

非弹性结构体系的概率地震损伤分析

余波¹, 杨绿峰^{1, 2}

(1. 广西大学 工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 南宁 530004;

2. 广西壮族自治区 住房和城乡建设厅, 南宁 530028)

摘要:综合考虑强度退化、刚度退化、捏拢效应等典型滞回特性的影响,提出了双向激励下非弹性体系地震损伤分析的新型数值模型。结合所筛选的 69 条地震记录,定量地分析了双向地震激励、强度退化、刚度退化、捏拢效应等因素对地震损伤指标的概率统计特征的影响。计算结果显示:非弹性双自由度体系的地震损伤指标可以描述为 Frechet 或 Lognormal 分布随机变量;双向激励下非弹性双自由度体系的地震损伤指标可以近似表达为单向激励下非弹性单自由度体系的地震损伤指标的平方和开方;减小结构的屈服后刚度或考虑强度退化、刚度退化和捏拢效应的影响可以明显加剧结构的地震损伤程度。

关键词:地震损伤指标;捏拢效应;刚度退化;强度退化

中图分类号:TU311.3 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2012)04-0059-07

Probabilistic Seismic Damage Analysis of Inelastic Structural System

YU Bo¹, YANG Lyufeng^{1,2}

(1. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of China Ministry of Education,
Guangxi University, Nanning 530004, P. R. China;

2. Agency of Housing and Urban-Rural Development, Guangxi Autonomous Zhuang Region, Nanning 530028, P. R. China)

Abstract: A novel numerical model for seismic damage analysis of inelastic two degree of freedom (2DOF) system under bi-directional excitations was developed by taking the strength degradation, stiffness deterioration and pinching effect into account. The influences of bidirectional excitations, strength degradation, stiffness deterioration and pinching effect on statistical characteristics of seismic damage index of inelastic 2DOF system were investigated using 69 selected earthquake records. The results show that seismic damage index of inelastic 2DOF system can be described as either the Lognormal or the Frechet distribution variable; the seismic damage index of inelastic 2DOF system can be approximated by the square root of sum of square (SRSS) of seismic damage index of single degree of freedom (SDOF) system; an decrease in post-yielding stiffness or consideration of strength degradation, stiffness deterioration and pinching effect may increase the seismic damage index remarkably.

Key words: seismic damage index; pinching effect; stiffness degradation; strength deterioration

地震动对工程结构的作用实际上是一个能量的输入、转化与耗散的过程。结构在地震作用下不仅会产生变形,而且会发生能量耗散,两者都会对结构造成不同程度的损伤。因此,地震作用下结构的最

收稿日期:2011-11-22

基金项目:国家自然科学基金(50768001、51168003);广西自然科学基金(桂科自 0991020Z、2010GXNSFD169008、LGZX201002);广西大学科研基金(XBZ110927)

作者简介:余波(1982-),男,博士,主要从事随机结构分析和地震工程研究,(E-mail)gxuyubo@gxu.edu.cn。杨绿峰(通信作者),男,教授,博士生导师,(E-mail)lyyang@gxu.edu.cn。

大位移响应和能量耗散能力是结构抗震设计的 2 个重要性能指标^[1]。

由 Park 等^[2-3]提出的地震损伤指标综合考虑了结构的最大非弹性位移和累积滞回耗能的影响,是目前比较常用的地震损伤模型。杨伟等^[1]根据能量方程建立结构最大弹塑性位移和累积滞回耗能的关系,提出了 Park-Ang 地震损伤指标的简便算法。王东升等^[4]根据钢筋混凝土构件低周疲劳试验数据,利用临界延性系数和能量等效系数来确定能量项加权因子,提出了改进的 Park-Ang 地震损伤模型。于琦等^[5]通过建立多自由度体系与等效单自由度体系之间滞回耗能的转化关系,提出了基于变形与能量双重准则的钢筋混凝土结构地震损伤评估方法。易伟建等^[6]利用 Pushover 建立多自由度体系结构与等效单自由度体系之间位移及能量的转换关系,进而采用 Park-Ang 模型对结构的整体地震损伤程度进行了综合评估。Ghosh 等^[7]比较了确定平面多层框架 Park-Ang 地震损伤指标的三种等效单自由度体系方法。张国军等^[8]分析了加载循环水平对高强混凝土框架柱累积滞回耗能的影响规律,进而确定了适用于高强混凝土框架柱的 Park-Ang 损伤模型的耗能因子。傅剑平等^[9]根据钢筋混凝土柱的试验数据,对钢筋混凝土结构的 Park-Ang 双参数破坏准则的识别和修正问题进行了讨论。

值得注意的是,现有的研究主要针对单向地震激励下的理想弹塑性或双线性结构体系进行分析,而对于双向地震激励下具有强度退化、刚度退化、捏拢效应等典型滞回特性的结构体系的地震损伤关注较少。然而,实际工程结构大多承受双向地震激励,特殊情况下还有必要考虑竖向地震作用和转角激励的影响^[5]。此外,震害资料和试验数据显示,钢筋混凝土结构在地震作用下往往发生混凝土开裂、破碎、剥落甚至压溃,钢筋与混凝土之间也会发生粘结滑移,结构整体表现出明显的强度退化、刚度退化、捏拢效应等典型滞回特性。鉴于此,笔者引入规一化屈服强度和规一化位移的概念,并利用规一化位移作为控制参数,以圆形屈服面来描述双向规一化恢复力之间的耦合效应,且综合考虑强度退化、刚度退化、捏拢效应等典型滞回特性的影响,建立了双向地震激励下非弹性双自由度体系地震损伤分析的新型数值模型,并结合所筛选的 69 条地震记录定量地分析了非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标的概率统计特征。

1 地震延性需求和损伤指标

如图 1 所示,双向水平地震激励下非弹性双自

由度体系的运动控制方程为式(1)。

$$\begin{cases} m\ddot{u}_{bx} + c_x\dot{u}_{bx} + \alpha_x k_x u_{bx} + (1 - \alpha_x)k_x z_{bx} = -\ddot{m}_{gx} \\ m\ddot{u}_{by} + c_y\dot{u}_{by} + \alpha_y k_y u_{by} + (1 - \alpha_y)k_y z_{by} = -\ddot{m}_{gy} \end{cases} \quad (1)$$

式中: m 为集中质量;下标 i ($i = x$ 和 y) 表示地震激励和结构响应的方向; k_i 和 c_i 分别表示初始线弹性刚度和粘滞阻尼系数; α_i 为屈服后刚度比; \ddot{u}_{gx} 和 \ddot{u}_{gy} 为地震加速度; u_{bi} 、 \dot{u}_{bi} 和 \ddot{u}_{bi} 分别表示集中质量的相对侧向位移、速度和加速度; z_{bi} 为非线性滞回位移。

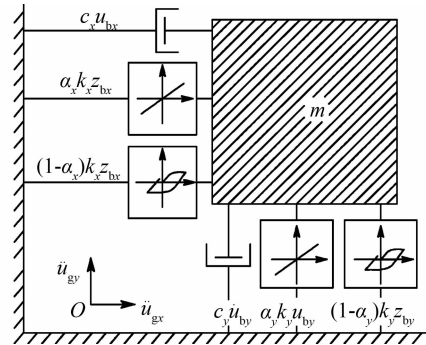


图 1 双向地震激励下的非弹性 2DOF 体系

假设在单向水平地震激励下,线弹性体系的位移峰值为 D_{ei} ($i = x, y$),非弹性体系在屈服点处的位移为 D_{yi} ,则可以引入无量纲量^[10],得到式(2)、(3)。

$$\mu_{bx} = \frac{u_{bx}}{D_{yx}}; \mu_{by} = \frac{u_{by}}{D_{yy}} \quad (2)$$

$$\mu_{bxz} = \frac{z_{bx}}{D_{yx}}; \mu_{bzy} = \frac{z_{by}}{D_{yy}} \quad (3)$$

式中 $D_{yi} = \phi_i D_{ei}$; ϕ_i 为规一化屈服强度; μ_{bi} 和 μ_{bzi} 分别表示集中质量在双向地震激励下的规一化侧向位移和规一化滞回位移。利用式(2)所定义无量纲量,可以将式(1)表示为式(4)。

$$\begin{cases} \ddot{\mu}_{bx} + 2\xi_x \omega_{nx} \dot{\mu}_{bx} + \alpha_x \omega_{nx}^2 \mu_{bx} + \\ (1 - \alpha_x) \omega_{nx}^2 \mu_{bxz} = -\ddot{u}_{gx} / D_{yx} \\ \ddot{\mu}_{by} + 2\xi_y \omega_{ny} \dot{\mu}_{by} + \alpha_y \omega_{ny}^2 \mu_{by} + \\ (1 - \alpha_y) \omega_{ny}^2 \mu_{bzy} = -\ddot{u}_{gy} / D_{yy} \end{cases} \quad (4)$$

式中 $\xi_i = c_i / (2m\omega_{ni})$ 和 $\omega_{ni} = (k_i/m)^{0.5}$ 分别表示非弹性体系在初始线弹性阶段沿 i ($i = x, y$) 方向的粘滞阻尼比和自振圆频率(rad/s)。此外,非弹性体系的规一化侧向位移 (μ_{bi}) 与规一化滞回位移 (μ_{bzi}) 之间的关系^[10-11]为式(5)~(11)。

$$\mu_{bzi} = \frac{h_i(\mu_{bi}, \mu_{bzi}, \epsilon_{nb})}{1 + \delta_{\eta i} \epsilon_{nb}} [\mu_{bi} - (1 + \delta_{v i} \epsilon_{nb}) \mu_{bzi} I_b] \quad (5)$$

$$I_b = |\dot{\mu}_{bx}| |\mu_{bx}|^{n_x-1} [\beta_x + \gamma_x \text{sgn}(\dot{\mu}_{bx} \mu_{bx})] + |\dot{\mu}_{by}| |\mu_{by}|^{n_y-1} [\beta_y + \gamma_y \text{sgn}(\dot{\mu}_{by} \mu_{by})] \quad (6)$$

$$h_i(\dot{\mu}_{bi}, \mu_{bzi}, \epsilon_{nb}) = 1 - a_{1i} \cdot e^{a_{1i}} \quad (7)$$

$$a_{1i} = \zeta_{si} (1 - e^{-\rho_i \epsilon_{nb}}) \quad (8)$$

$$a_{2i} = (\psi_i + \delta_{\psi_i} \epsilon_{nb}) (\lambda_i + a_{1i}) \quad (9)$$

$$a_{3i} = [(1 + \delta_{\psi_i} \epsilon_{nb}) (\beta_i + \gamma_i)]^{n_i} \quad (10)$$

$$a_{4i} = - \left(\frac{\mu_{bzi} \text{sgn}(\dot{\mu}_{bi}) - q_i a_{3i}}{a_{2i}} \right)^2 \quad (11)$$

式中: β_i, γ_i 和 n_i 为形状参数; δ_{η_i} 和 δ_{ν_i} 分别为刚度和强度退化参数; $\zeta_{si}, \rho_i, q_i, \psi_i, \delta_{\psi_i}$ 和 λ_i 为捏拢效应参数^[12-13]; $\text{sgn}(x)$ 为符号函数; ϵ_{nb} 为非弹性体系在时程 T 内的规一化累积滞回耗能。当 $n_x = n_y = n$ 时, ϵ_{nb} 定义为^[11]式(12)。

$$\epsilon_{nb} = \int_0^T [(1 - \alpha_x) \dot{\mu}_{bx} \mu_{bx} + (1 - \alpha_y) \dot{\mu}_{by} \mu_{by}] \times (|\cos^n \theta| + |\sin^n \theta|)^{2/n} dt \quad (12)$$

式中 $\theta = \tan^{-1}(\mu_{by}/\mu_{bx})$ 为规一化侧向位移 μ_{bx} 和 μ_{by} 之间的夹角。

若引入向量 $\{y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6, y_7\}^T = \{\mu_{bx}, \dot{\mu}_{bx}, \mu_{by}, \dot{\mu}_{by}, \mu_{bx}, \dot{\mu}_{bx}, \epsilon_{nb}\}^T$, 则可以将式(4)~(12)转换为一阶偏微分方程组(13)。

$$\begin{cases} \dot{y}_1 = y_2 \\ \dot{y}_2 = -2\xi_x \omega_{nr} y_2 - \alpha_x \omega_{nr}^2 y_1 - (1 - \alpha_x) \omega_{nr}^2 y_5 - \ddot{u}_{gx} / D_{yx} \\ \dot{y}_3 = y_4 \\ \dot{y}_4 = -2\xi_y \omega_{ny} y_4 - \alpha_y \omega_{ny}^2 y_3 - (1 - \alpha_y) \omega_{ny}^2 y_6 - \ddot{u}_{gy} / D_{yx} \\ \dot{y}_5 = s_x \cdot [y_2 - (1 + \delta_{\nu_i} y_7) \cdot y_5 \cdot I_{bxy}] / (1 + \delta_{\eta_i} y_7) \\ \dot{y}_6 = s_y \cdot [y_4 - (1 + \delta_{\nu_i} y_7) \cdot y_6 \cdot I_{bxy}] / (1 + \delta_{\eta_i} y_7) \\ \dot{y}_7 = [(1 - \alpha_x) y_2 \cdot y_5 + (1 - \alpha_y) y_4 \cdot y_6] \times (|\cos^n \theta| + |\sin^n \theta|)^{2/n} \end{cases} \quad (13)$$

式中:

$$s_i = 1 - \zeta_{si} (1 - e^{-\rho_i y_7}) e^{-\left[\frac{(h_i - b_{2i})}{b_{3i}}\right]^2}, (i = x, y) \quad (14)$$

$$b_{1i} = y_5 \cdot \text{sgn}(y_2) \quad (15)$$

$$b_{2i} = q_i [(1 + \delta_{\psi_i} y_7) (\beta_i + \gamma_i)]^{n_i} \quad (16)$$

$$b_{3i} = (\psi_i + \delta_{\psi_i} y_7) \cdot [\lambda_i + \zeta_{si} (1 - e^{-\rho_i y_7})] \quad (17)$$

$$I_{bxy} = |y_2| \cdot |y_5|^{n_x-1} \cdot [\beta_x + \gamma_x \text{sgn}(y_2 \cdot y_5)] + |y_4| \cdot |y_6|^{n_y-1} \cdot [\beta_y + \gamma_y \cdot \text{sgn}(y_4 \cdot y_6)] \quad (18)$$

利用 Gear 法^[14]求解式(13)所定义的偏微分方程组,可以得到规一化位移时程 $\mu_{bi}(t)$ 、规一化滞回位移时程 $\mu_{bzi}(t)$ 、规一化累积滞回耗能 ϵ_{nb} 。当 $n_x = n_y = n$ 时,非弹性 2DOF 体系的地震延性需求 ($\mu_{b,max}$) 和 Park-Ang 地震损伤指标 (D_b)^[11] 为式(19)、(20)。

$$\mu_{b,max} = \max_{t \in T} \{ [|\mu_{bx}(t)|^n + |\mu_{by}(t)|^n]^{1/n} \} \quad (19)$$

$$D_{PAb} = \frac{\mu_{b,max}}{\mu_{cb}} + \delta_{Eb} \frac{\epsilon_{nb}}{\mu_{cb}} \quad (20)$$

式中: δ_{Eb} 为循环加载的影响系数,其典型取值在 0.01~0.25 之间^[7]; μ_{cb} 为单调加载下结构的延性能力。由于 D_{PAb} 与 μ_{cb} 有关,而不同结构的 μ_{cb} 可能千差万别,难以统一衡量。所以本文选用 $D_b = \mu_{cb} D_{PAb} = \mu_{b,max} + \delta_{Eb} \epsilon_{nb}$ 进行分析并建立其概率预测模型,然后结合 D_b 和目标结构的 μ_{cb} , 利用损伤指标 $D_{PAb} = D_b / \mu_{cb}$ 对特定的工程结构进行损伤评估^[10]。

2 双向激励下的非弹性地震动力响应

2.1 捏拢效应和退化效应的影响

首先利用幅值递增的简谐荷载来分析捏拢效应以及强度和刚度退化对滞回曲线的影响。假定结构的自振周期 $T_n = 1.0$ s, 阻尼比 $\xi = 0.05$ 。除图 2 中特别说明外,模型参数 $\{\alpha, \beta, \gamma, n, \delta_{\eta}, \delta_{\nu}, \xi, \rho, q, \psi, \delta_{\psi}, \lambda\} = \{0.05, 0.5, 0.5, 1, 0, 0, 0, 2.5, 0.15, 0.1, 0.005, 0.5\}$ 。在单向简谐荷载激励下,非弹性体系的滞回曲线如图 2 所示。由图 2(a)可知,当刚度退化参数 $\delta_{\eta} = 0.15$ 时,随着加卸载循环次数的增加,滞回曲线在加卸载过程中的切线刚度逐渐减小。由图 2(b)可知,当强度退化参数 $\delta_{\nu} = 0.03$ 时,随着加卸载循环次数的增加,滞回曲线的屈服强度逐渐减小。由图 2(c)和图 2(d)可知,当捏拢效应参数 $\xi_s = 0.95$ 时,滞回曲线在平衡位置附近出现明显的收缩效应,滞回曲线的饱满度明显下降。由此可见,该模型可以充分考虑捏拢效应、刚度退化、强度退化等因素的影响,具有较强的适用性。

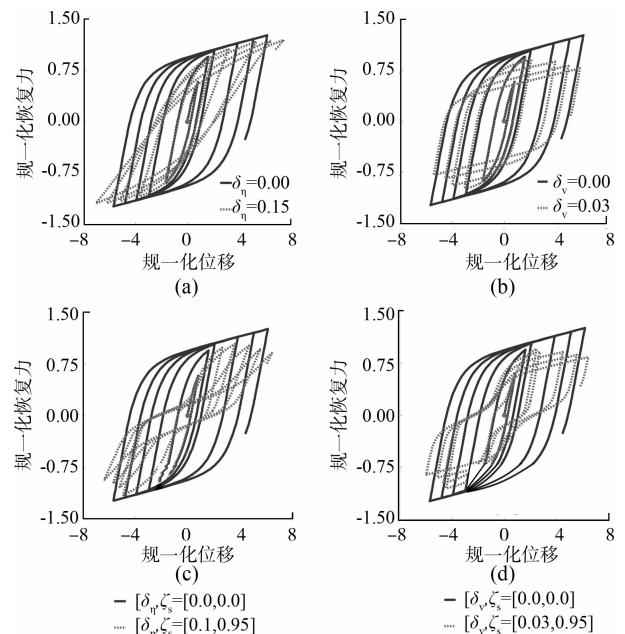


图 2 捏拢效应和退化效应对滞回曲线的影响

2.2 双向地震激励的影响

在双向地震激励下,非弹性体系沿一个方向的屈服或累积损伤,往往会削弱另一个方向的刚度或强度,进而明显改变非弹性体系的地震动动力响应。假定结构沿 x 和 y 方向的自振周期 $T_{nx} = T_{ny} = 0.5$ s, 阻尼比 $\xi_x = \xi_y = 5\%$, 规一化屈服强度 $\phi_x = \phi_y = 0.5$, 模型参数 $\{\alpha_i, \beta_i, \gamma_i, n_i, \delta_{qi}, \delta_{vi}, \zeta_{si}, p_i, q_i, \psi_i, \delta_{\psi_i}, \lambda_i\} = \{0.05, 0.5, 0.5, 2, 0, 0, 0, 2.5, 0.15, 0.1, 0.005, 0.5\}$ 。上述参数均符合文献[10, 13, 15]的推荐取值。从 NGA 数据库[16]中任意选择一条地震记录进行分析。例如,由 LA-Wadsworth VA Hospital South 监测站所记录的 1994 年 1 月 17 日发生的 6.69 级 Northridge-01 地震。非弹性体系在单、双向地震激励下的滞回曲线如图 3 所示。图中, f_i 和 μ_i 分别表示单向地震激励下的规一化恢复力和规一化位移; f_{bi} 和 μ_{bi} 分别表示双向地震激励下的规一化恢复力和规一化位移; ϵ_{nr} 、 ϵ_{ny} 、 ϵ_{nrx} 和 ϵ_{nby} 为规一化累积滞回耗能。由图 3 可知,双向地震激励促使滞回曲线在卸载点附近出现明显的圆角效应;取决于地震激励和结构动力参数的特性,双向地震激励作用既可能增大也可能减小非弹性体系的累积滞回耗能。

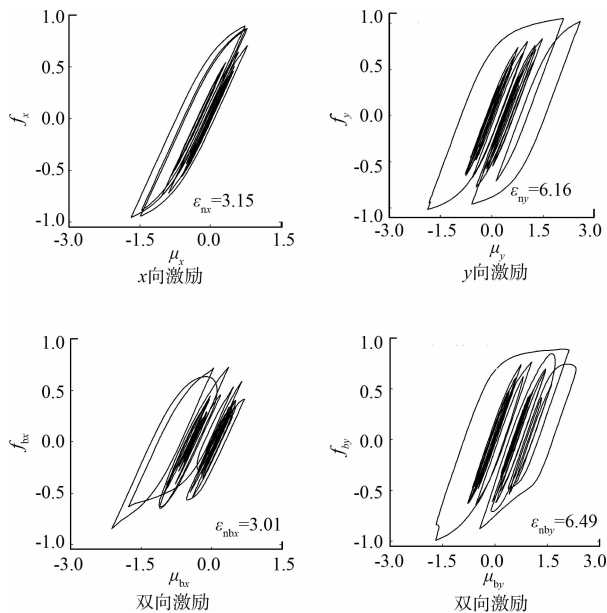


图 3 单向和双向地震激励下的滞回曲线

3 概率地震损伤指标分析

由于地震的发生以及地震加速度的传播均具有较强的随机性,所以非弹性体系的地震损伤指标也不可避免地存在随机性。下面分析双向地震激励下非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标的概率统计特征。

3.1 地震记录的筛选

地震记录的选择通常需要考虑地震动对目标结构的潜在破坏势,进而根据震级、震中距、场地条件等参数从实际地震记录中选取。从美国太平洋地震工程研究中心所建立的 NGA 强震数据库[16]中筛选地震记录,并采用以下筛选准则[17]:1) 震源位于美国加利福尼亚州;2) 地震记录的场地条件为 NEHRP 分类[16]中的 B 类或 C 类;3) 地震记录监测设备安置在自由场地或单层轻型结构的地表,即属于 Geomatrix's 分类[16]中的 I 类或 A 类;4) 地震记录具有完整的 3 个加速度分量,且同时满足高通滤波器拐角频率 ≤ 0.5 Hz 和低通滤波器拐角频率 ≥ 40 Hz。通过筛选,可以确定有 13 次地震的 69 条地震记录符合上述条件,见表 1。

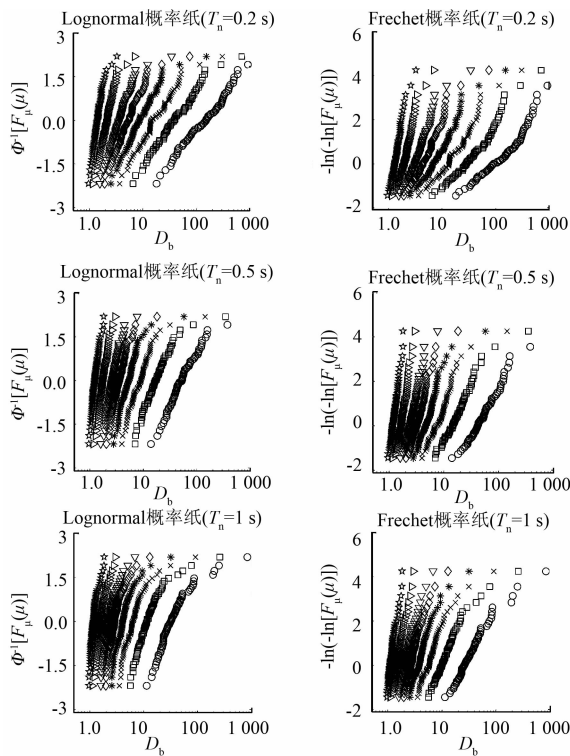
表 1 从 NGA 数据库中筛选的 69 条地震记录

地震编号*	地震名称	年份	地震记录数
48	Coyote Lake	1979	1
50	Imperial Valley-06	1979	1
64	Victoria, Mexico	1980	1
77	Coalinga-02	1983	3
101	N. Palm Springs	1986	5
113	Whittier Narrows-01	1987	2
114	Whittier Narrows-02	1987	1
118	Loma Prieta	1989	7
125	Landers	1992	1
126	Big Bear-01	1992	7
127	Northridge-01	1994	21
145	Sierra Madre	1991	1
158	Hector Mine	1999	18

* 地震编号采用 NGA 地震数据库[16]中的编码。

3.2 地震损伤指标的经验分布模型

首先确定地震损伤指标 (D_b) 的经验分布模型。假定参数 $\{\alpha_i, \beta_i, \gamma_i, n_i, \delta_{qi}, \delta_{vi}, \zeta_{si}, p_i, q_i, \psi_i, \delta_{\psi_i}, \lambda_i\} = \{0.05, 0.5, 0.5, 2, 0, 0, 0, 2.5, 0.15, 0.1, 0.005, 0.5\}$ 。将非弹性体系在 69 条地震记录作用下的 D_b 的样本点分别描绘在 Frechet 和 Lognormal 概率纸上,如图 4 所示。由图 4 可知,当 $T_n = 0.5$ s 或 1.0 s 时,采用 Lognormal 或 Frechet 分布来描述 D_b 的差异性并不明显,因为 D_b 的样本点在这 2 种概率纸上的分布均较好地呈现直线;当 $T_n = 0.2$ s 时,采用 Lognormal 分布来描述 D_b 的概率分布则更为合理,因为 D_b 的样本点在 Lognormal 概率纸上的分布更趋近于直线,当规一化屈服强度较小时尤为明显。

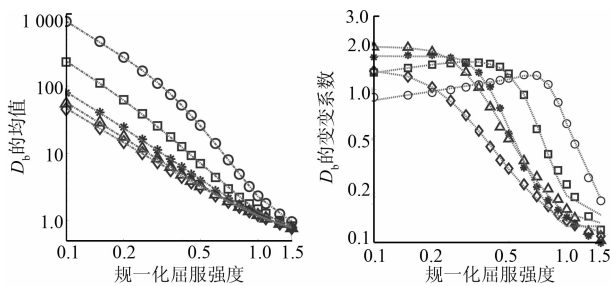


注: $\circ \phi=0.1$ $\square \phi=0.2$ $\times \phi=0.3$ $\ast \phi=0.4$ $\diamond \phi=0.5$ $\nabla \phi=0.6$ $\triangleright \phi=0.8$ $\ast \phi=1.0$

图 4 D_b 在 Lognormal 和 Frechet 概率纸上的分布

3.3 地震损伤指标的统计特征值

下面确定地震损伤指标 (D_b) 的统计特征值。当自振周期 (T_n) 为 0.1、0.2、0.5、1.0 或 1.5 s, 规一化屈服强度 (ϕ) 从 0.1 到 0.5 变化时, D_b 的均值和变异系数如图 5 所示。由图可知, D_b 的均值随着 T_n 和 ϕ 的减小而增大; 随着 ϕ 的减小, D_b 的变异系数逐渐增大并趋于稳定, 最终维持在 1.0~2.0 之间。



注: $\circ T_n=0.1$ s $\square T_n=0.2$ s $\ast T_n=0.5$ s $\triangle T_n=1.0$ s $\diamond T_n=1.5$ s — 拟合曲线

图 5 D_b 的均值和变异系数

根据图 5 中的变化趋势, 可以将 D_b 的均值和变异系数的预测方程选取为^[15]:

$$m_D = \exp \left[a_1 + a_2 \frac{1 - e^{-\phi^{a_3}}}{1 - e^{-\phi^{a_4}}} + a_5 \ln(\min(1, \phi)) \right] \quad (21)$$

$$\nu_D = b_1 \frac{1 - e^{-b_2 \phi^{b_3}}}{\phi^{b_4}} + b_5 \ln(\min(1, 0.5\phi)) \quad (22)$$

其中: $\phi = \frac{1}{\phi}$; m_D 和 ν_D 为 D_b 的均值和变异系数; a_i 和 b_i ($i=1, 2, \dots, 5$) 为预测方程的拟合参数, 可以利用非线性最小二乘法确定 (见表 2), 对应的拟合曲线见图 5。

表 2 预测方程的拟合参数

T_n/s	预测方程的拟合参数
0.1	a_i [-3.939 7, 4.767 0, 0.998 2, -0.233 5, -1.058 4]
	b_i [1.339 4, 0.499 9, 5.325 5, 0.197 0, -0.101 5]
0.2	a_i [-3.791 8, 4.107 9, 0.704 1, -0.235 4, -0.872 3]
	b_i [0.119 3, 16.326 7, -4.612 2, -4.432 0, -0.121 3]
0.5	a_i [-2.772 9, 2.958 6, 0.664 3, -0.280 9, -0.430 5]
	b_i [1.628 8, 0.034 8, 3.598, -0.006 2, -0.105 4]
1.0	a_i [-2.374 2, 2.523 7, 0.642 9, -0.309 1, -0.289 1]
	b_i [1.711 5, 0.054 3, 2.585 4, -0.045 8, -0.094 5]
1.5	a_i [-2.111 4, 2.287 1, 0.636 8, -0.322 2, -0.129 0]
	b_i [0.096 3, 31.537 6, -1.940, -1.654 7, -0.062 6]

3.4 地震损伤指标的影响因素分析

选用表 1 中的 69 条强震记录, 对 20 种不同情况下的地震损伤指标 (D_b) 进行概率统计分析。假定结构的自振周期 $T_{nx} = T_{ny} = T_n = 0.5$ s, 规一化屈服强度 $\phi_x = \phi_y = \phi = 0.5$, 模型参数 $\{\alpha_i, \beta_i, n_i, p_i, q_i, \phi_i, \delta_{\phi_i}, \lambda_i\} = \{0.5, 0.5, 2, 2.5, 0.15, 0.1, 0.005, 0.5\}$, 其他参数的取值见表 3。其中, 情况 1 为基准体系; 情况 2 和 3 用于分析屈服后刚度比 (α_i) 的影响; 情况 4~7 考虑规一化屈服强度 ϕ_x 和 ϕ_y 的影响; 情况 8~11 考虑自振周期 (T_{nx} 和 T_{ny}) 的影响; 情况 12~17 用于揭示强度和刚度退化参数 (δ_{vi} 和 δ_{η_i}) 的影响; 情况 18 和 19 用于分析捏拢效应系数 (ζ_{si}) 的影响; 情况 20 综合考虑强度退化、刚度退化和捏拢效应的影响。

表 3 在 20 种情况下 2DOF 体系的参数取值

情况	变量	ϕ_x	ϕ_y	T_{nx}/s	T_{ny}/s	α_i	δ_{η_i}	δ_{vi}	ζ_{si}
1	—	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
2	α_i	0.5	0.5	0.5	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00
3	α_i	0.5	0.5	0.5	0.5	0.10	0.00	0.00	0.00
4	ϕ_x	0.2	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
5	ϕ_x	0.8	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
6	ϕ_x 和 ϕ_y	0.2	0.2	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
7	ϕ_x 和 ϕ_y	0.8	0.8	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
8	T_{nx}	0.5	0.5	0.2	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
9	T_{nx}	0.5	0.5	1.0	0.5	0.05	0.00	0.00	0.00
10	T_{nx} 和 T_{ny}	0.5	0.5	0.2	0.2	0.05	0.00	0.00	0.00

续表 3

情况	变量	ϕ_x	ϕ_y	T_{nx}/s	T_{ny}/s	α_i	δ_{η_i}	δ_{v_i}	ζ_{s_i}
11	T_{nx} 和 T_{ny}	0.5	0.5	1.0	1.0	0.05	0.00	0.00	0.00
12	δ_{η_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.15	0.00	0.00
13	δ_{η_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.30	0.00	0.00
14	δ_{v_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.03	0.00
15	δ_{v_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.05	0.00
16	δ_{η_i} 和 δ_{v_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.15	0.03	0.00
17	δ_{η_i} 和 δ_{v_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.30	0.05	0.00
18	ζ_{s_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.85
19	ζ_{s_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.00	0.00	0.96
20	δ_{η_i} , δ_{v_i} 和 ζ_{s_i}	0.5	0.5	0.5	0.5	0.05	0.15	0.03	0.85

利用单向地震激励下非弹性单自由度体系的地震损伤指标 (D_x 和 D_y), 可以将双向地震激励下非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标近似表示为:

$$D_{b1} = D_x + D_y; D_{b2} = \sqrt{D_x^2 + D_y^2} \quad (16)$$

在 69 条地震记录作用下, 地震损伤指标 (D_x , D_y , D_b , D_{b1} 和 D_{b2}) 的均值和变异系数分别见表 4 和 5。为了方便比较, $r_1 = D_b/D_{b1}$ 和 $r_2 = D_b/D_{b2}$ 的均值和变异系数也列于表中。由表可知, 地震损伤指标

表 4 不同情况下地震损伤指标的均值

情况	D_x	D_y	D_b	D_{b1}	D_{b2}	r_1	r_2
1	2.64	2.46	3.93	5.10	3.68	0.75	1.04
2	2.80	2.55	4.25	5.34	3.86	0.76	1.05
3	2.57	2.42	3.80	5.00	3.59	0.74	1.04
4	15.49	2.46	16.78	17.95	15.81	0.89	1.06
5	1.34	2.46	2.85	3.80	2.83	0.74	1.00
6	15.49	12.19	24.69	27.68	20.41	0.84	1.15
7	1.34	1.31	1.75	2.65	1.89	0.66	0.92
8	3.95	2.46	5.31	6.41	4.82	0.78	1.06
9	2.26	2.46	3.52	4.72	3.40	0.73	1.01
10	3.95	3.85	7.07	7.81	5.64	0.83	1.15
11	2.26	2.23	3.27	4.49	3.22	0.71	0.99
12	2.90	2.69	4.40	5.59	4.05	0.75	1.04
13	3.01	2.92	4.73	5.92	4.29	0.77	1.06
14	3.09	2.49	4.72	5.58	4.12	0.76	1.05
15	3.24	2.52	4.82	5.76	4.28	0.76	1.06
16	3.09	2.79	4.73	5.88	4.27	0.76	1.05
17	3.23	2.99	5.02	6.22	4.52	0.77	1.06
18	3.08	2.91	4.71	5.99	4.33	0.75	1.04
19	3.69	3.40	5.53	7.09	5.14	0.75	1.03
20	3.70	3.31	5.44	7.01	5.11	0.75	1.03

表 5 不同情况下地震损伤指标的变异系数

情况	D_x	D_y	D_b	D_{b1}	D_{b2}	r_1	r_2
1	0.41	0.31	0.52	0.29	0.31	0.14	0.13
2	0.48	0.34	0.74	0.34	0.36	0.19	0.18
3	0.37	0.30	0.43	0.26	0.28	0.12	0.12
4	1.79	0.31	1.76	1.56	1.75	0.08	0.05
5	0.18	0.31	0.31	0.22	0.25	0.10	0.09
6	1.79	1.08	1.68	1.45	1.48	0.10	0.10
7	0.18	0.16	0.19	0.12	0.13	0.09	0.09
8	0.96	0.31	1.00	0.63	0.76	0.13	0.11
9	0.36	0.31	0.45	0.25	0.27	0.14	0.14
10	0.96	0.72	1.27	0.81	0.81	0.16	0.16
11	0.36	0.33	0.48	0.28	0.30	0.14	0.13
12	0.62	0.46	0.77	0.49	0.50	0.18	0.17
13	0.66	0.65	0.74	0.61	0.60	0.20	0.20
14	1.35	0.33	1.57	0.81	0.99	0.17	0.13
15	1.60	0.35	1.58	0.97	1.19	0.14	0.12
16	0.94	0.62	1.08	0.75	0.76	0.19	0.18
17	1.00	0.72	0.98	0.83	0.83	0.20	0.20
18	0.61	0.51	0.76	0.51	0.51	0.14	0.14
19	0.88	0.75	0.94	0.78	0.77	0.14	0.13
20	1.04	0.78	0.92	0.88	0.88	0.16	0.16

(D_x , D_y 和 D_b) 的均值随着规一化屈服强 (ϕ_i) 和自振周期 (T_{ni}) 的减小而增大; 减小非弹性体系的规一化屈服强度 (ϕ_i) 和自振周期 (T_{ni}), 或增大结构的强度退化系数 (δ_{v_i})、刚度退化系数 (δ_{η_i}) 和捏拢效应系数 (ζ_{s_i}) 都会明显增大地震损伤指标的变异性; D_{b1} 为 D_b 提供了一个近似下限值, 通常低估约 25%; 虽然 r_1 和 r_2 的变异系数相似, 但 r_2 的均值比 r_1 的均值更接近 1.0, 说明利用 D_{b2} 来近似估计 D_b 更为合理。也就是说, 双向地震激励下非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标可以近似表达为单向地震激励下非弹性单自由度体系的地震损伤指标的平方和开方。

5 结 论

综合考虑强度退化、刚度退化、捏拢效应等典型滞回特性的影响, 建立了双向地震激励下非弹性 2DOF 体系地震损伤分析的新型数值模型。结合 69 条地震记录, 定量地分析了非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标的概率统计特征。根据计算结果可知, 对于桥梁、水塔、单层或多层框架等可以模型化为集中质量体系且主要受第一阶振型控制的工程结构具有以下结论:

1)受双向恢复力耦合效应的影响,双向激励下非弹性 2DOF 体系的滞回曲线在卸载点附近出现明显的圆角效应,取决于地震激励和结构动力参数的特性,双向地震激励作用既可能增大也可能减小非弹性体系的累积滞回耗能。

2)在双向地震激励下,将柔性结构体系(如 $T_n = 0.5$ s 或 1.0 s)的地震损伤指标(D_b)描述为 Frechet 或 Lognormal 分布随机变量的差异性并不明显,而将刚性结构体系(如 $T_n = 0.2$ s)的 D_b 描述为 Log-normal 分布随机变量则更为合理。

3)在双向地震激励下,非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标可以近似表达为单向地震激励下非弹性单自由度体系的地震损伤指标的平方和开方。

4)降低结构的屈服后刚度比或考虑强度退化、刚度退化和捏拢效应的影响,可以明显增大非弹性 2DOF 体系的地震损伤指标的均值和变异性。

参考文献:

- [1] 杨伟, 欧进萍. 基于能量原理的 Park-Ang 损伤模型简化计算方法[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(2): 159-165.
YANG Wei, OU Jinping. A simplified method for computing Park-Ang damage model based on energy concept [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(2): 159-165.
- [2] Park Y J, Ang A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4): 722-739.
- [3] Park Y J, Ang A H S, Wen Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. Journal of structural Engineering, ASCE, 1985, 111(4): 740-757.
- [4] 王东升, 冯启民, 王国新. 考虑低周疲劳寿命的改进 Park-Ang 地震损伤模型[J]. 土木工程学报, 2004, 37(11): 41-49.
WANG Dongsheng, FENG Qimin, WANG Guoxin. A modified Park-Ang seismic damage model considering low cycle fatigue life [J]. China Civil Engineering Journal, 2004, 37(11): 41-49.
- [5] 于琦, 孟少平, 吴京. 基于变形与能量双重准则的钢筋混凝土结构地震损伤评估[J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 16-23.
YU Qi, MENG Shaoping, WU Jing. Deformation and energy based seismic damage evaluation of reinforced concrete structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(5): 16-23.
- [6] 易伟建, 尹攀. 基于位移及滞回耗能的结构抗震性能评估新方法[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2009, 36(8): 1-6.
YI Weijian, YIN Jiang. A new method for evaluating seismic performance based on displacement and hysteretic energy [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2009, 36(8): 1-6.
- [7] Ghosh S, Datta D, Katakdhond A A. Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single degree systems [J]. Engineering Structures, 2011, 33(9): 2509-2524.
- [8] 张国军, 吕西林. 高强混凝土框架柱的地震损伤模型[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(2): 100-104.
ZHANG Guojun, LYU Xilin. Seismic damage model of high strength reinforced concrete frame columns [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(2): 100-104.
- [9] 傅剑平, 王敏, 白绍良. 对用于钢筋混凝土结构的 Park-Ang 双参数破坏准则的识别和修正[J]. 地震工程与工程振动, 2005, 25(5): 73-79.
FU Jianping, WANG Min, BAI Shaoliang. Identification and modification of the Park-Ang criterion for failure of RC structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25(5): 73-79.
- [10] Goda K, Hong H P, Lee C S. Probabilistic characteristics of seismic ductility demand of SDOF systems with Bouc-Wen hysteretic behavior [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(5): 600-622.
- [11] Lee C S, Hong H P. Statistics of inelastic responses of hysteretic systems under bidirectional seismic excitations [J]. Engineering Structures, 2010, 32(8): 2074-2086.
- [12] Ajavakom N, Ng C H, Ma F. Performance of nonlinear degrading structures: identification, validation, and prediction [J]. Computers & Structures, 2008, 86(7/8): 652-662.
- [13] Ma F, Zhang H, Bockstedte A, et al. Parameter analysis of the differential model of hysteresis [J]. Journal of Applied Mechanics Transactions of the ASME, 2004, 71(3): 342-349.
- [14] Shampine L F, Reichelt M W. The matlab ode suite [J]. Siam Journal of Scientific Computing, 1997, 18(1): 1-22.
- [15] 余波, 刘陶钧, 洪汉平. 捏拢效应与 P- Δ 效应对延性需求和损伤指标的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2011, 31(4): 94-105.
YU Bo, LIU Taojun, HONG Hanping. Influences of pinching and P- Δ effects on seismic ductility demand and damage index [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 31(4): 94-105.
- [16] Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center. Next generation attenuation database [D/OL]. <http://peer.berkeley.edu/nga/index.html>.
- [17] Hong H P, Goda K. Orientation dependent ground motion measure for seismic hazard assessment [J]. Bulletin of the Seismological Society of America, 2007, 97: 1525-1538.