

多点激励下减震桥梁结构抗震可靠度分析的 哈密顿蒙特卡洛子集模拟法

贾少敏¹, 王子琦², 陈华霆², 赵 雷³

(1. 四川农业大学土木工程学院, 四川 成都 611830; 2. 广州大学工程抗震研究中心, 广东 广州 510405;
3. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031)

摘要: 减震桥梁结构在地震激励下的可靠度分析为一典型的局部非线性动力可靠度问题。随机模拟法对于求解非线性动力可靠度问题具有普遍适用性, 但对于实际工程问题, 其应用存在计算工作量巨大的问题。随机模拟法计算时间主要取决于所需样本数目及单次样本计算效率。为提高减震桥梁结构抗震可靠度计算效率, 基于精细时程积分法、Newton 迭代法建立了多点激励下减震桥梁的运动方程及相应的时域显式降维迭代解格式, 提高了单次样本的计算效率; 引入基于哈密顿蒙特卡洛算法的子集模拟法, 减少了所需样本个数。数值算例表明: 与传统随机模拟法相比, 所建立的方法可有效地提高减震桥梁结构非线性动力可靠度计算效率。

关键词: 减震桥梁结构; 非线性动力可靠度; 哈密顿蒙特卡洛法; 精细时程积分法; 时域显式降维迭代

中图分类号: U441+.3; TU352.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2021)02-0357-07

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2021.02.016

引 言

减震桥梁结构的抗震可靠度问题可表示为首次超越问题^[1]。首次超越破坏问题经过 70 余年的发展形成了基于过程跨越理论^[2]、基于扩散过程理论的方法^[3]。由于减震桥梁结构的随机响应过程不再服从高斯分布, 应用经典动力可靠度方法求解非线性结构动力可靠度问题变得异常困难。Crandall 等^[4]较早地将随机模拟法引入首次超越问题, 为非线性结构动力可靠度问题求解开辟了一个普遍适用的途径。至今对于大型复杂非线性结构动力可靠度问题求解, 随机模拟法仍是一种主要方法^[5-9]。

随机模拟法对于求解非线性动力可靠度问题具有普遍适用性, 其计算时间主要取决于所需样本数目和单次样本的计算效率。对于抽样效率的改善, 研究人员基于方差缩减技术提出了重要性抽样法^[5]、正交平面重要性抽样法^[6]、子集模拟法(序列蒙特卡洛法)^[7]、球面子集模拟法^[8]、渐进抽样法^[9]等不同抽样方法, 以减少达到给定计算精度所需的样本数目。其中子集模拟法需采用马尔科夫蒙特卡洛模拟法在划分的各条件域内进行抽样, 常用的抽样算法有基于随机行走理论的 Metropolis-Hastings 法和 Gibbs 法^[10-12]。近年来提出的基于哈密顿体系的一

类非随机行走抽样算法, 其相对随机行走法更加高效^[13-14]。另外, 在提高单次样本计算效率方面也取得了一些重要进展, 其中针对具有局部非线性特征结构的动力响应分析问题, Wilson^[15]提出了 FNA 法(Fast Nonlinear Analysis)、苏成等^[16]提出了时域显式降维迭代法、李钢等^[17]提出了拟力法, 这些方法通过不同手段改善了具有局部非线性结构的动力分析效率。

本文针对地震激励下, 减震桥梁具有局部非线性的特点, 将时域显式降维迭代法、基于哈密顿蒙特卡洛的子集模拟法相结合, 从减少所需样本数目和提高单次样本计算效率两方面着手, 建立多点激励下减震桥梁随机抗震可靠度求解的高效方法。

1 多点激励下减震桥梁响应的时域显式降维迭代求解格式

1.1 多点地震激励下减震桥梁运动方程

黏滞阻尼器在桥梁结构减震设计中已被广泛使用, 常将其布置于塔-梁、墩-梁、桥台-梁等连接部位, 以达到耗散能量、实现减震的目的。黏滞阻尼器的恢复力可表示为^[18]

$$F_d(t) = c_v |\dot{x}|^\gamma \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (1)$$

式中 \dot{x} 为阻尼器端点的相对速度; c_v 为阻尼系数; γ 为速度指数; $\text{sgn}(\cdot)$ 为符号函数。

对于图 1 所示有 n 个自由节点、 m 个支承节点、 m' 个黏滞阻尼器的减震桥梁结构系统, 在多点地震激励下, 其运动方程可表示为^[19]

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 \\ 0 & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_s \\ \ddot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_s \\ \dot{X}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_s \\ X_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} E \\ E' \end{bmatrix} \{F_d\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (2)$$

式中 M, C, K 分别为质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵, 下标 s 表示自由节点, b 表示支承节点; X_s 表示自由节点的位移向量; X_b 表示支承节点的地面强迫位移向量; P_b 表示支承节点所受地震力向量; E 和 E' 分别表示阻尼器恢复力对自由节点和支承节点的位置指示矩阵; $F_d = F_d(\dot{X}_b, \dot{X}_s)$ 表示阻尼器恢复力向量。

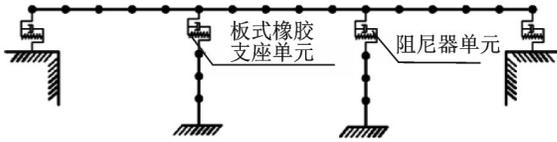


图 1 减震桥梁有限元离散示意图

Fig. 1 Finite element model of the energy-dissipation bridge

将式(1)按第一行展开, 并将 $C_{sb}\dot{X}_b$ 忽略得

$$M_{ss}\ddot{X}_s + C_{ss}\dot{X}_s + K_{ss}X_s = -\left(K_{sb}X_b + EF_d(\dot{X}_b, \dot{X}_s)\right) \quad (3)$$

注意该方程两端都含有速度向量 \dot{X}_s , 需迭代求解。

1.2 多点激励下减震桥梁运动方程的时域显式降维迭代求解

引入状态向量 $V = [X_s^T \ \dot{X}_s^T]^T$, 将式(3)改写为^[20]

$$\dot{V} = HV + F(t) \quad (4)$$

式中

$$\begin{aligned} F(t) &= W\bar{F}(t), \\ \bar{F}(t) &= -[K_{sb}X_b + EF_d(\dot{X}_b, \dot{X}_s)], \\ H &= \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M_{ss}^{-1}K_{ss} & -M_{ss}^{-1}C_{ss} \end{bmatrix}, \\ W &= \begin{bmatrix} 0 \\ M_{ss}^{-1} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (5)$$

式中 I 为单位矩阵。

假定 $\bar{F}(t)$ 在时间步长 Δt 内随时间呈线性变化且初始条件 $V_0 = V(t_0) = 0$ 时, 则第 i 时刻的响应 V_i 可表示为^[20]

$$\begin{cases} V_i = V(t_i) = A_{i,0}\bar{F}_0 + A_{i,1}\bar{F}_1 + A_{i-1,1}\bar{F}_2 + \dots + A_{i,1}\bar{F}_i \\ \bar{F}_i = \bar{F}(t_i) = -[K_{sb}X_b + EF_d(\dot{X}_{bi}, \dot{X}_{si})] \\ X_{bi} = X_b(t_i), \dot{X}_{bi} = \dot{X}_b(t_i), \dot{X}_{si} = \dot{X}_s(t_i) \end{cases} \quad (6)$$

式中 $A_{i,0}, A_{k,1}$ ($k=1, 2, \dots, i$) 为系数矩阵, 定义为:

$$\begin{aligned} A_{i,0} &= T_1^{i-1}, \\ A_{k,1} &= \begin{cases} S_2, & k=1 \\ T^{k-2}(TS_2 + S_1), & 2 \leq k \leq i \end{cases} \end{aligned} \quad (7)$$

其中, $T = e^{H\Delta t}$ 为指数矩阵; S_1, S_2 的表达式如下:

$$\begin{aligned} S_1 &= (I - T)H^{-2}W/\Delta t + TH^{-1}W, \\ S_2 &= (T - I)H^{-2}W/\Delta t - H^{-1}W \end{aligned} \quad (8)$$

式(7)中给出了各时刻激励的系数矩阵, 其表示结构的固有属性。若考虑 l 个离散时间步, 由式(6)-(8)可知, 仅需计算 $A_{i,0}, A_{i,1}$ ($i=1, 2, \dots, l$) 即可得到各时刻响应的显式表达式。

注意到式(6)中 V_i 的表达式中仅有与阻尼器相连两端的速度项出现在等式两端, 需进行非线性迭代求解。为提高迭代求解效率, 引入向量 v 表示包含全部阻尼器端点的速度向量, 则阻尼器恢复力向量可表示成以下形式

$$F_d(\dot{X}_b, \dot{X}_s) = F_d(v) \quad (9)$$

以式(6)为基础, 可以得到阻尼器端点速度向量的表达式

$$v_i = v(t_i) = \tilde{A}_{i,0}\bar{F}_0 + \tilde{A}_{i,1}\bar{F}_1 + \dots + \tilde{A}_{i,1}\bar{F}_i \quad (10)$$

式中 $\tilde{A}_{i,0}, \tilde{A}_{i,1}$ 表示系数矩阵 $A_{i,0}, A_{i,1}$ 中与阻尼器端点速度向量相关的子矩阵。

其中

$$\bar{F}_i = \bar{F}(t_i) = -[K_{sb}X_b + EF_d(v_i)] \quad (11)$$

由于阻尼器数目远少于隔震桥梁结构节点数目, 式(10)的规模较式(6)已有显著降低。对于式(10)可采用 Newton 法对其求解^[21-22]。

2 基于哈密顿蒙特卡洛法的减震桥梁结构可靠度子集模拟法

2.1 减震桥梁抗震可靠度

减震桥梁抗震可靠度问题可转换为在地震动持时内, 随机响应过程的最大值首次超越界限的问题。随机地震作用下减震桥梁的功能函数可用下式描述^[1]

$$Z(b) = b - \max |Y(X_g(t))|, \quad 0 < t \leq T \quad (12)$$

式中 $X_g(t)$ 为支承点随机地震激励向量;

$Y(\mathbf{X}_g(t))$ 为随机地震作用下,控制点处的响应值(可为内力、位移或能量); b 为构件双侧界限值,可基于强度破坏准则、变形破坏准则、能量破坏准则、能量和变形的双重破坏准则确定; T 为地震动持时。

支承点随机地震激励向量可表达为^[23]

$$\mathbf{X}_g(t) = \mathbf{S}(t)\mathbf{u} \quad (13)$$

式中 $\mathbf{S}(t)$ 为由基函数构成的 $m \times \omega$ 维矩阵, \mathbf{u} 为由不相关的标准正态随机变量构成的 ω 维列向量,不同离散方法的差别仅在基函数的选择上。若 \mathbf{u} 的概率密度为 $\phi(\mathbf{u})$,则该构件的失效概率可表示为

$$P_f(b) = P(Z(b) \leq 0) = \int_{F(b)} \phi(\mathbf{u}) d\mathbf{u} \quad (14)$$

式中结构的失效域 $F(b)$ 可表示为

$$F(b) = \{ \mathbf{u} \mid \max |Y(\mathbf{S}(t)\mathbf{u})| > b, \\ 0 < t \leq T \} \quad (15)$$

2.2 基于哈密顿蒙特卡洛法的子集模拟法计算原理

对于式(15)定义的失效区域 F ,可通过引入 $0 < b_1 < b_2 < \dots < b_k = b$ 系列递增界限值,获得一系列界限值对应的失效事件 $P_f(b_k) (k=1, 2, \dots, z)$ 及其失效域,其存在如下的包含关系^[11]

$$F_k = \{ \mathbf{u} \mid \max(|Y(\mathbf{S}(t)\mathbf{u})|) \geq b_k \}, \\ F_1 \supset F_2 \supset \dots \supset F_z = FF_k = \bigcap_{i=1}^k F_i \quad (16)$$

根据概率论的乘法定理可得

$$P_f(b) = P(F)F = P(F_1) \prod_{k=2}^z P(F_k | F_{k-1}) \quad (17)$$

令 $P_1 = P(F_1), P_k = P(F_k | F_{k-1}) (k=2, \dots, z)$, 可得

$$P_f(b) = \prod_{k=1}^z P(F_k) \quad (18)$$

由上可见,通过引入具有包含关系的中间事件,使得在原概率空间模拟罕见事件的问题转换为在条件概率空间模拟一系列较频繁出现事件的问题,因此可大大降低所需的抽样次数。

抽样时,对 $P(F_1)$ 可直接在原随机变量空间中通过经典蒙特卡洛法抽样求解,即^[3]

$$P(F_1) \approx \bar{P}_1 = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N I_{F_1}(\theta_k) \quad (19)$$

式中 $\{\theta_k: k=1, \dots, N\}$ 为来自随机变量源 $\mathbf{X}_g(t)$ 内的 N 个独立同分布样本,且当样本点 $\theta_k \in F_1$ 时 $I_{F_1} = 1$, 否则 $I_{F_1} = 0$ 。

$P(F_k | F_{k-1})$ 的计算采用哈密顿蒙特卡洛法,基本原理及推导可参见文献[13-14],其在标准正态空间内抽样的基本算法如下:

(1)利用多元正态分布中 $N(0, \mathbf{M})$ 抽取初始动量 \mathbf{P}_{init} ,通常可取 $\mathbf{M} = \mathbf{I}$;

(2)选取初始位置 \mathbf{u}_{init} (可利用已获得的失效域内的点作为下一轮计算的种子点),利用下式产生新的状态点

$$\begin{cases} \mathbf{u}^* = \mathbf{P}_{\text{init}} \sin t_f + \mathbf{u}_{\text{init}} \cos t_f \\ \mathbf{p}^* = \mathbf{P}_{\text{init}} \cos t_f - \mathbf{u}_{\text{init}} \sin t_f \end{cases} \quad (20)$$

式中 t_f 为算法的时间参数,该参数的确定方法可参考文献[14]

(3)判断新的状态点 \mathbf{u}^* 是否落入失效域,若落入则取 $\mathbf{u} = \mathbf{u}^*$, 否则取 $\mathbf{u} = \mathbf{u}_{\text{init}}$ 。

值得注意的是,哈密顿蒙特卡洛法不局限于高斯空间,但需要利用基本随机变量联合概率密度函数的导数,仅在标准正态空间内,哈密顿蒙特卡洛法的抽样公式具有形如式(20)的简单形式。

2.3 基于哈密顿蒙特卡洛法的子集模拟法计算步骤

子集模拟法求解多点激励下减震桥梁结构随机抗震可靠度时,计算步骤如下:

(1)建立减震桥梁结构的非线性动力模型,确定各条件域上抽样次数 N 及条件失效概率 p_0 (常取 $p_0 = 0.1$ ^[11])。令 $p = p_0 N, q = N - p$ 。

(2)根据多点地震动随机模型,生成 N 组服从地震动模型且相互独立的样本。

(3)分别对 N 组样本进行确定性非线性动力时程分析,计算各组样本对应的响应绝对值的最大值,并将其由大到小排列,记为 $\{Z_j^{(1)}; j=1, 2, \dots, N\}$ 。再将对应的样本按相同顺序记录为 $\{\mathbf{x}_j^{(1)}; j=1, 2, \dots, N\}$ 。

(4)取 $b_1 = Z_p^{(1)}, P(F_1) = p_0$ 。令 $k=2$ 。

(5)用 $\mathbf{x}_j^{(k-1)} (j=1, 2, \dots, p)$ 作为“种子”,根据哈密顿蒙特卡洛法(HMC)生成符合条件 $f(\mathbf{x} | F_{k-1})$ 的 q 组新样本 $\{\mathbf{x}_l\}$ 。具体可按如下步骤进行:

1)由已获得的“种子”利用式(20),生成 q 组新样本;

2)将 q 组新样本分别输入减震桥梁结构的非线性动力模型,进行确定性动力时程分析;

3)将原有的 p 组样本与新生成的 q 组新样本对应的响应绝对最大值重新排序得到 $\{Z_j^{(k)}; j=1, 2, \dots, N\}$, 并将对应的样本按顺序记录到 $\{\mathbf{x}_j^{(k)}; j=1, 2, \dots, N\}$ 中,取 $b_k = Z_p^{(k)}$, 同时可得 $P_k = p_0$ 。

(6)若 $\{Z_j^{(k)}\}$ 中至少有 p 个值达到 b , 令 $z=k$, 转

至步骤(7);否则令 $k = k + 1$,转至步骤(5)。

(7)计算落入失效域 F_z 中样本点的个数 N_f ,得 $P_z = N_f/N$ 。

(8)计算结构的失效概率

$$P_f(b) = \prod_{k=1}^c P(F_k) = p_0^{c-1} \frac{N_f}{N} \quad (21)$$

3 数值算例

为了验证本文方法的有效性,用 MATLAB 按前一节介绍的算法编制计算程序,并进行减震桥梁在多点地震激励下的可靠度分析。

为了对比,还采用传统的随机模拟方法重复计算,运动方程求解采用 OPENSEES、地震动样本抽样采用传统的蒙特卡洛法。对考虑空间变异性的随机地震动模型的具体抽样方法见文献[24]。

3.1 计算模型

某一级公路上一座 3×30 m 等高预应力混凝土连续梁桥,立面布置如图 2 所示。主梁、桥墩、基础分别采用 C50, C40, C30 混凝土,桥上附加永久荷载为 63 kN/m,具体桥梁结构计算参数如表 1 所示。每个桥台上设置 2 个黏滞阻尼器,所用黏滞阻尼器的参数如表 2 所示。分析时,结构阻尼矩阵用 Rayleigh 阻尼模型表示,质量比例因子 $\eta = 0.26088$,刚度比例因子 $\beta = 0.00073$ 。

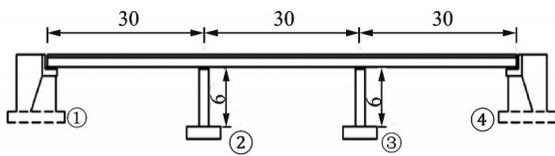


图 2 桥型布置图(单位: m)

Fig. 2 The bridge layout (Unit: m)

表 1 桥梁结构基本参数

Tab. 1 The basic parameters of bridge structure

部位	截面面积 A/m^2	抗弯惯 距 I/m^4	弹性模量 $E/$ ($N \cdot m^{-2}$)	材料密度 $\rho/(kg \cdot m^{-3})$
主梁	12.49	6.70	3.45×10^{10}	2549
桥墩	2.01	0.32	3.25×10^{10}	2549

表 2 黏滞阻尼器基本参数

Tab. 2 The basic parameters of viscous damper

阻尼器部位	阻尼系数 $c_v/$ [$kN \cdot (m \cdot s^{-1})^{0.5}$]	速度指数 γ
1号桥台处	1500	0.5
4号桥台处	1500	0.5

3.2 多点地震动位移输入模拟

本算例考虑沿纵桥向地震动激励。假定桥墩②坐落于坚硬场地上(Soil1),桥墩③坐落于中硬场地上(Soil2),地震动从左至右传播,桥墩②和③处受到部分相干地震动激励。地震动位移时程的自功率谱采用具有双重过滤特性的 Clough-Penzien 谱,其表达式如下

$$S_{kk}(\omega) = S_0 \frac{\omega_k^4 + 4\zeta_k^2 \omega_k^2 \omega^2}{(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_k^2 \omega_k^2 \omega^2} \times \frac{1}{(\omega_{sk}^2 - \omega^2)^2 + 4\zeta_{sk}^2 \omega_{sk}^2 \omega^2} \quad (22)$$

式中 S_0 为谱强度,本文取 $0.009413 \text{ m}^2/\text{s}^3$ (相当于抗震设防烈度 8 度, E2 地震作用水准); ω_k, ζ_k 为土层的自振频率和阻尼比; ω_{sk}, ζ_{sk} 为滤波器参数。 $\omega_k, \zeta_k, \omega_{sk}, \zeta_{sk}$ 的取值如表 3 所示;不同场地条件下位移自功率谱如图 3 所示。

表 3 Clough-Penzien 谱参数

Tab. 3 The parameters of Clough-Penzien spectrum

场地类别	$\omega_k/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	$\zeta_k/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	$\omega_{sk}/(\text{rad} \cdot \text{s}^{-1})$	ζ_{sk}
1 坚硬场地	20.94	0.60	1.50	0.60
2 中硬场地	10.00	0.40	1.00	0.60

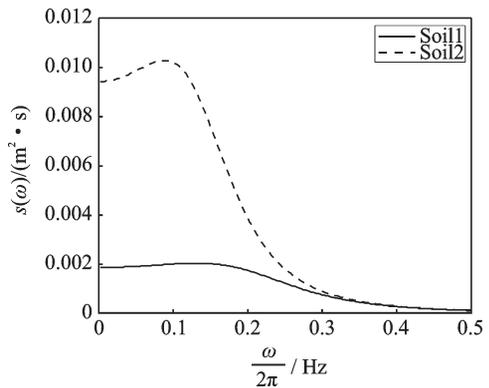


图 3 不同场地的位移自功率谱

Fig. 3 Auto-power displacement spectrum of different sites

考虑空间相关性的地震动模拟时,任意两点间激励的相干效应 ρ 可表示为^[24]

$$|\rho(\omega, d)| = \exp \left[- \left(\frac{\alpha \omega d}{v_s} \right)^2 \right] \quad (23)$$

式中 α 为相干系数, v_s 为剪切波速, d 表示两点间的距离。本文取 $\alpha = 0.2, v_s = 600 \text{ m/s}$ 。

多点地震动模拟时,截段频率 $\omega_u = 15\pi \text{ rad/s}$,地震动持时 $T = 10 \text{ s}$,频率离散间隔 $d\omega = \omega_u/N$,频率划分段数 $N = 300$,离散时间间隔 $dt = 0.01 \text{ s}$ 。图 4 为其中一组位移激励样本。

从图 4 中可以看出, Soil1 对应的位移时程与 Soil2 对应的位移时程由于局部场地效应、相干效应

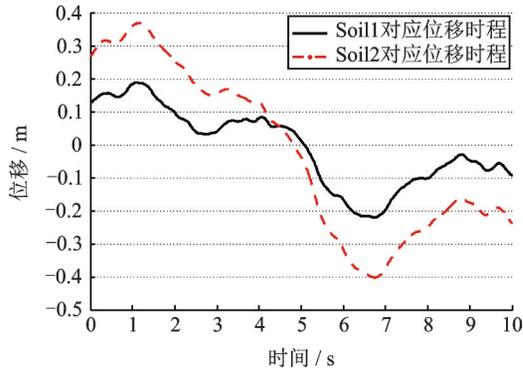


图4 一组位移激励样本

Fig. 4 A set of ground motion displacement time history

的影响,无论是峰值还是随时间的变化情况都有显著不同。

3.3 计算结果

定义E2地震作用下图2所示桥梁①号桥台处梁端位移超越界限值 $b=0.18$ m时该减震桥梁失效(本次计算时界限值 b 的选取依据位移失效准则、 3σ 原则确定为此值,实际计算时可根据相应的失效准则选取相应问题合适的界限值)。表4为采用传统的直接迭代法与本文方法对同一组位移激励样本进行动力时程分析所需时间对比,图5为相应三种计算方法的结果对比;表5给出了采用本文方法与传统随机模拟法求得的失效概率及需要的计算时间。需注意的是,表5中两种算法各自需要的样本数是在保证两种算法求解的结果的变异系数处于一致水平下确定的。具体样本数的确定方法见文献[14]。

表4 单次样本计算耗时对比

Tab. 4 Calculation time for a single sample

方法	耗时/s
本文方法	2
直接迭代法(OPENSEES)	4
直接迭代法(ANSYS)	310

表5 不同方法计算的失效概率和计算时间

Tab. 5 Failure probability results and calculation time

计算方法	样本数	失效概率	计算耗时/s
子集模拟法	1900	0.0265	3805
传统随机模拟法(OPENSEES)	4000	0.0263	16010

由图5可见,本文建立的时域显式迭代算法的计算结果与基于直接迭代求解格式利用OPENSEES和ANSYS进行非线性时程积分法的计算结果基本一致。表4数据显示本文方法耗时最短,虽然由于三种方法各自预处理及存储结果耗时不同,使

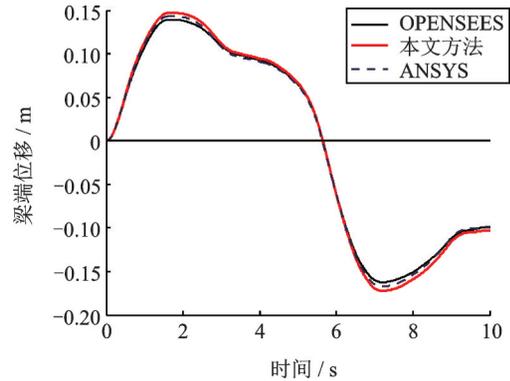


图5 减震桥梁左侧梁端位移时程对比图

Fig. 5 Displacement time history comparison of left beam end of the energy-dissipation bridge with viscous dampers

得这种比较不具有普遍意义,但仍从侧面反映了本文方法在求解当前问题的高效性。

由表5可见,在计算精度方面两种计算方法相近,验证了本文方法的正确性。在抽样次数方面,由于本文采用了基于哈密顿蒙特卡洛法的子集模拟法,样本数明显降低;在计算耗时方面,由于本文方法所需样本数较少,且单次样本计算时间短,计算效率得到了极大提高。特别是,对于失效概率较低的情况,传统随机模拟法所需样本数目将急剧上升,而子集模拟法所需样本数目增加相对缓慢。例如,当失效概率为0.002左右时,传统随机模拟法所需抽样次数约为40000次,而子集模拟法只需3000次左右,此时本文方法的计算效率将高出25倍以上。

4 结论

为了提高多点激励下减震桥梁结构非线性随机抗震可靠度的计算效率,本文建立了基于哈密顿蒙特卡洛法的时域显式降维随机模拟法,主要研究结论如下:

(1) 针对减震桥梁结构具有局部非线性特征,建立了多点激励下减震桥梁运动方程的时域显式降维迭代求解格式,可极大地提高单次地震响应计算效率;

(2) 引入基于哈密顿蒙特卡洛法的子集模拟法,改善了在失效域中抽取样本点的效率,使需要的样本数大大降低,特别是对于低失效概率时改进效果更为显著;

(3) 与传统蒙特卡洛法模拟法相比,所建立的方法对于多点激励下减震桥梁结构非线性动力可靠度问题求解具有更高的效率。

参考文献:

- [1] 欧进萍,王光远. 结构随机振动理论[M]. 北京:高等教育出版社,1998.
JinpingOu, Wang Guangyuan. Structural Random Vibration Theory [M]. Beijing: Higher Education Press, 1998.
- [2] Rice S O. Mathematical analysis of random noise [J]. Bell System Technical Journal, 1944, 23(3): 282-332
- [3] 陈建兵,李杰. 结构随机地震反应与可靠度的概率密度演化分析研究进展[J]. 工程力学, 2014, 31(4): 1-10.
Chen Jianbing, Li Jie. Probability density evolution method for stochastic seismic response and reliability of structure[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(4): 1-10.
- [4] Crandall S H, Chandiramani K L, Cook R G. Some first passage problems in random vibration[J]. Journal of Applied Mechanics, 1966, 33(3):532-538.
- [5] Rubinstein R Y, Kroese D P. Simulation and the Monte Carlo Method [M]. John Wiley & Sons, 2017.
- [6] Hohenbichler R, Rackwitz R. Improvement of second-order reliability estimates by importance sampling [J]. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 1988, 114: 2195-2199.
- [7] Au S K, Beck J L. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2001, 16(4): 263-277.
- [8] Katafygiotis L S, Cheung S H. Application of the spherical subset simulation method and auxiliary domain method on a benchmark reliability study[J]. Structural Safety, 2007, 29: 194-207.
- [9] Bucher C. Asymptotic sampling for high-dimensional reliability analysis[J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2009, 24: 504-510.
- [10] Ching J, Au S K, Beck J L. Reliability estimation for dynamical systems subject to stochastic excitation using subset simulation with splitting[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2005, 194(3): 1557-1579.
- [11] Au S K, Ching J, Beck J L. Application of subset simulation methods to reliability benchmark problems [J]. Structural Safety, 2007, 29(3): 183-193.
- [12] Au S K. On MCMC algorithm for subset simulation [J]. Probabilistic Engineering Mechanics, 2016, 130(2):180-191.
- [13] Neal R M. MCMC using Hamiltonian dynamics[Z]. E-print ArXiv.
- [14] Wang Z, Broccardo M, Song J. Hamiltonian Monte Carlo Methods for subset simulation in reliability analysis [J]. Structure Safety, 2019, 76: 51-67.
- [15] Wilson E L. Three-Dimensional Static and Dynamics Analysis of Structures [M]. Berkeley: Computers and Structures, Inc., 2010.
- [16] 苏成,李保木,陈太聪,等. 黏滞阻尼器减震结构非线性随机振动的时域显式降维迭代随机模拟法[J]. 计算力学学报, 2016, 33(4): 556-563.
Su Cheng, Li Baomu, Chen Taicong, et al. Nonlinear random vibration analysis of energy-dissipation structures with viscous dampers by random simulation method based on explicit time-domain dimension-reduced iteration scheme [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2016, 33(4): 556-563.
- [17] 李钢,李宏男,李瀛. 基于拟力法的消能减震结构地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 55-63.
Li Gang, Li Hongnan, Li Ying, et al. Analysis of seismic response of structures with dissipation devices by using fictitious force method [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 55-63.
- [18] 沈聚敏,周锡元,高小旺,等. 抗震工程学[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2000.
Shen Jumin, Zhou Xiyuan, Gao Xiaowang, et al. Aseismic Engineering [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2000.
- [19] Chopra A K. Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering [M]. New Jersey: Prentice-Hall, 2001.
- [20] Hu Z, Su C, Chen T, et al. An explicit time-domain approach for sensitivity analysis of non-stationary random vibration problems[J]. Journal of Sound and Vibration, 2016, 382: 122-139.
- [21] Avriel M. Nonlinear Programming: Analysis and Methods [M]. New York: Dover Publishing Inc., 2003.
- [22] 李庆扬,王能超,易大义. 数值分析[M]. 北京:清华大学出版社,2001.
Li Qingyang, Wang Nengchao, Yi Dayi. Numerical Analysis [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2001.
- [23] Koo H, Der Kiureghian A. FORM, SORM and simulation techniques for nonlinear random vibrations[R]. Report No. UCB/SEMM-2003/1, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley. 2003.
- [24] Wang Z, Der Kiureghian A. Tail-equivalent lineariza-

tion of inelastic multi-support structures subjected to spatially varying stochastic ground motion [J]. Journal

of Engineering Mechanics, 2016, 142(8):04016053.

Hamiltonian Monte Carlo based subset simulation for reliability analysis of energy-dissipation bridge structures with viscous dampers under multi-support seismic excitations

JIA Shao-min¹, WANG Zi-qi², CHEN Hua-ting², ZHAO Lei³

(1. College of Civil Engineering, Sichuan Agricultural University, Chengdu 611830, China;

2. Earthquake Engineering Research and Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China;

3. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China)

Abstract: The reliability analysis of energy-dissipation bridge structures with viscous dampers under multi-support seismic excitations is a typical local nonlinear dynamic problem. The Monte Carlo simulation method has the general applicability to solve the nonlinear dynamic reliability problem, but with the problem of huge computational cost for engineering practice. The computational cost is determined by the number of samples and the efficiency of a single run of deterministic structural dynamic analysis. In order to improve the efficiency of the seismic reliability analysis of the energy-dissipation bridge structures with viscous dampers, an explicit time-domain dimension-reduced iteration scheme is established using precise time-integration method and Newton-Raphson method, so that the efficiency of dynamic analysis is improved. A subset simulation method using Hamiltonian Monte Carlo is introduced to improve the sampling efficiency of random ground motion in failure domain. Numerical results show that the high efficiency of the present approach for solving nonlinear dynamic reliability problems of energy-dissipation bridge structures with viscous dampers.

Key words: energy-dissipation bridge structures with viscous dampers; nonlinear dynamic reliability; Hamiltonian Monte Carlo; precise time-integration method; explicit time-domain dimension-reduced iteration

作者简介: 贾少敏(1985-),男,博士,讲师,硕士生导师。电话:13688416160;E-mail: jiashaomin1@163.com

通讯作者: 王子琦(1989-),男,博士,讲师,硕士生导师。电话:13826496018;E-mail: ziqidwang@yahoo.com