

非平稳随机主余震序列下工程结构易损性 计算方法的适用性研究

曹徐阳¹, 冯德成²

(1. 河海大学土木与交通学院, 江苏 南京 210098;

2. 东南大学混凝土与预应力混凝土结构教育部重点实验室, 江苏 南京 210096)

摘要: 随着基于性能的地震工程理论的发展, 以“风险性-概率性”为导向的工程结构性能评估方法逐渐得到研究人员的重视与推广, 其中的重要一环即地震易损性分析。现有的易损性计算方法种类繁多, 更多的研究侧重于介绍如何将概率理论与地震工程结合, 而对于不同概率计算方法的准确性与适用性仍有待进一步探究。本文基于非平稳随机主余震序列, 同时结合现阶段地震易损性分析中常用的三种方法: 线性拟合法、最大似然估计法、蒙特卡罗法展开研究, 对比了这三种方法的易损性计算原理, 基于一榀框架展开实例分析, 讨论了这三种方法的概率结果准确性、适用性以及随机余震对于结构性能的影响规律。总体而言, 三种易损性计算方法得到的结果相似, 发展趋势与分布范围较为一致, 这也在一定程度证明了这三种方法的有效性; 研究表明, 蒙特卡罗法计算周期长, 最大似然估计法更加适用于轻微损伤的性能水准, 线性拟合法在排除倒塌状态的散点后具有更高的准确度。在考虑了非平稳随机余震后, 得到的概率易损性曲线整体呈现左移趋势, 如若不考虑随机余震的影响, 将大幅低估地震序列对结构造成的概率破坏风险。

关键词: 随机地震动; 主余震序列; 非平稳过程; 地震易损性; 概率性能

中图分类号: TU375.4 文献标志码: A DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.202309031

The applicability of different vulnerability methods for engineering structures under nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequences

CAO Xuyang¹, FENG Decheng²

(1. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China; 2. Key Laboratory of Concrete and Prestressed Concrete Structures of the Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, China)

Abstract: With the development of performance-based earthquake engineering, the ‘risk-probabilistic’ oriented performance evaluation method has gradually gained the attention of researchers, an important part of which is seismic vulnerability analysis. At this stage, there are different kinds of vulnerability methods, and more researches focus on how to combine probability theory with earthquake engineering, but the reasonable comparison for the accuracy and applicability of different methods still requires further research. Based on the nonstationary random mainshock-aftershock sequences, this paper compares three methods commonly used in seismic vulnerability at this stage: linear fitting method, maximum likelihood estimation, and Monte Carlo method. Then, based on a reinforced concrete frame, a case study is carried out, and the applicability of these three methods as well as the influence of random aftershocks are discussed. Generally speaking, the results obtained by the three methods are similar, and the development trends are relatively consistent, which also proves the effectiveness of these three methods to a certain extent. The Monte Carlo method has a long calculation period, the maximum likelihood estimation is more suitable for the performance level of minor damage, and the linear fitting method is more accurate after excluding the scattered points in the collapse state. After considering non-stationary random aftershocks, the obtained structural vulnerability shows an overall left-shifting trend. If the influence of random aftershocks is not considered, the probabilistic risk caused by earthquake sequences will be greatly underestimated.

Keywords: stochastic ground motion; mainshock-aftershock sequence; nonstationary process; seismic vulnerability; probabilistic performance

20 世纪 90 年代以来, 基于性能的地震工程逐渐成为国际上地震工程领域的主要发展方向。基于性能的地震工程发展可分为三个阶段, 第一阶段以确定性的结构状态反应为性能目标; 第二阶段以结构

收稿日期: 2023-09-12; 修订日期: 2023-11-29

基金项目: 国家重点研发计划资助项目(2022YFC3803004); 国家自然科学基金资助项目(52208164, 52361135806); 江苏省自然科学基金资助项目(BK20220984)

整体可靠度为性能目标;第三阶段(即目前)以控制地震风险和地震损失为性能目标^[1]。21世纪初,美国太平洋地震工程研究中心建立了基于性能的地震工程概率决策数学框架,将地震危险性、地震易损性(能力及需求)、地震损失作为核心研究内容,并以地震风险作为最终的性能目标^[2-5]。

作为其中最重要的一环,地震易损性的研究近年来引起了国内外学者的广泛关注。概率地震易损性分析表征的是在不同地震危险性水平下,工程结构达到或超过某种极限状态的可能性,地震易损性从概率角度定量描述了工程结构的抗震性能,从宏观角度刻画了地震动强度与工程结构损伤状态之间的关系,进而评价结构的概率安全水平。CORNELL等^[6]建立了工程结构抗震设计和性能评估的全概率框架,其中的易损性分析基于结构需求和结构能力之间的概率关系及对数正态分布假设。在此过程中,最小二乘线性拟合被用以计算相关参数,增量动力分析^[7]被用以开展大量的地震时程计算。研究人员进而又提出了多条带分析^[8]和云图分析^[9]等方法,用以高效开展动力计算评估。同时期,SHINOZUKA等^[10]提出了基于最大似然估计法的易损性计算理论,并根据收集得到的桥梁损伤数据,对比分析了经验易损性与最大似然易损性的计算结果。MAI等^[11]采用核密度估计的方法计算一个三层钢框架结构的易损性,结果表明,该方法并不依赖于地震动强度指标的选择,同时避免了易损性曲线形状的限制(例如对数正态假设)。LI等^[12]构建了基于概率密度演化的可靠度及易损性计算方法,该方法具有坚实的理论基础并被广泛应用于工程结构的概率评估与分析中。此外,作为最直观的方法,蒙特卡罗算法被广泛应用于工程结构的可靠性与易损性分析中,通过大量的抽样与统计,该方法可以给出未知分布的工程变量的概率特征。

现阶段,地震易损性计算方法种类繁多,更多的研究侧重于介绍如何将概率理论与地震工程结合,而对于不同概率计算方法的准确性与适用性仍有待进一步探究。同时,现有的易损性往往基于天然波,而对于地震动随机性、非平稳性以及其在结构工程中的影响研究仍较为不足。此外,现有的研究注重于单一随机地震动下结构的响应评估,而对于随机主余震序列下的结构损伤规律仍有待深入总结。本文基于非平稳随机主余震序列,同时结合现阶段地震易损性分析中常用的三种方法:线性拟合法、最大似然估计法、蒙特卡罗法展开研究,首先对比了这三种方法的易损性计算原理,进而基于一榀钢筋混凝土框架展开实例分析,讨论了这三种方法的概率结果准确性、适用性以及随机余震对于结构性能

的影响规律。

1 非平稳随机地震动理论

随着地震工程理论的发展,研究人员认识到地震动具有空间、时间、强度等随机性,因此,随机过程理论可以被用来构建真实的地震动以开展工程结构性能评估。自1970年以来,表征随机过程的谱表示方法不断被改进,三类随机地震动模型被提出以开展结构性能分析(即平稳随机过程模型、强度非平稳随机过程模型、强度-频率非平稳随机过程模型)。早期的平稳地震动过程将功率谱视为一个常数(例如白噪声模型),而忽略了场地条件对地震动加速度的影响(例如场地频率和阻尼比)。虽然KANAI和TAJIMI(K-T模型)^[13-14]、CLOUGH和PENZIEN(C-P模型)^[15]将基岩上的土层作为过滤器并改进了功率谱,但相应的随机过程并未考虑时间的变化,得到的结果仍属于平稳地震动过程。后期研究发现,忽略地震动强度或频率的时变非平稳特性可能无法反映地面运动的实际情况。因此,本文采用非平稳随机地震动时间序列以反映激励输入的真实性,进而保证结构性能评估中计算结果的准确性。通过随机函数的谱表示方法,可构建非平稳随机地震动序列,具体的步骤与公式如下^[16]:

通过引入CLOUGH-PENZIEN双边演化功率谱密度函数 $S_{\ddot{x}_g}(t, w)$,非平稳随机地震动模型可以表示为下式:

$$\ddot{X}_g(t) = \sum_{k=1}^N \sqrt{2S_{\ddot{x}_g}(t, w_k)} \cdot \Delta w \cdot [\cos(w_k t)X_K + \sin(w_k t)Y_K] \quad (1)$$

式中, $w_k = k\Delta w$, Δw 为间隔频率,其数值由截断频率与截断项数 N 决定,本文中 Δw 取值为0.15 rad/s; X_K 与 Y_K 表示标准正交随机变量,其取值往往需要通过另外两组正交随机变量(X_n 与 Y_n)的映射与转换得到,即下式所示:

$$X_K = X_n, Y_K = Y_n, K \in [1, N], n \in [1, N] \quad (2)$$

该步骤对于生成的非平稳随机地震动序列非常关键,可以有效避免随机地震动强度与频率的突变(大幅增加或降低)。本文通过MATLAB代码实现,其关键步骤1为rand('state',0)以标定不同的随机状态与初始状态,步骤2 randperm以随机打乱数字序列并生成映射关系,具体可参考文献[17-18]。 X_n 与 Y_n 可以通过两个独立的随机变量 θ_1 和 θ_2 来表示,如下式所示。通过此步骤,随机地震动模型中的随机变量维度可以被有效降低为二维,进而极大提升结构随机动力分析的效率。

$$X_n = \sin(n\theta_1) + \cos(n\theta_1), Y_n = \sin(n\theta_2) + \cos(n\theta_2) \quad (3)$$

式中, θ_1 和 θ_2 在 $[0, 2\pi]$ 上均匀分布。对于式 (1), CLOUGH-PENZIEN 双边演化功率谱密度函数是生成非平稳随机地震动序列的关键, 通过考虑强度与频率的非平稳特性, 其可以表示为下式:

$$S_{\dot{x}_g}(t, \omega) = F^2(t) \cdot \frac{w_g^4(t) + 4\xi_g^2(t)w_g^2(t)\omega^2}{[\omega^2 - w_g^2(t)]^2 + 4\xi_g^2(t)w_g^2(t)\omega^2} \cdot \frac{w_f^4}{[w^2 - w_f^2(t)]^2 + 4\xi_f^2(t)w_f^2(t)\omega^2} \cdot S_0(t) \quad (4)$$

式中, ω 表示频率; $w_g(t)$ 、 $w_f(t)$ 、 $\xi_g(t)$ 、 $\xi_f(t)$ 均表示非平稳随机地震动序列的参数, 其选择方法可参考文献 [19]; $F(t)$ 表示地震动强度调节函数, 其取值可以采用欧进萍等 [20] 提出的下式:

$$F(t) = [t/c \cdot \exp(1 - t/c)]^d \quad (5)$$

式中, c 表示到达峰值加速度的平均时间; d 表示地震动形态控制指标; $S_0(t)$ 表示地震动谱强度参数, 其取值可以采用下式:

$$S_0(t) = \frac{a_{\max}^2}{\gamma^2 \pi w_g(t) \cdot [2\xi_g(t) + \frac{1}{2}\xi_g(t)]} \quad (6)$$

式中, a_{\max} 表示峰值加速度的平均值; γ 表示等效峰值参数, 本文中取值为 2.6。

基于非平稳随机地震动理论, 本文进一步生成了非平稳随机主余震序列, 即主震阶段和余震阶段分别采用两组正交随机变量 (X_k 与 Y_k) 以及两组随机映射规则来实现地震动序列的构造。此外, 在构造非平稳随机主余震序列时, 主震与余震的随机地震动参数保持一致 (即 $w_g(t)$ 、 $w_f(t)$ 、 $\xi_g(t)$ 、 $\xi_f(t)$ 等参数), 从而使生成的结果满足采用天然波构造主余震序列时的要求 (如主震矩震级要求、主余震震中距要求、地震动记录台站要求等) [21]。

基于上述计算公式, 本文生成了中国 7 度设防条件下 (随机主震峰值加速度水准为 0.1g) 的 200 条非平稳随机主余震序列, 根据文献 [22], 随机余震峰值加速度与主震的比值范围取为 $[0.5297, 0.5888]$ 。图 1(a) 给出了生成的典型非平稳随机主余震序列, 图 1(b) 给出了非平稳随机主余震序列的标准差与目标值的对比, 图 1(c) 给出了非平稳随机主余震序列的平均值与目标值的对比, 图 1(d) 和 (e) 分别给出了非平稳随机主震与余震加速度响应谱, 结果表明, 基于上述公式生成的非平稳随机主余震时间序列具有较好的拟合精度与较小的离散程度。

2 三种常用方法的易损性计算原理

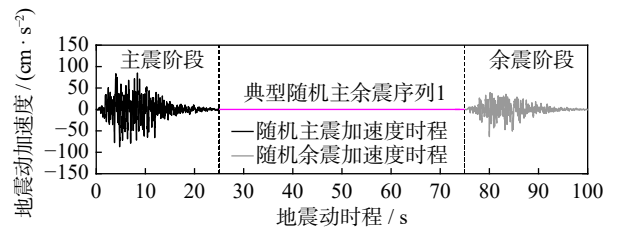
本节结合现阶段地震易损性分析中常用的三种方法: 线性拟合法、最大似然估计法、蒙特卡罗法展开研究, 首先给出了这三种方法的易损性计算原理, 相应理论可为后续的案例提供分析参考 [23-27]。

2.1 线性拟合法

线性拟合法是易损性计算中最为常用的一种, 通过一系列的非线性动力时程分析, 得到不同地震动强度水准下结构的工程需求参数 (例如最大层间位移角、最大层间加速度等) [28-29]。基于结构需求与能力的对数正态分布假设, 线性拟合法得到的易损性计算公式如下式所示:

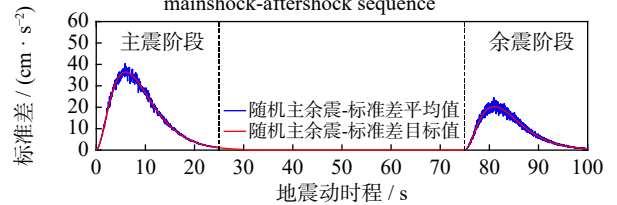
$$P(D > C | IM) = F(a, \delta_c, k, u) = \Phi \left[\frac{\ln(S_{d|IM} / \delta_c)}{\sqrt{\beta_{d|IM}^2 + \beta_c^2}} \right] \quad (7)$$

式中, D 表示结构需求, C 表示结构能力, $P(D > C | IM)$ 表示在地震强度 IM 时 D 超越 C 的概率并且表示强度指标 (a)、能力中位值 (δ_c) 以及两个回归系数 (k 和



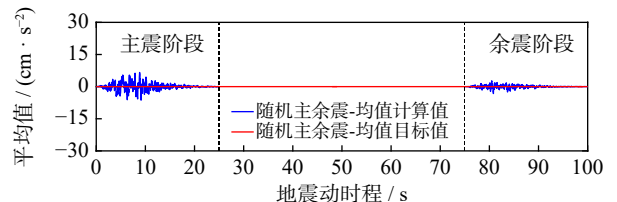
(a) 生成的典型非平稳随机主余震序列

(a) The generated typical nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequence



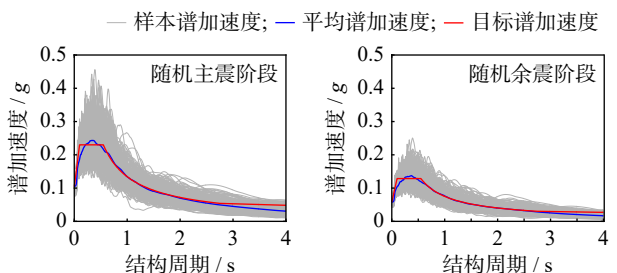
(b) 非平稳随机主余震序列的标准差与目标值的对比

(b) Comparison of standard deviation and target of nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequence



(c) 非平稳随机主余震序列的平均值与目标值的对比

(c) Comparison of mean value and target of nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequence



(d) 非平稳随机主震响应谱

(d) Spectral acceleration of nonstationary stochastic mainshock

(e) 非平稳随机余震响应谱

(e) Spectral acceleration of nonstationary stochastic aftershock

图 1 生成的非平稳随机主余震序列

Fig. 1 The generated nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequences

u) 的函数, 其中 δ_c 反映了结构能力的不确定性, 本文取为相应规范定义的极限状态阈值; β_c 表示结构能力的对数标准差, 根据 JEON 等^[30] 的建议, β_c 在本文取值为 0.2 以简化计算; Φ 表示标准正态分布函数; $S_{d|IM}$ 表示结构需求中位值, 其与强度指标 a 的关系往往可以表示为幂指数回归关系, 如下式所示, 通过将普通坐标系转换成对数坐标系, 两个回归系数 (k 和 u) 可以通过线性拟合的方法求得:

$$S_{d|IM} = k \cdot a^u, \ln S_{d|IM} = \ln k + u \ln a \quad (8)$$

$\beta_{d|IM}$ 表示结构需求的对数标准差, 可以通过下式计算求得:

$$\beta_{d|IM} = \sqrt{\sum_{x=1}^M (\ln \delta_x - \ln S_{d|IM})^2 / (M-2)} \quad (9)$$

式中, δ_x 表示每一条非平稳随机地震动下的结构需求值; M 表示非平稳随机地震动的总数量。

2.2 最大似然估计法

最大似然估计法首先定义易损性曲线为对数正态分布的形式, 表达式如下式所示, 式中包含两个未知参数(即中位值 λ 和对数标准差 β)。因此, 最大似然估计法求解易损性曲线即转化为表达式中两个未知参数的合理取值, 相关的研究也可参考 SHINOZUKA 等^[10] 与 BAKER^[31] 的研究。

$$P(D > C|IM) = F(a, \lambda, \beta) = \Phi[\ln(a/\lambda)/\beta] \quad (10)$$

式中, P 表示超越概率并且是强度指标 a 、强度指标中位值 λ 以及强度指标对数标准差 β 的函数。值得注意的是, 式(10)中的 λ 与 β 仅用以反映地震易损性曲线的形状特征, 并不表示某一特定结构响应的分布特征。随后, 引入似然函数 Q 用以计算易损性, 如下式所示:

$$Q(\lambda, \beta, \{a_i, i = 1, 2, \dots, M\}) = \prod_{i=1}^M [F(a_i, \lambda, \beta)]^{m_i} \cdot [1 - F(a_i, \lambda, \beta)]^{1-m_i} \quad (11)$$

式中, a_i 表示第 i 个非平稳随机地震动的强度值; m_i 取值为 1 或 0, 当第 i 个非平稳随机地震动下结构的需求大于能力值, m_i 取值为 1, 反之 m_i 取值为 0。通过对式(11)求微分化简以求得极值, 从而计算参数 λ 与 β 的取值, 进而建立基于最大似然估计法的易损性曲线, 如下式所示:

$$\partial Q(\lambda, \beta) / \partial \lambda = \partial Q(\lambda, \beta) / \partial \beta = 0 \quad (12)$$

在此过程中, 式(12)可以被进一步转化为对数的形式以简化计算, 如下式所示:

$$\partial \ln Q(\lambda, \beta) / \partial \lambda = \partial \ln Q(\lambda, \beta) / \partial \beta = 0 \quad (13)$$

2.3 蒙特卡罗法

蒙特卡罗法通过大量的抽样以得到未知特征变

量的统计值, 样本数量越大, 计算的结果越准确。蒙特卡罗法往往被当成基准参考, 同时用以验证其余易损性计算方法或可靠度指标的有效性。基于蒙特卡罗法的地震易损性表达式简洁直观, 如下式所示:

$$P(D > C|IM) = F(a, \delta_c) = M_{\delta_c}(a) / M_{\text{tol}}(a) \quad (14)$$

式中, $M_{\text{tol}}(a)$ 表示在震动强度指标 a 下的总样本数量; $M_{\delta_c}(a)$ 表示在震动强度指标 a 下超越极限状态阈值 δ_c 的样本数量。

3 案例分析

本节基于一榀 3 跨 6 层的钢筋混凝土框架展开实例分析, 讨论了上述三种地震易损性计算方法的流程, 对比了不同方法下概率结果的准确性与适用性, 相应的结论可为后续地震易损性计算方法的选择提供参考。该 3 跨 6 层钢筋混凝土框架采用《混凝土结构设计规范: GB 50010—2010》^[32] 设计, 图 2 给出了该框架的尺寸与配筋信息。在本文分析中, 采用有限元软件 OpenSees 开展模拟与动力计算, 采用非线性梁柱单元来模拟框架梁和框架柱, 同时结合纤维截面模型, 分别考虑钢筋纤维 (steel02) 与混凝土纤维 (concrete02) 的作用机理进行材料表征; 对于框架结构, 其节点核心区往往是受力的集中区, 也是影响整体结构抗震性能最为主要的部位, 本文中采用 Joint2D 单元以反映连接段的剪切变形与滑移特征。Joint2D 单元共有 5 个弯矩-转角“弹簧”, 其中中间的“弹簧”用来反映节点区的弯矩-转角关系, 相应的参数可以通过引入 Pinching4 材料本构及修正斜压场理论进行考虑, Joint2D 四周的“弹簧”用来反映梁柱端部的弯矩-转角关系, 相应的取值可通过 hysteretic 材料本构以及拟纤维截面分析进行考虑, 在此过程中引入粘结滑移材料本构来充分考虑钢筋滑移对于整体结构受力性能的影响, 详细的建模策略可参见文献 [33-37]。图 3 展示了基于 OpenSees 的钢筋混凝土框架结构建模方法与单元选择。

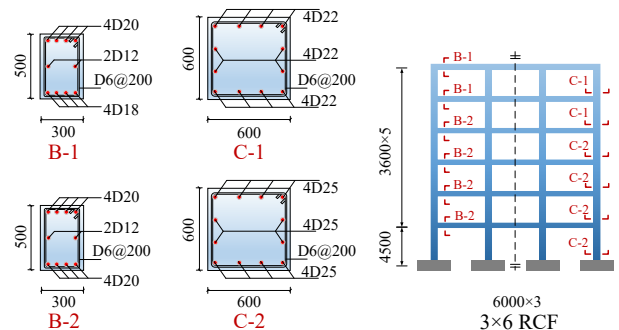


图 2 钢筋混凝土框架的尺寸与配筋信息 (单位: mm)

Fig. 2 The dimension and reinforcement information of reinforced concrete frames(RCF)(Unit: mm)

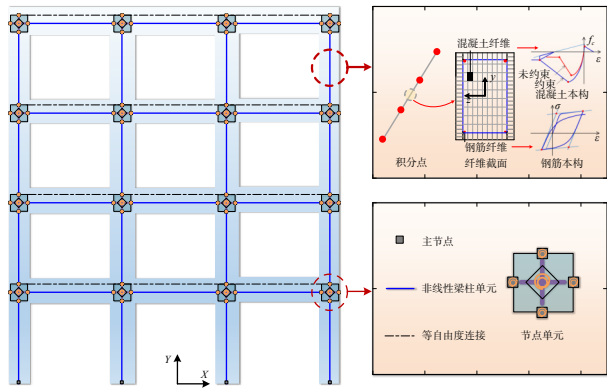


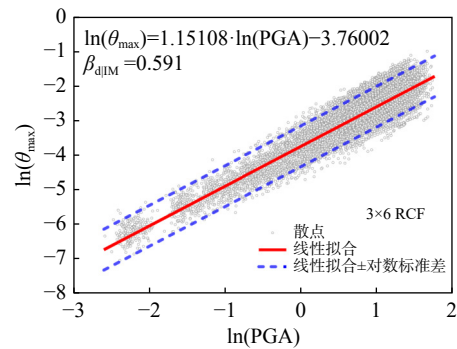
图 3 基于 OpenSees 的钢筋混凝土框架结构的建模方法
Fig. 3 Modeling strategy of reinforced concrete frames based on OpenSees

在本次分析中, 根据文献 [38] 选取四个极限状态, 分别为 OP 极限状态、IO 极限状态、LS 极限状态和 CP 极限状态, 选择的地震动强度指标为非平稳随机主震的峰值加速度 (PGA), 工程需求参数为最大层间位移角; 对于上述四个极限状态, 相应的损伤指标也选用最大层间位移角, 相应的阈值分别取为 0.2%、1%、2% 和 4%。采用增量动力分析进行结构的时程响应计算, 非平稳随机主震的峰值加速度由 0.1g 开始按 0.1g 的间隔逐次递增至 2.0g; 对于线性拟合法及最大似然估计法, 各峰值加速度水准下得到 200 组数据点, 该数据点分别对应 200 组非平稳随机主余震序列的结果, 其中的变量 θ_1 和 θ_2 取值通过拉丁超立方抽样得到 [39]; 对于蒙特卡罗算法, 各峰值加速度水准下得到 10000 组数据点, 该数据点分别对应 10000 组非平稳随机主余震序列的结果, 其中的变量 θ_1 和 θ_2 取值通过蒙特卡罗抽样得到。在计算过程中, 分别计算仅考虑随机主震的响应结果以及考虑随机主余震序列的响应结果, 用以分析随机余震对于结构性能的影响。

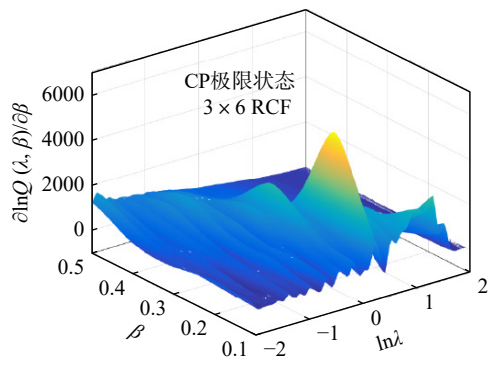
图 4 给出了三种地震易损性方法的计算过程, 其中, 图 4(a)、(b) 和 (c) 分别展示了基于线性拟合法、最大似然估计法和蒙特卡罗法的易损性计算过程。图 5 展示了单一非平稳随机主震下三种地震易损性方法的结果对比, 其中, 图 5(a)、(b)、(c) 分别展示了基于线性拟合法、最大似然估计法和蒙特卡罗法的易损性计算结果, 图 5(d) 展示了三种地震易损性方法的曲线结果对比。图 6 给出了非平稳随机主余震序列下结构易损性结果的变化情况, 其中, 图 6(a)~(d) 分别展示了主余震序列下基于线性拟合法的易损性曲线结果、主余震序列下基于最大似然估计法的易损性曲线结果、考虑/不考虑随机余震对于线性拟合法计算结果的影响、考虑/不考虑随机余震对于最大似然估计法计算结果的影响。表 1 展示了仅考虑随机主震下各极限状态地震易损性曲线的

中位值, 表 2 展示了考虑非平稳随机余震后各极限状态地震易损性曲线的中位值, 表 3 展示了考虑非平稳随机余震后各地震水准超越概率的变化幅度。

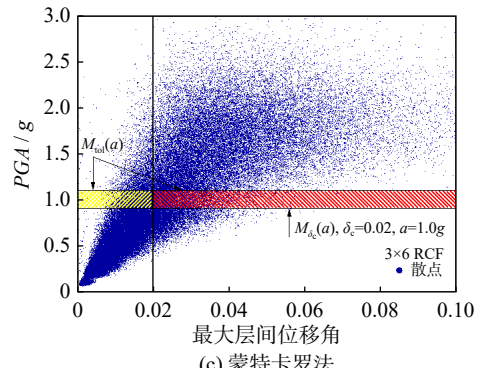
总体而言, 三种易损性计算方法得到的结果相似, 发展趋势与分布范围较为一致, 这也在一定程度证明了这三种方法的有效性。对于该 3 跨 6 层钢筋混凝土框架, 当仅考虑非平稳随机主震时, 通过蒙特卡罗法计算得到的各极限状态下的易损性曲线中位值分别为 0.103g (OP)、0.468g (IO)、0.821g (LS) 和 1.534g (CP)。对于 OP 和 IO 极限状态, 最大似然估计法计算得到的结果具有较好的精度, 其与蒙特卡罗法的误差分别为 1.49% 和 1.28%; 对于 LS 极限状态, 最大似然估计法计算得到的结果仍然具有较好的精度,



(a) 线性拟合法
(a) Linear regression



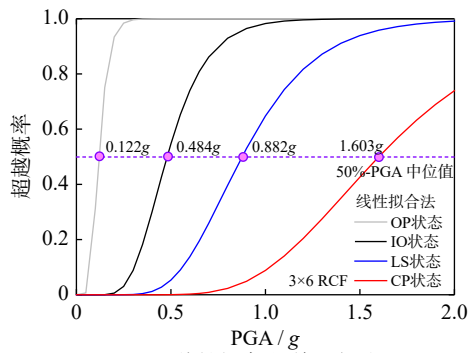
(b) 最大似然估计法
(b) Maximum likelihood estimation



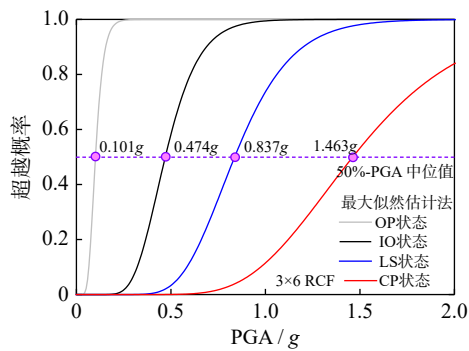
(c) 蒙特卡罗法
(c) Monte Carlo simulation

图 4 三种地震易损性方法的计算过程

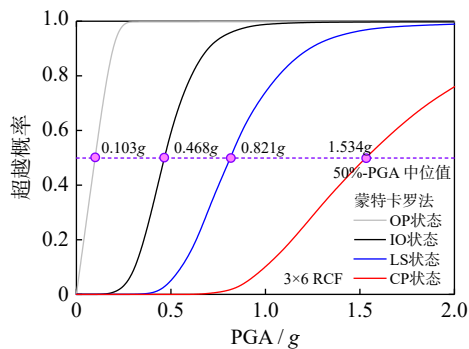
Fig. 4 Calculation procedures of three seismic fragility approaches



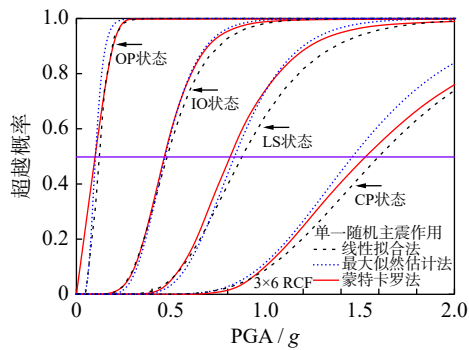
(a) Linear regression (only mainshock)



(b) Maximum likelihood estimation (only mainshock)



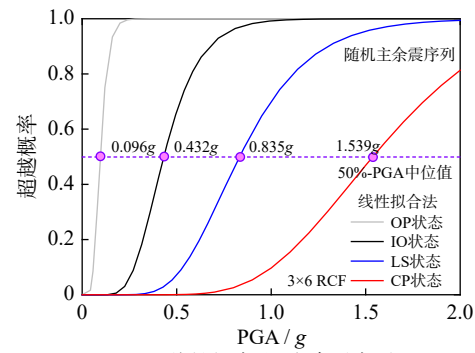
(c) Monte Carlo simulation (only mainshock)



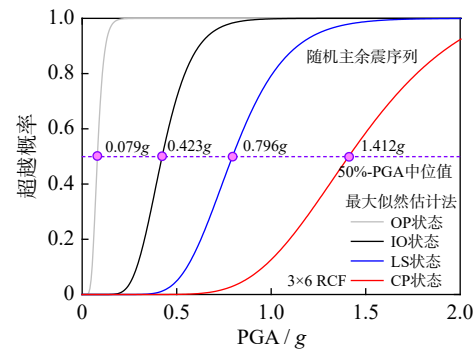
(d) Comparison of fragility curves of three approaches (only mainshock)

图 5 单一非平稳随机主震下三种地震易损性方法的结果对比
Fig.5 Comparison of three seismic fragility results under nonstationary stochastic mainshocks

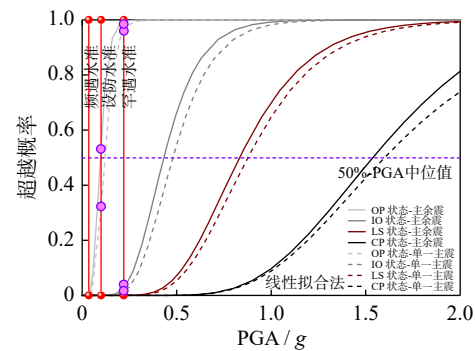
其误差比例为 1.95%，而线性拟合法得到的结果误差比例为 7.43%，这也表明了基于最大似然估计法的地震易损性计算结果更加适用于轻微损伤的性能水



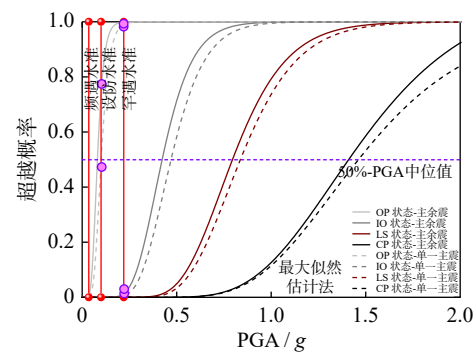
(a) Linear regression (mainshock-aftershock sequence)



(b) Maximum likelihood estimation (mainshock-aftershock sequence)



(c) Linear regression (with/without aftershock)



(d) Maximum likelihood estimation (with/without aftershock)

图 6 非平稳随机主余震序列下易损性结果的变化情况

Fig.6 Variability of fragility results under nonstationary stochastic mainshock-aftershock sequences

准。对于 CP 极限状态，线性拟合法与最大似然估计法计算得到的结果相似，偏差比例分别为 4.50% 和 4.63%。线性拟合法的计算结果在一定程度上受到倒塌失效点的影响，因此，在线性回归中排除倒塌

表1 单一非平稳随机主震下各极限状态地震易损性曲线的中位值

Tab. 1 The median values for all limit states considering only nonstationary stochastic mainshocks in seismic fragility

易损性方法	OP极限状态	IO极限状态	LS极限状态	CP极限状态
线性拟合法(单一主震)	0.122 (18.45%)	0.484 (3.42%)	0.882 (7.43%)	1.603 (4.50%)
最大似然估计法(单一主震)	0.101 (1.49%)	0.474 (1.28%)	0.837 (1.95%)	1.463 (4.63%)
蒙特卡罗法(单一主震)	0.103 (0%)	0.468 (0%)	0.821 (0%)	1.534 (0%)

注: 括号内数值表示该方法结果与蒙特卡罗法(基准)的变化比例。

表2 考虑非平稳随机余震后各极限状态地震易损性曲线的中位值

Tab. 2 The median values for all limit states after considering nonstationary stochastic aftershocks in seismic fragility

易损性方法	OP极限状态	IO极限状态	LS极限状态	CP极限状态
线性拟合法(主余震序列)	0.096 (14.29%)	0.432 (0.69%)	0.835 (6.37%)	1.539 (4.55%)
最大似然估计法(主余震序列)	0.079 (5.95%)	0.423 (2.76%)	0.796 (1.40%)	1.412 (4.08%)
蒙特卡罗法(主余震序列)	0.084 (0%)	0.435 (0%)	0.785 (0%)	1.472 (0%)

注: 括号内数值表示该方法结果与蒙特卡罗法(基准)的变化比例。

表3 考虑非平稳随机余震后各地震水准超越概率的变化比例

Tab. 3 The variability ratio of exceeding probability of each seismic level after considering nonstationary stochastic aftershocks

易损性方法	OP极限状态	IO极限状态	LS极限状态	CP极限状态
频遇地震(线性拟合法)	7.45%	5.49%	3.11%	2.06%
频遇地震(最大似然估计法)	3.53%	2.89%	1.75%	0.38%
设防地震(线性拟合法)	41.75%	7.67%	5.03%	3.28%
设防地震(最大似然估计法)	39.89%	6.31%	4.29%	2.56%
罕遇地震(线性拟合法)	4.33%	28.95%	7.90%	6.12%
罕遇地震(最大似然估计法)	5.63%	32.41%	6.57%	4.54%

注: 表中数值为超越概率的相对变化比例。

状态的散点,结果将会有更高的准确度。蒙特卡罗法通过大量的样本抽样进行计算,虽然结果具有较好的精度,但其计算周期长,计算效率低于线性拟合法与最大似然估计法。

在考虑了非平稳随机余震后,得到的结构易损性曲线整体呈现左移趋势,即相同的地震动强度将导致更大的结构失效风险,同时相同的失效概率仅需要更小的地震动强度值。以线性拟合法为例,在考虑非平稳随机余震后,各极限状态曲线的中位值分别降低为 0.096g (OP)、0.432g (IO)、0.835g (LS) 和 1.539g (CP);以最大似然估计法为例,在考虑非平稳随机余震后,各极限状态曲线的中位值分别降低为 0.079g (OP)、0.423g (IO)、0.796g (LS) 和 1.412g (CP)。从表3可以看出,在设防地震水准下,考虑非平稳随机余震后并采用线性拟合法计算得到的超越概率变化幅度最大值达 41.75%,在罕遇地震水准下,相应的超越概率变化幅度最大值达 28.95%;采用最大似然估计法后,相应的频遇、设防、罕遇地震水准下的超越概率最大变化幅度分别为 3.53%、39.89% 和 32.41%。通过对比分析可以发现,若不考虑随机余震的影响,将大幅低估地震动序列对结构造成的破坏风险,因此,考虑了非平稳随机主余震序列后,在

一定程度上可以得到更为客观的概率易损性评价结果,相关计算方法及变化趋势也为相关工程结构的易损性评价及风险决策提供了参考。

4 结 论

本文基于非平稳随机主余震序列,同时结合现阶段地震易损性分析中常用的三种方法:线性拟合法、最大似然估计法、蒙特卡罗法展开研究,首先对比了这三种方法的易损性计算原理,进而基于一栋 3 跨 6 层的钢筋混凝土框架展开实例分析,讨论了这三种概率方法计算结果的准确性、适用性以及考虑非平稳随机余震后工程结构概率性能的变化规律。

总体而言,三种易损性计算方法得到的结果相似,发展趋势与分布范围较为一致,这也在一定程度上证明了这三种方法的有效性;蒙特卡罗法需要大量的抽样,虽然结果具有较好的精度,但其计算周期长,计算效率低于线性拟合法与最大似然估计法;最大似然估计法计算得到的结果在 OP、IO、LS 极限状态下均具有较好的精度,这也在一定程度上表明了基于最大似然估计法的地震易损性计算结果更加适用于轻微损伤的性能水准;线性拟合法的计算结果在

一定程度上受到倒塌失效点的影响,因此,在线性回归分析中排除倒塌状态的散点,易损性结果将会具有更高的准确度。

在考虑了非平稳随机余震后,得到的结构易损性曲线整体呈现左移趋势,即相同的地震动强度将导致更大的结构失效风险,同时相同的失效概率仅需要更小的地震动强度值。通过对比分析可以发现,如若不考虑随机余震的影响,地震序列对结构造成的概率破坏风险将被大幅低估,因此,在考虑了非平稳随机主余震序列后,在一定程度上可以获得更为客观的概率易损性评价结果。本文对于三种常用地震易损性计算方法的讨论以及非平稳随机主余震序列下地震易损性计算结果的对比分析可为后续研究中的策略选择及工程评价提供参考。

参考文献:

- [1] 于晓辉. 钢筋混凝土框架结构的概率地震易损性与风险分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2012.
YU Xiaohui. Probabilistic seismic fragility and risk analysis of reinforced concrete frame structures[D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2012.
- [2] LI Y, ELLINGWOOD B R. Framework for multihazard risk assessment and mitigation for wood-frame residential construction[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2009, 135(2): 159-168.
- [3] CAO X Y, WU G, FENG D C, et al. Research on the seismic retrofitting performance of RC frames using SC-PBSPC BRBF substructures[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2020, 49(8): 794-816.
- [4] CAO X Y, FENG D C, WU G. Pushover-based probabilistic seismic capacity assessment of RCFs retrofitted with PBSPC BRBF sub-structures[J]. *Engineering Structures*, 2021, 234: 111919.
- [5] CAO X Y, FENG D C, WU G, et al. Probabilistic seismic performance assessment of RC frames retrofitted with external SC-PBSPC BRBF sub-structures[J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2022, 26(11): 5775-5798.
- [6] CORNELL C A, JALAYER F, HAMBURGER R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2002, 128(4): 526-533.
- [7] VAMVATSIKOS D, CORNELL C A. Incremental dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 491-514.
- [8] JALAYER F, CORNELL C A. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2009, 38(8): 951-972.
- [9] MIANO A, JALAYER F, EBRAHIMIAN H, et al. Cloud to IDA: efficient fragility assessment with limited scaling[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2018, 47(5): 1124-1147.
- [10] SHINOZUKA M, FENG M Q, LEE J, et al. Statistical analysis of fragility curves[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2000, 126(12): 1224-1231.
- [11] MAI C, KONAKLI K, SUDRET B. Seismic fragility curves for structures using non-parametric representations[J]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2017, 11(2): 169-186.
- [12] LI J. A PDEM-based perspective to engineering reliability: from structures to lifeline networks[J]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2020, 14(5): 1056-1065.
- [13] KANAI K. Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground[J]. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, 1957, 35: 309-325.
- [14] TAJIMI H. A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake[C]//*Proceedings of 2nd World Conference Earthquake Engineering*. Tokyo, 1960: 781-797.
- [15] CLOUGH R W, PENZIEN J. *Dynamics of Structures*[M]. New York: Computers and Structures Inc., 1975.
- [16] LIU Z J, LIU W, PENG Y B. Random function based spectral representation of stationary and non-stationary stochastic processes[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2016, 45: 115-126.
- [17] 方兴. 地震动过程的随机函数—谱表示模型及其工程应用 [D]. 宜昌: 三峡大学, 2013.
FANG Xing. Random function & spectral representation model of strong ground motion and its application[D]. Yichang: China Three Gorges University, 2013.
- [18] 曾波. 非平稳地震动过程的概率模型及在重力坝抗震分析中的应用 [D]. 宜昌: 三峡大学, 2015.
ZENG Bo. Probabilistic model of non-stationary ground motion and seismic dynamic analysis of the gravity dam[D]. Yichang: China Three Gorges University, 2015.
- [19] 刘章军, 曾波, 吴林强. 非平稳地震动过程模拟的谱表示-随机函数方法 [J]. *振动工程学报*, 2015, 28(3): 411-417.
LIU Zhangjun, ZENG Bo, WU Linqiang. Simulation of non-stationary ground motion by spectral representation and random functions[J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2015, 28(3): 411-417.
- [20] 欧进萍, 王光远. *结构随机振动* [M]. 北京: 高等教育出版社, 1998.
OU Jinping, WANG Guangyuan. *Random Vibration of Structures*[M]. Beijing: Higher Education Press, 1998.
- [21] 周洲, 于晓辉, 吕大刚. 主余震序列作用下钢筋混凝土框架结构的易损性分析及安全评估 [J]. *工程力学*, 2018, 35(11): 134-145.
ZHOU Zhou, YU Xiaohui, LYU Dagang. Fragility analysis

- and safety evaluation of reinforced concrete frame structures subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences[J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35(11): 134-145.
- [22] 徐龙河, 敬祺轲, 谢行思. 主余震下自复位支撑 RC 框架结构性能研究 [J]. *工程力学*, 2023, 40(5): 117-124.
XU Longhe, JING Qike, XIE Xingsi. Performance study on RC frame structures with selfcentering braces under main- and after-earthquakes[J]. *Engineering Mechanics*, 2023, 40(5): 117-124.
- [23] CAO X Y, FENG D C, BEER M. A KDE-based non-parametric cloud approach for efficient seismic fragility estimation of structures under non-stationary excitation[J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2023, 205: 110873.
- [24] CAO X Y, FENG D C, LI Y. Assessment of various seismic fragility analysis approaches for structures excited by non-stationary stochastic ground motions[J]. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2023, 186: 109838.
- [25] CAO X Y, FENG D C, BEER M. Consistent seismic hazard and fragility analysis considering combined capacity-demand uncertainties via probability density evolution method[J]. *Structural Safety*, 2023, 103: 102330.
- [26] FENG D C, CAO X Y, BEER M. An enhanced PDEM-based framework for reliability analysis of structures considering multiple failure modes and limit states[J]. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2022, 70: 103367.
- [27] FENG D C, CAO X Y, WANG D, et al. A PDEM-based non-parametric seismic fragility assessment method for RC structures under non-stationary ground motions[J]. *Journal of Building Engineering*, 2023, 63: 105465.
- [28] LALLEMANT D, KIREMIDJIAN A, BURTON H. Statistical procedures for developing earthquake damage fragility curves[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2015, 44(9): 1373-1389.
- [29] BAKALIS K, VAMVATSIKOS D. Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2018, 144(10): 04018181.
- [30] JEON J S, DESROCHES R, BRILAKIS I, et al. Modeling and fragility analysis of non-ductile reinforced concrete buildings in low-to-moderate seismic zones[C]//Proceedings of Structures Congress 2012. American Society of Civil Engineers, 2012: 2199-2210.
- [31] BAKER J W. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis[J]. *Earthquake Spectra*, 2015, 31(1): 579-599.
- [32] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [33] 曹徐阳, 冯德成, 王淳, 等. 基于 OpenSEES 的装配式混凝土框架节点数值模拟方法研究 [J]. *土木工程学报*, 2019, 52(4): 13-27.
CAO Xuyang, FENG Decheng, WANG Zhun, et al. Investigation on modelling approaches for prefabricated concrete beam-to-column connections using OpenSEES[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2019, 52(4): 13-27.
- [34] CAO X Y, FENG D C, WU G. Seismic performance upgrade of RC frame buildings using precast bolt-connected steel-plate reinforced concrete frame-braces[J]. *Engineering Structures*, 2019, 195: 382-399.
- [35] CAO X Y, FENG D C, WU G, et al. Reusing & replacing performances of the AB-BRB with thin-walled concrete-infilled steel shells[J]. *Thin-Walled Structures*, 2020, 157: 107069.
- [36] CAO X Y, WU G, JU J W. Seismic performance improvement of existing RCFs using external PT-PBSPC frame substructures: experimental verification and numerical investigation[J]. *Journal of Building Engineering*, 2022, 46: 103649.
- [37] CAO X Y, FENG D C, WANG Z, et al. Parametric investigation of the assembled bolt-connected buckling-restrained brace and performance evaluation of its application into structural retrofit[J]. *Journal of Building Engineering*, 2022, 48: 103988.
- [38] GOEL R K, CHOPRA A K. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings[J]. *Earthquake Spectra*, 2004, 20(1): 225-254.
- [39] HELTON J C, DAVIS F J. Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems[J]. *Reliability Engineering & System Safety*, 2003, 81(1): 23-69.

第一作者:曹徐阳(1993—),男,博士,副教授。

E-mail: caoxy@hhu.edu.cn

通信作者:冯德成(1987—),男,博士,教授。

E-mail: dcfeng@seu.edu.cn