [12] 冯启民,胡聿贤. 空间相关地面运动的数学模型 [J]. *地震工程与工程振动*,1981, **1**(2):1-8
- [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
- [14] 范立础,王君杰,陈 玮. 非一致地震激励下大跨度斜拉桥的响应特征[J]. *计算力学学报*,2001, **18**(3):358-363
- [15] 陈健云,林 皋. 多点输入随机地震动拱坝-地基体系反应分析[J]. *世界地震工程*, 2000, **16**(3):39-43
- [16] XUE S D, CAO Z, WANG X S. Random vibration study of structures under multi-component seismic excitations [J]. *Adv Struct Eng*, 2002, **5**(3): 185-192
- [17] 屈铁军,王君杰,王前信. 空间变化的地震功率谱的实用模型[J]. *地震学报*,1996, **18**(1):55-62
- [18] 林家浩. 随机地震响应功率谱快速算法[J]. *地震工程与工程振动*,1990, **10**(4):38-46
- [19] LIN J H, ZHANG W S, LI J J. Structural responses to arbitrarily coherent stationary random excitations [J]. *Comput Struct*, 1994, **50**(5): 629-633
- [20] 林家浩,张亚辉,赵 岩. 大跨度结构抗震分析方法及近期进展[J]. *力学进展*,2001, **31**(3):350-360

- [21] KAUL M K. Stochastic characterization of earthquakes through their response spectrum [J]. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1978, **6**(5): 497-510
- [22] 陈永祁,刘锡荃,龚思礼. 拟合标准反应谱的人工地震波[J]. *建筑结构学报*, 1981, **4**:34-42
- [23] 孙景江,江近仁. 与规范反应谱对应的金井清谱的谱参数[J]. *世界地震工程*, 1990, **8**(1):42-48
- [24] 林家浩,张亚辉. 随机振动的虚拟激励法[M]. 北京:科学出版社, 2004
- [25] DAVERNPORT A G. Note on the distribution of the largest value of a random function with application to gust loading [J]. *Proc Inst Civil Eng*, 1961, **28**:187-196
- [26] 国家标准抗震规范管理组. GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2001
- [27] California Department of Transportation. CALTRANS Seismic Design Criteria, Version 1.1 [S]. California: California Department of Transportation, 1999

Seismic random vibration analysis of bridges and production of input power spectrum

ZHANG Ya-hui^{*1}, CHEN Yan², LI Li-yuan³, LIN Jia-hao¹

(1. Faculty of Vehicle Eng. and Mech. , Dalian Univ. of Technol. , Dalian 116024, China ;

2. College of Sci. , China Univ. of Mining and Technol. , Xuzhou 221008, China ;

3. Earthquake Eng. Res. Cent. of China Seismological Bur. , Beijing 100036, China)

Abstract: The equivalent power spectral density curves are transformed from the ground acceleration response spectral curves prescribed by earthquake resistant codes. The qualities of these curves are compared with those by the iteration scheme and the Kaul method. In addition, a modification of a probabilistic parameter in the Kaul method is proposed. A great deal of seismic responses of single-degree-of-freedom systems with different fundamental frequencies are investigated and compared for all kinds of soil conditions stipulated by different earthquake resistant codes. Numerical results are presented for the seismic response analysis of some practical bridges subjected to uniform ground motions as well as ground motions considering the wave passage effect by using pseudo excitation method. These results show that the precision of the Kaul method by modifying a probabilistic parameter is remarkably improved. However, its use is still convenient and applicable to the seismic response analysis of practical bridges.

Key words: earthquake; bridge; random vibration; response spectrum; power spectrum