

多维性能极限状态下基于模糊失效准则的 结构概率地震风险分析

贾大卫, 吴子燕, 何 乡

(西北工业大学力学与土木建筑学院, 陕西 西安 710129)

摘要: 考虑了结构多维性能极限状态的模糊不确定性, 建立基于模糊失效准则的概率地震风险分析方法。综合考虑结构和非结构构件的抗震性能, 建立多维性能极限状态方程。选择三种隶属函数描述极限状态的模糊性, 包括降半梯形分布、降岭型分布和二次抛物型分布, 基于地震烈度概率模型, 建立基于模糊失效准则的概率地震风险分析表达式。基于 SAP2000 建立 RC 框剪结构模型进行分析。研究表明: 基于二次抛物型分布的年平均超越概率会随着隶属区间的扩大而减小, 而基于降半梯形分布和降岭型分布的年平均超越概率会随着隶属区间的扩大而增大; 若隶属区间相同, 三种隶属函数的年平均超越概率, 从大到小依次为降半梯形分布、降岭型分布、二次抛物型分布; 忽略不同工程需求参数性能极限状态的相关性会使年平均超越概率偏低。

关键词: 概率地震风险分析; 框剪结构; 多维性能极限状态; 模糊失效准则; 隶属函数

中图分类号: TU311.3; TU352.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2022)02-0307-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2022.02.006

引 言

建筑结构的抗震性能通常受到结构构件和非结构构件的共同影响, 而且实际使用功能绝大多数都依赖于非结构构件, 因此在进行抗震性能评估时需要同时考虑结构性能和非结构性能。美国太平洋地震工程研究中心 (PEER) 对此进行了大量研究, 率先提出新一代“基于性能的地震工程” (PBEE) 概率决策框架。近几年第二代 PBEE 理论也逐渐完善^[1], 该研究框架的基础为概率地震风险分析, 主要用来计算结构在具体场地条件下超过给定性能极限状态的年平均超越概率。概率地震风险分析是场地概率地震危险性分析与结构地震易损性分析相结合的产物, 是指在考虑场地风险的情况下, 结构发生不同损伤程度的可能性。

国内外学者开展了大量有关概率地震风险的研究, 并取得了丰硕的成果, 例如: Banihashemi 等^[2]基于最大层间位移角 (MIDR), 进行了钢框架的地震易损性和可靠性分析; Moradi 等^[3]通过代理模型法, 基于 MIDR 和局部支撑结构的应变, 建立了参数化易损性分析方法; Alih 等^[4]研究了机场塔台结构, 考虑到各层承担功能的不同, 通过非线性时程分析法进行了结构整体的抗震性能研究; Javidan 等^[5]基于

神经网络, 建立了结构地震易损性分析的快速评估模型; 蒋亦庞等^[6]考虑结构参数的不确定性, 建立了无筋砌体结构的地震易损性曲线, 并探讨了结构参数的不确定性对结构性能的影响; 盛金喜等^[7]考虑了近断层地震的方向性对框架结构的影响, 分别建立了易损性曲线和易损性指数曲线; Khaloo 等^[8]基于桥墩柱的最大弯曲延性响应, 考虑结构的时变损伤模型, 建立了易损性曲线; 钟剑等^[9]基于全概率理论进行了桥梁结构的地震风险分析。上述研究存在不足之处: 其一, 部分研究仅针对结构构件进行地震易损性分析, 未考虑非结构构件的性能; 其二, 绝大多数研究仅考虑了在不同地震强度下结构达到指定性能极限状态的概率, 即只进行了易损性分析, 并未涉及场地风险分析; 其三, 在基于性能的地震工程研究中, 需要将结构的性能极限状态分为多个等级, 目前研究人员划分的依据主要是工程需求参数 (EDP) 在性能极限状态下的阈值, 当 EDP 超过阈值则代表进入新的状态。绝大多数研究采用精确的失效准则, 即不同性能极限状态下阈值为固定值。固定阈值的失效准则假定结构完全处于某种状态, 是一种“一刀切”的抽象方法。但在实际工程中, 极限状态的边界是模糊不确定的, 结构从状态 A 进入状态 B, 中间通常存在一个过渡带。例如《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[10]中规定 RC 框架类结

收稿日期: 2020-08-21; 修订日期: 2021-02-05

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (51278420, 51708545); 西北工业大学研究生创新创业种子基金资助项目 (ZZ2019121)。

构最大层间位移角(MIDR)在弹塑性状态下不能超过1/50。若震后MIDR为1/49.5,此时有很大可能结构仍处于安全状态,若采用固定阈值则会认为结构已经发生破坏。因此该方法并不完全符合工程实际。

为解决上述问题,本文将模糊失效准则引入概率地震风险分析理论。以RC框架-剪力墙结构为例,首先建立多维性能极限状态下基于固定阈值的概率地震风险分析公式,然后引入隶属函数,将极限状态边界视为模糊不确定的,建立基于模糊失效准则的地震风险分析公式,最后将年平均超越概率用危险性曲面的形式表示,并探讨不同的隶属函数和隶属区间对年平均超越概率的影响。

1 概率地震风险分析

1.1 基本原理

概率地震风险分析包含易损性分析和地震危险性分析两部分内容,其意义在于:既采用概率方法计算结构在地震激励下的破坏概率,又考虑了场地危险性,将二者卷积得到年平均超越概率^[9],如下式所示:

$$F = \int_{IM} P(R > r | IM = im) f_{IM}(im) dim \quad (1)$$

式中 F 为结构的年平均超越概率; R 为工程需求参数(EDP), r 为EDP的阈值。 $P(R > r | IM = im)$ 为某地震强度下EDP超过给定性能极限状态阈值的概率,即地震易损性, $f_{IM}(im)$ 为地震强度的概率密度函数。有文献表明^[11],地震易损性可表示为概率地震需求模型在失效域的积分,如下式所示:

$$P(R > r | IM = im) = \int_r^{\infty} f(R | IM = im) dR \quad (2)$$

式中 $f(R | IM = im)$ 为给定地震强度下结构的概率地震需求分布,一般认为结构的EDP符合对数正态分布^[6-7],因此 $f(R | IM = im)$ 可表示为:

$$f(R | IM = im) = \frac{1}{R\sigma_R\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(\ln R - \mu_R)^2}{2\sigma_R^2}\right] \quad (3)$$

式中 σ_R 代表EDP的对数标准差, μ_R 代表对数均值。式(3)又被称为概率地震需求模型。

中国目前建筑结构抗震设防的依据为抗震设防烈度,有资料表明,采用极值III型分布描述地震烈度的概率分布比较符合中国的实际情况^[12],分布函数如下式所示:

$$H_{IM}(im) = \exp\left[-\left(\frac{\omega - im}{\omega - \epsilon}\right)^K\right] \quad (4)$$

式中 ω 为地震烈度的上限值,可取为12; ϵ 为众值烈度,表示年平均超越概率为0.632的地震烈度; K 为形状参数,一般采用最小二乘法确定。

将式(2)~(4)代入式(1),即可得到概率地震风险分析的计算公式^[13],如下式所示:

$$F = \int_{IM} \int_r^{\infty} f(R | IM = im) \frac{dH_{IM}(im)}{dim} dR dim \quad (5)$$

1.2 基于多维性能极限状态的风险分析

1.2.1 多维概率地震需求模型

多维性能极限状态描述多种EDP联合作用下结构的极限状态^[13]。当EDP由一维拓展到多维时,EDP之间通常具有一定的相关性,因此需要建立多维概率地震需求模型。Wang等^[13]指出,地震响应多维随机向量 $R = [R_1, R_2, \dots, R_{N_{EDP}}]$ 的概率密度表示为:

$$f(R | IM = im) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{N_{EDP}}{2}} |\Sigma|^{\frac{1}{2}} \prod_{i=1}^{N_{EDP}} R_i} \exp\left[-\frac{1}{2}(\ln R - \mu)^T \Sigma^{-1}(\ln R - \mu)\right] \quad (6)$$

式中 $\ln R = [\ln R_1, \ln R_2, \dots, \ln R_{N_{EDP}}]$, μ 为 $\ln R$ 的均值向量, N_{EDP} 为EDP的个数, Σ 为 $\ln R$ 的协方差矩阵,当 Σ 为对角矩阵时,EDP相互独立,否则相关。式(6)也被称为多维概率地震需求模型。该模型包含了EDP独立的情形,同时也允许考虑EDP的相关性。通过极大似然估计法(MLE)^[14] 可得到EDP的对数均值和标准差,而EDP之间的相关性可以通过Pearson相关系数描述^[15]。Pearson相关系数描述了参数之间的线性相关性,取值在-1和1之间,计算公式如下式所示:

$$\rho = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i y_i - \bar{x} \bar{y}}{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i^2 - \bar{x}^2} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i^2 - \bar{y}^2}} \quad (7)$$

式中 n 为数据个数; x_i, y_i 为数据值; \bar{x}, \bar{y} 为两组数据集的均值。Pearson相关系数为1时,说明变量正相关,Pearson相关系数为-1时,说明变量负相关。若Pearson相关系数为0,说明两个变量不相关。

1.2.2 地震风险分析

在多维概率地震需求模型下,需将式(5)所得超越概率由一维拓展到多维。以两种EDP为例,基于多维性能极限状态的年平均超越概率可写为^[16]:

$$F = \int_{IM} \int_D f(R_1, R_2 | IM = im) \cdot \left(\frac{dH_{IM}(im)}{dim}\right) dR_1 dR_2 dim \quad (8)$$

式中 $f(R_1, R_2|IM=im)$ 为给定地震强度下二维概率地震需求模型,可根据式(6)获得。 D 代表失效域,可通过多维性能极限状态方程表示,如下式所示^[13]:

$$L(R_1, R_2, \dots, R_c) = 1 - \sum_{i=1}^{N_{EDP}} \left(R_i/r_i \right)^{b_i} \quad (9)$$

式中 $L < 0$ 的区域为失效域 D ; b_i 为相互作用因子,决定了极限状态曲面的形状。该方程允许考虑不同EDP联合作用下结构的极限状态。若仅考虑一种EDP,式(9)简化为:

$$L_1 = 1 - R/r \quad (10)$$

黄小宁等^[17]指出,若考虑两种EDP,可将一个EDP的 b 简化为1,如下式所示:

$$L_2 = 1 - (R_1/r_1) - (R_2/r_2)^b \quad (11)$$

将式(8)和(9)联立,可得到基于多维性能极限状态的概率地震风险分析的表达式^[16]。以两种EDP为例,如下式所示:

$$F^2 = \int_{IM} \iint_{L < 0} f(R_1, R_2|IM=im) \cdot (dH_{IM}(im)/dim) dR_1 dR_2 dim \quad (12)$$

2 基于模糊失效准则的概率地震风险分析

2.1 模糊失效准则

模糊性是指一个事物是否属于一个集合或类别是模糊不确定的^[18]。在可靠性研究中,考虑模糊失效准则后,极限状态方程 $Z = R - S$ 只是反映了适用性程度的大小^[18], $Z < 0$ 不代表结构完全失效, $Z > 0$ 也不代表结构完全处于可靠状态, $Z = 0$ 也不是两种状态的界限,在结构从“可靠”到“失效”的状态转移中,存在由隶属区间(模糊区间)表示的过渡带,如图1所示。

在模糊失效准则下,结构的破坏通常用模糊集合 E 表示:

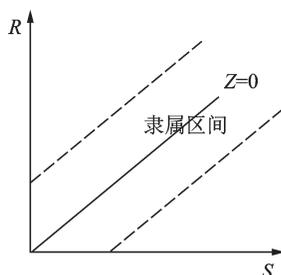


图1 模糊失效准则

Fig. 1 Fuzzy failure criterion

$$\tilde{E} = \left\{ \left(z, \mu_{\tilde{E}}(z) \right) \mid z \in \Omega \right\} \quad (13)$$

式中 $\mu_{\tilde{E}}(z)$ 为 E 的隶属函数,通常为取值范围在 $[0, 1]$ 之间的递减函数。 $z \in \Omega$ 为模糊随机事件空间 Ω 中的实数集合。

有文献表明^[19],模糊失效准则下结构的破坏概率是 E 的隶属函数的数学期望,即:

$$pf_m = \int_{-\infty}^{+\infty} \mu_{\tilde{E}}(z) f_z(z) dz \quad (14)$$

式中 $f_z(z)$ 代表极限状态方程中包含随机变量的联合概率密度函数。

在模糊理论中, $\mu_{\tilde{E}}(z)$ 描述了模糊集合中元素的隶属程度,而在可靠性分析中反映了结构从“可靠”到“失效”的模糊过渡状态,当 $0 < \mu_{\tilde{E}}(z) \leq 1$ 时代表结构处于模糊过渡状态。 $\mu_{\tilde{E}}(z)$ 主要包括偏大型、中间型和偏小型^[18,20]。本文在计算结构破坏概率时,利用 $\mu_{\tilde{E}}(z)$ 描述在区间内对给定性能极限状态的隶属度。根据式(9)可知,当 r 给定后,随着 R 增大,隶属度越弱,因此本文采用偏小型隶属函数。选择三种隶属函数^[19-20],包括降半梯形分布(FHT)、降岭型分布(DR)、二次抛物型分布(QP),并比较不同隶属函数对结果的影响。表达式如下式所示:

$$\mu_{\tilde{E}}^1(z) = \begin{cases} 1, & z \leq a_1 \\ (a_2 - z)/(a_2 - a_1), & a_1 < z \leq a_2 \\ 0, & z > a_2 \end{cases} \quad (15)$$

$$\mu_{\tilde{E}}^2(z) = \begin{cases} 1, & z \leq a_1 \\ \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \sin \frac{\pi}{a_2 - a_1} \left(x - \frac{a_1 + a_2}{2} \right), & a_1 < z \leq a_2 \\ 0, & z > a_2 \end{cases} \quad (16)$$

$$\mu_{\tilde{E}}^3(z) = \begin{cases} 1, & z \leq a_1 \\ \left(\frac{a_2 - z}{a_2 - a_1} \right)^2, & a_1 < z \leq a_2 \\ 0, & z > a_2 \end{cases} \quad (17)$$

式中 $\mu_{\tilde{E}}^1(z)$, $\mu_{\tilde{E}}^2(z)$, $\mu_{\tilde{E}}^3(z)$ 分别代表 FHT, DR, QP; a_1, a_2 代表隶属区间的下、上界,一般根据工程经验定隶属区间。

2.2 地震风险分析

由式(14)可知,模糊失效准则下,失效概率表示为隶属函数和随机变量联合概率密度函数的乘积在实数集合内的积分。本文在多维性能极限状态下,提出基于模糊失效准则的地震风险分析积分公式。

将式(14)代入式(12),可得:

$$F_m^2 = \int_{IM} \iint_{L < 0} \mu_E(L_2) f(R_1, R_2 | IM = im) \cdot (dH_{IM}(im)/dim) dR_1 dR_2 dim \quad (18)$$

式中 $\mu_E(L_2)$ 为性能极限状态方程的隶属函数。

由式(18)可知,模糊失效准则下的地震风险分析,首先需要通过积分计算模糊失效概率,然后计算年平均超越概率。该过程与不考虑模糊失效准则的计算过程一致。若只考虑一种EDP,式(18)可简化为:

$$F_m^1 = \int_{IM} \int_{r_1}^{+\infty} \mu_E(L_1) f(R | IM = im) \cdot (dH_{IM}(im)/dim) dR dim \quad (19)$$

2.3 基于蒙特卡洛模拟法的风险概率计算

由式(18)可知,在基于模糊失效准则的地震风险分析中,需要求解多重积分,但这个积分的被积函数十分复杂。谷音等^[12]指出,若地震强度的分布函数已知,可通过抽样将地震危险性函数进行离散。假定抽取的地震强度样本个数为 n_{im} ,则每个样本出现的概率为 $1/n_{im}$ 。谷音等^[12]在一维EDP条件下,提出了概率地震风险分析的蒙特卡洛(MC)法,如下式所示:

$$F = \frac{1}{n_{im}} \sum_{i=1}^{n_{im}} P(R > r | im_i) \quad (20)$$

式中 im_i 为通过抽样所得单个地震强度样本,而 $P(R > r | im_i)$ 则反映了在该地震强度样本下结构的破坏概率。

本文将文献[12]提出的基于一维EDP地震风险分析的MC法引入到模糊失效准则的概率地震风险分析以提高计算效率。将式(20)代入式(18)和(19),式(18)和(19)可写为:

$$F_m^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\iint_{L < 0} \mu_E(L_2) f(R_1, R_2 | im_i) dR_1 dR_2 \right) \quad (21)$$

$$F_m^1 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\int_{r_1}^{+\infty} \mu_E(L_1) f(R | im_i) dR \right) \quad (22)$$

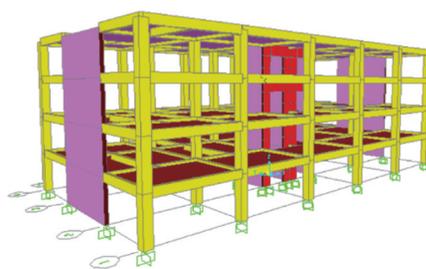
式(21),(22)即为本文最终建立的基于模糊失效准则的概率地震风险分析公式。若综合考虑结构和非结构构件可采用式(21)求解,若仅考虑一种EDP可采用式(22)求解。

3 算例分析

3.1 结构模型建立及工程需求参数确定

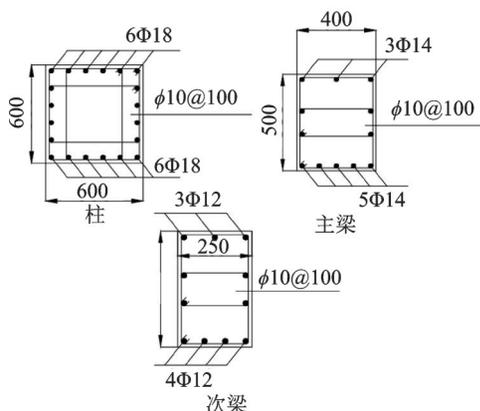
本文基于SAP2000建立某RC框架-剪力墙结构,沿X方向共5跨,跨度均为8m;沿Y方向共8

跨,边跨跨度6m,中跨跨度8m。沿Y向主梁间设置单根次梁。该结构共4层,各层层高均为3.6m。抗侧立体系由混凝土框架和剪力墙部分组成。剪力墙部分包括两片单肢剪力墙及由两个电梯井组成的核心筒,核心筒长8m,宽4m,门洞高2.4m,宽2m。各构件采用的混凝土强度等级均为C30,纵向受力钢筋采用HRB335级,箍筋采用HPB225。楼板厚度120mm,配筋为单排钢筋,采用HRB335级钢筋。剪力墙厚度为300mm,模型如图2所示。



(a) 三维模型

(a) Three dimensional model



(b) 构件截面(单位:mm)

(b) Component section (Unit:mm)

图2 结构模型

Fig. 2 Structure model

梁和柱采用SAP2000中的Frame单元模拟,并在梁两端布置P-M3铰,柱两端布置P-M2-M3铰。剪力墙采用分层壳单元^[21],为提高计算效率,仅考虑混凝土层和钢筋层在竖向的非线性行为,在混凝土层面外仅考虑其线性行为。将分层壳单元设置为三层,单元类型依次为Membrane,Plate和Membrane,这三层依次模拟了剪力墙中的混凝土层、混凝土层和钢筋层。此外,模型考虑了P-Δ效应^[21]。本文采用的混凝土和钢筋本构关系如图3所示。

本文将框剪结构的性能极限状态分为“正常使用(NO)”,“可以使用(IO)”,“生命安全(LF)”,“防止倒塌(CP)”四级^[13],选择使用最为广泛的MIDR作为衡量结构性能的EDP^[22-25],该指标能较好反映

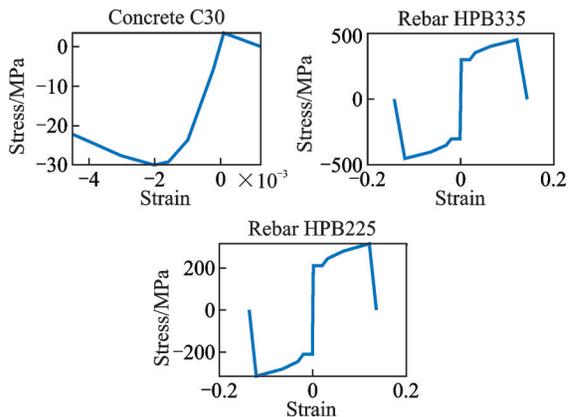


图3 材料本构关系

Fig. 3 Material constitutive relationship

结构构件的整体损伤情况。郑山锁等^[23]指出,结构整体性能水平达到 IO 时构件处于开裂状态, MIDR 的阈值大致取 LF 的 50%; LF 的阈值大致取到规范弹性限值和弹塑性限值的平均值; CP 大致取到规范的弹塑性变形限值的 90%。基于 GB 50011—2010^[10], 本文采用的 MIDR 阈值如表 1 所示。

表 1 EDP 阈值

Tab. 1 EDP threshold

性能极限状态	MIDR 阈值/%	PFA 阈值/g
NO	0.15	0.25
IO	0.3	0.5
LF	0.6	1.0
CP	1.0	2.0

韩建平^[24]和孙鸿宾^[25]指出,在考虑非结构构件的损伤时,主要考虑对加速度敏感的构件,例如机械设备、管道等。因此本文选择最大层加速度(PFA)衡量非结构构件损伤。取文献^[24]中建议的 PFA 阈值,如表 1 所示。表中 $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

3.2 地震烈度抽样

拟定该框架所处的场地土类别为 I, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震动加速度为 $0.1g$, 场地特征周期为 0.35 s , 结构的阻尼比取 0.05 , 周期折减系数为 0.9 , 设计基准周期为 50 年。50 年超越概率为 0.632 , 众值烈度约为 5.45 度^[12]。则有:

$$1 - 0.1 = \exp\left[-\left(\frac{12 - 7}{12 - 5.45}\right)^K\right] \quad (23)$$

通过最小二乘法可得形状参数 K 的值约为 8.3189 , 则地震烈度的分布函数为:

$$H_{IM}(im) = \exp\left[-\left(\frac{12 - im}{6.55}\right)^{8.3189}\right] \quad (24)$$

在地震工程学中,峰值地面加速度(PGA)是衡量地震强度的关键指标之一^[13,17]。本文选择 PGA

衡量地震强度的大小,因此需要将地震烈度换算为 PGA,采用谷音等^[12]给出的换算公式,如下式所示:

$$PGA = 10^{(im \cdot \lg 2 - 0.01)} \quad (25)$$

将式(25)代入式(24),并将 PGA 的单位用 gal 表示,可得 PGA 的累积分布函数为:

$$\begin{cases} H_{PGA} = \exp\left[-\left(\frac{12 - G/\lg 2}{6.55}\right)^{8.3189}\right] \\ G = \ln(1000PGA)/\ln 10 + 0.01 \end{cases} \quad (26)$$

分别对式(24)和(26)两端求导,可得地震烈度和 PGA 的概率密度函数曲线。由于 PGA 累计分布函数形式比较复杂,在 MC 模拟中,首先根据式(24)生成 n_{im} 个地震烈度样本,然后将这些样本根据式(25)转化为 PGA 样本。本文取 $n_{im} = 10000$, 抽得地震烈度和转化后的 PGA 样本分布及其概率密度函数曲线如图 4 和 5 所示。由图可知,生成的 PGA 样本与概率密度函数拟合度较高,这些样本能在考虑场地类型的前提下较全面地反映地震强度和发生时间的随机性。

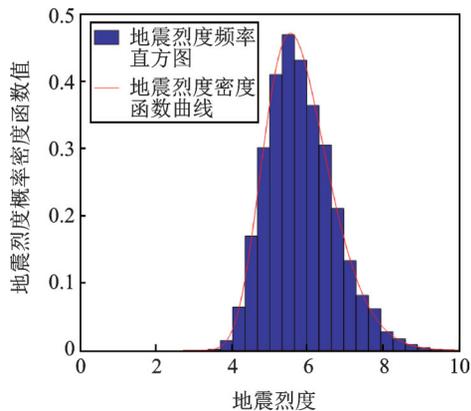


图 4 地震烈度分布

Fig. 4 Seismic intensity distribution

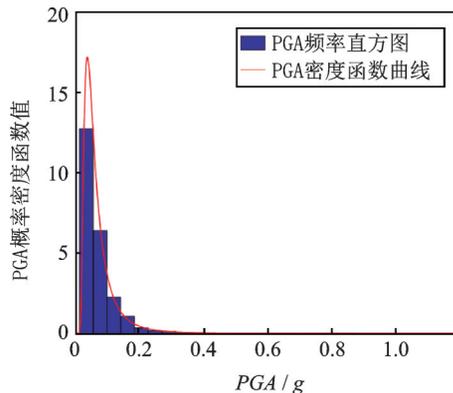


图 5 PGA 分布

Fig. 5 PGA distribution

3.3 地震波选择及概率地震需求模型建立

在结构地震损伤研究中,通常至少选择 20 条地

震波衡量地震激励的不确定性^[26]。根据结构的场地信息,从SAP2000中提取目标反应谱,从Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)数据库^[27]中选择了30条震级6~7级、震中距15~20 km、剪切波速200~300 m/s的地震波用于地震风险分析。反应谱如图6所示。

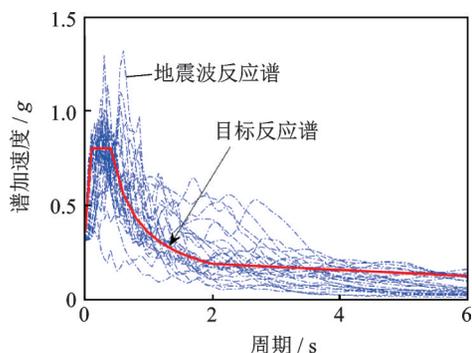


图6 地震波反应谱

Fig. 6 Seismic response spectrum

由图5可知,PGA样本绝大多数位于区间 $[0, 0.1g]$ 中,说明强度位于这个区间的地震50年内发生的可能性较大。为准确反映当 $PGA < 0.1g$ 时结构的损伤情况,在等步长调幅法^[28]基础上,本文提出一种分段等步长调幅法,首先将30条地震波的PGA分别调幅至 $0.02g \sim 0.1g$,间隔取 $0.02g$,然后在区间 $[0.1g, 1.0g]$ 间进行调幅,间距取 $0.1g$,最终得到420条地震波。Zhou等^[29]指出,地震发生时,地面运动是一个三维随机过程,考虑三维地震动输入更符合实际。本文将每条地震波的输入方向均设置为空间三维,其中水平方向地震波幅值的比例系数为1,纵向地震波的比例系数为0.5。利用SAP2000进行非线性时程分析,得到每条地震波在各个PGA下的MIDR和PFA,并将两种EDP分别取对数,通过MLE得到在不同PGA下的对数均值和对数标准差,利用Pearson相关系数描述两种EDP的相关性,建立 Σ ,基于式(6)建立多维概率地震需求模型。以第二层 $PGA = 0.3g$ 为例,如图7所示。

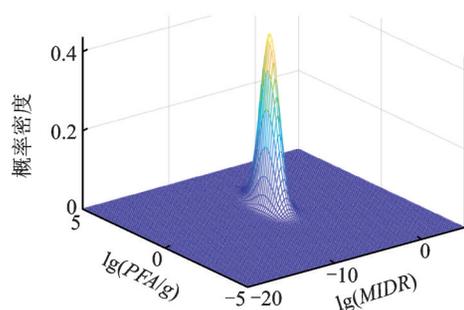


图7 概率地震需求模型

Fig. 7 Probability seismic demand model

3.4 地震风险分析

根据式(11)和表1建立多维性能极限状态方程,以NO为例,如下式所示:

$$L_{NO}^2 = 1 - \left(\frac{MIDR}{0.15\%} \right)^b - \frac{PFA}{0.25g} \quad (27)$$

由于缺少框剪结构的统计数据,初步拟定MIDR对应的 $b = 2$,后文将讨论 b 的值对年平均超越概率的影响。

得到性能极限状态方程后,下一步将定义隶属区间。Ren等^[20]在一维EDP下提出了扩增系数法,通过扩增系数 β 得到隶属区间,如下式所示:

$$Q = [r_1, r_2] = [(1 - \beta)r, (1 + \beta)r] \quad (28)$$

本文在EDP隶属区间基础上,取多维性能极限状态的隶属区间为:

$$Q_L = [-\beta, \beta] \quad (29)$$

式(29)的含义是:当 $-\beta < L \leq \beta$ 时,结构处于过渡状态;当 $L \leq -\beta$ 时,结构破坏;当 $L > \beta$ 时,结构完好。式(29)反映了多维性能极限状态的过渡(隶属)状态, β 越大,隶属区间越宽。参考文献[20],本文取一些经验值: $\beta = 0, 0.1, 0.3, 0.5, 0.7$ 以探讨隶属区间宽度对分析结果的影响。若 $\beta = 0$,说明隶属区间不存在。基于式(27),分别建立不同PGA下四种性能极限状态的极限状态方程,然后利用3.2节中生成的PGA样本,分别在三种隶属函数下求解50年平均超越概率,将年平均超越概率用危险性曲面的形式表示。若采用二维性能极限状态方程,危险性曲面如图8所示。

由图8可知,不同隶属函数和隶属区间得到的危险曲面并不相同。当 $\beta = 0$ 和 $\beta = 0.1$ 时,不论采用何种隶属函数,危险性曲面差异很小。随着 β 增大,危险性曲面也在不断变换。若采用降半梯形隶属函数,随着 β 增大,危险性曲面逐步上移, $\beta = 0$ 和 $\beta = 0.7$ 对应的危险性曲面差异最大, $\beta = 0.7$ 时危险性曲面最高,年平均超越概率约为 $\beta = 0$ 时的两倍。若采用降岭型隶属函数,同样可以看出随着隶属区间扩大,危险性曲面越高, $\beta = 0.7$ 时年平均超越概率约为 $\beta = 0$ 时的1.5倍。在相同隶属区间的条件下,降岭型分布的危险性曲面低于降半梯形分布。若采用二次抛物型隶属函数,随着 β 增大,危险性曲面逐步下移, $\beta = 0$ 时危险性曲面最高, $\beta = 0.7$ 对应的年平均超越概率约为 $\beta = 0$ 时的75%。

上述结果表明,若选择降半梯形分布和降岭型分布作为隶属函数,年平均超越概率有所增大,且会随着隶属区间的增大而增大,危险性曲面偏向保守。

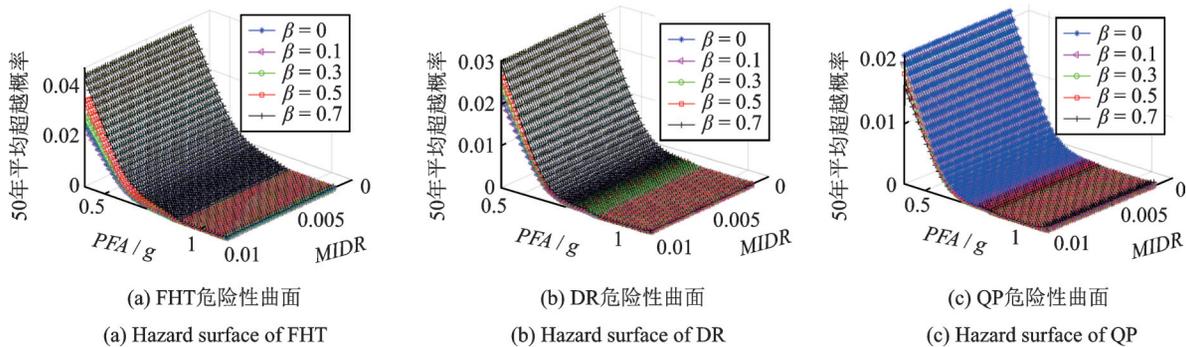


图 8 危险性曲面

Fig. 8 Hazard surface

若隶属区间宽度相同,则基于降半梯形分布的年平均超越概率高于降岭型分布。若采用二次抛物型分布,与不考虑模糊失效相比,年平均超越概率会有所下降,且随着隶属区间的扩大,所得危险性曲面反映的年平均超越概率也随之减小。

通过以上论述可知,若隶属区间相同,三种隶属函数的年平均超越概率从大到小依次为降半梯形分

布、降岭型分布、二次抛物型分布。因此隶属函数形式和隶属区间大小会对分析结果产生较大影响,在实际工程中应根据结构类型和使用要求合理选择隶属函数和隶属区间。

若不考虑非结构构件的性能,仅考虑结构构件的性能,选择 MIDR 作为 EDP,则危险性曲面变为危险性曲线,如图 9 所示。

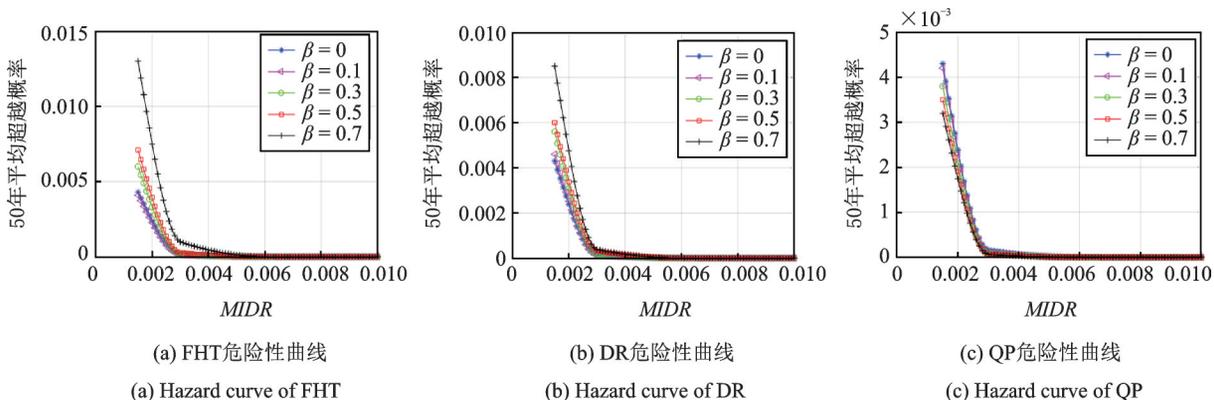


图 9 危险性曲线

Fig. 9 Hazard curve

将图 9 和 8 进行对比可知,若仅考虑 IDR,不同隶属函数和隶属区间对应的危险性曲线,其变化趋势与二维性能极限状态方程一致,但年平均超越概率显著下降,说明若不考虑非结构构件的性能会显著低估结构的年平均超越概率。

3.5 相互作用因子对地震风险的影响

相互作用因子 b 会影响到失效域 D 的大小,决定了极限状态曲面的形状。本节考虑不同的 b 对危险性曲面的影响。在 3.4 节的基础上,分别再取 $b = 1, 5, 10$ 进行不同隶属函数和隶属区间的概率地震风险分析。由于 $\beta = 0$ 和 $\beta = 0.1$ 的危险性曲面差异很小,这里不再讨论 $\beta = 0$ 的情况。不同 b 对应的危险性曲面如图 10 所示。

比较图 10 中不同隶属函数的危险性曲面可以看出,如果 b 取值相同,随着 β 增大,若采用降半梯

形分布和降岭型分布的隶属函数,危险性曲面逐渐上移,而二次抛物型分布的危险性曲面则会逐渐下移。该结论与前文一致。

由图 10 可知,在相同隶属函数和隶属区间的条件下,随着 b 减小,危险性曲面逐渐上移,年平均超越概率增大。当 $b = 1$ 时危险性曲面位于最上端,年平均超越概率最大;当 $b = 10$ 时,危险性曲面位于最下端,年平均超越概率最小。该结果对任意隶属函数和隶属区间均成立。上述结论可通过多维性能极限状态方程反映的极限状态曲线进行验证。以 NO 性能极限状态为例,不同的 b 对应的极限状态曲线如图 11 所示。

由图 11 可知, b 越大,二维性能极限状态方程与坐标轴围成区域的面积越大,说明 D 越小,因此在相同的概率地震需求模型下年平均超越概率越小。该结论与 Wang 等^[13] 给出的分析结论一致。Wang

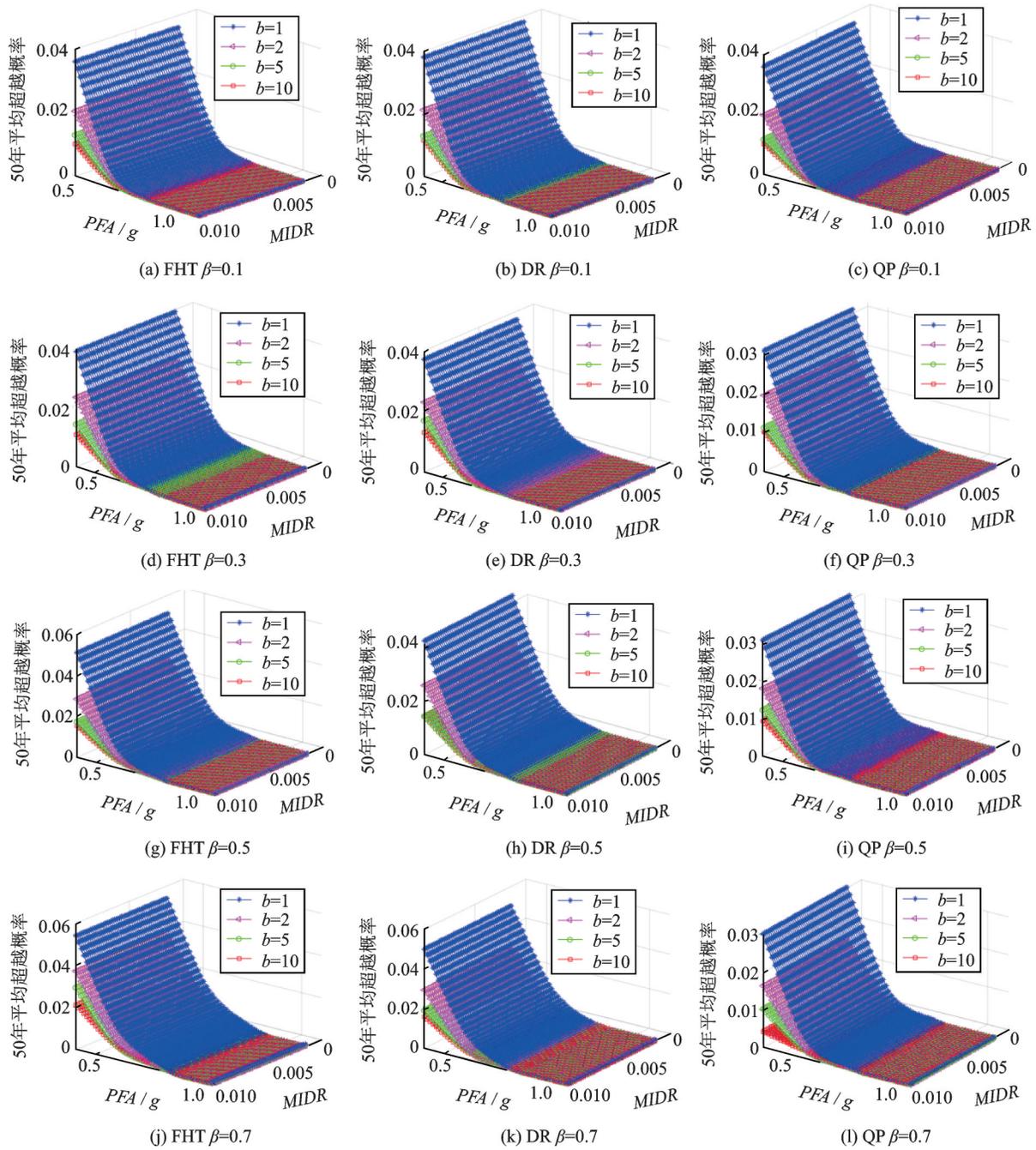
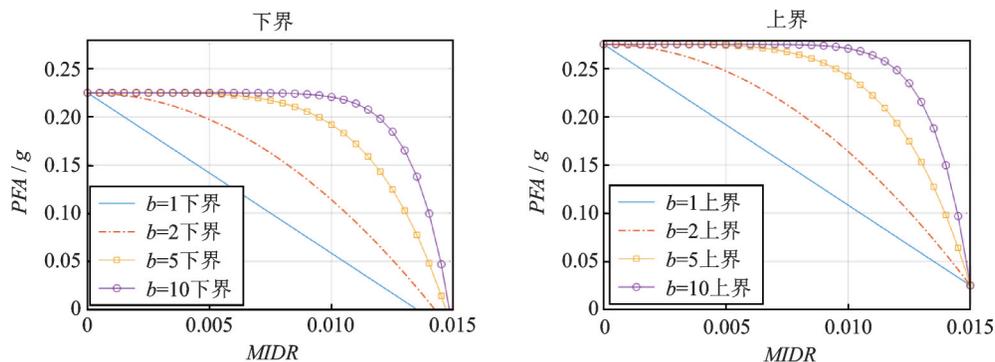


图10 相互作用因子对危险性曲面的影响

Fig. 10 Influence of interaction factors on hazard surfaces



(a) 隶属区间下界

(b) 隶属区间上界

(a) Lower bound of membership interval

(b) Upper bound of membership interval

图11 极限状态曲线

Fig. 11 Limit state curves

等^[13]指出,在多维性能极限状态方程中,不同EDP性能极限状态之间的相关性主要通过 b 体现,随着 b 增大,相关性越弱。因此在模糊失效准则中,不同EDP性能极限状态之间的相关性不能忽略。

4 结 论

本文将结构极限状态视为模糊不确定的,综合考虑了结构和非结构性能,在基于确定阈值的传统地震风险分析的基础上,提出了多维性能极限状态下基于模糊失效准则的概率地震风险分析公式。通过MC模拟法简化了多重积分公式,研究了不同的隶属函数和隶属区间对年平均超越概率的影响,建立了危险性曲面,得到以下结论:

(1)考虑了模糊失效准则后,基于降半梯形分布和降岭型分布得到的年平均超越概率会随着隶属区间的增大而增大,分析结果偏于保守,且当隶属区间相同时,降半梯形分布的年平均超越概率大于降岭型分布;基于二次抛物型分布的年平均超越概率随隶属区间的增大而减小,分析结果偏风险,因此不同的隶属函数会对年平均超越概率产生较大影响。

(2)若不考虑非结构构件的性能,不同隶属函数的年平均超越概率变化趋势相同,但与多维性能极限状态相比,所得年平均超越概率会大幅度下降。因此在基于性能的概率地震风险分析中,需要综合考虑结构性能和非结构性能对地震危险性的影响。

(3)在二维性能极限状态方程中, b 的值越大,EDP性能极限状态的相关性越弱,失效域 D 的面积越小,相同的概率地震需求模型和隶属函数下所得年平均超越概率越小。因此若忽略性能极限状态的相关性会导致地震风险概率偏低,不利于工程安全。

(4)本文建立的分析模型为RC框剪结构,因此所得结论仅适用于该类型的结构模型,对其他类型的工程结构,模糊失效准则对年平均超越概率的影响仍需建立模型具体分析。

参考文献:

[1] 吕大刚,刘洋,于晓辉.第二代基于性能地震工程中的地震易损性模型及正逆概率风险分析[J].工程力学,2019,36(9):1-11.
Lü Dagang, Liu Yang, Yu Xiaohui. Seismic fragility models and forward-backward probabilistic risk analysis in second-generation performance-based earthquake engineering[J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(9): 1-11.

[2] Banihashemi M R, Mirzagoltabar A R, Tavakoli H R. Reliability and fragility curve assessment of steel concentrically braced frames[J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2015, 20(7): 748-770.
[3] Moradi S, Burton H V, Kumar I. Parameterized fragility functions for controlled rocking steel braced frames[J]. Engineering Structures, 2018, 176: 254-264.
[4] Alih S C, Vafaei M. Seismic vulnerability of an airport traffic control towers[J]. Natural Hazards, 2018, 90(3): 1-20.
[5] Javidan M M, Kang H, Isobe D, et al. Computationally efficient framework for probabilistic collapse analysis of structures under extreme actions[J]. Engineering Structures, 2018, 132: 140-152.
[6] 蒋亦庞,苏亮,黄鑫.考虑参数不确定性的无筋砌体结构地震易损性分析[J].工程力学,2020,37(1): 159-167.
Jiang Yipang, Su Liang, Huang Xin. Seismic fragility analysis of unreinforced masonry structures considering parameter uncertainties[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(1): 159-167.
[7] 盛金喜,李慧民,马海骋.近断层向前方向性地震动作用下RC框架结构易损性研究[J].土木工程学报,2018,51(12): 81-89.
Sheng Jinxi, Li Huimin, Ma Haicheng. Seismic fragility analysis for frame structure under near-fault forward directivity ground motions[J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(12): 81-89.
[8] Khaloo A, Nozhati S, Masoomi H, et al. Influence of earthquake record truncation on fragility curves of RC frames with different damage indices[J]. Journal of Building Engineering, 2016, 7: 23-30.
[9] 钟剑,万华平,任伟新,等.全概率理论斜拉桥地震风险分析[J].振动工程学报,2018,31(4): 654-661.
Zhong Jian, Wan Huaping, Ren Weixin, et al. Seismic risk analysis for cable-stayed bridges based on total probability theorem[J]. Journal of Vibration Engineering, 2018, 31(4): 654-661.
[10] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2016
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010[S]. Beijing: China Construction Industry Press, 2016.
[11] Mangalathu S, Jeon J S. Stripe-based fragility analysis of multispan concrete bridge classes using machine learning techniques[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2019, 48(11): 1238-1255.
[12] 谷音,郑文婷,卓卫东.基于LHS-MC方法的矮塔斜拉桥地震风险概率分析[J].工程力学,2013,30(8): 96-102.

- Gu Yin, Zheng Wenting, Zhuo Weidong. Analysis of seismic risk probability assessment of lower-tower cable-stayed bridge based on LHS-MC method[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(8): 96-102.
- [13] Wang Q A, Wu Z Y, Liu S K. Multivariate probabilistic seismic demand model for the bridge multidimensional fragility analysis[J]. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2018, 22 (9): 3443-3451.
- [14] 吴文朋. 考虑不确定性的钢筋混凝土桥梁地震易损性研究[D]. 长沙:湖南大学, 2015.
- Wu Wenpeng. Seismic fragility of reinforced concrete bridges with consideration of various sources of uncertainty[D]. Changsha: Hunan University, 2015.
- [15] 刘亭亭,于晓辉,吕大刚. 地震动多元强度参数主成分与结构损伤的相关性分析[J]. *工程力学*, 2018, 35(8): 122-129.
- Liu Tingting, Yu Xiaohui, Lü Dagang. Analysis of correlation between principal components of multivariate earthquake intensity measures and structural damage [J]. *Engineering Mechanics*, 2018, 35(8): 122-129.
- [16] Liu X X, Wu Z Y, Liang F. Multidimensional performance limit state for probabilistic seismic demand analysis[J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2016, 14 (12): 3389-3408.
- [17] 黄小宁,杜永峰,李慧. 多维性能极限状态平面不规则结构易损性分析[J]. *振动、测试与诊断*, 2017, 37 (3): 560-566.
- Huang Xiaoning, Du Yongfeng, Li Hui. Multidimensional performance limit states for fragility analysis of plane irregular structure[J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2017, 37(3): 560-566.
- [18] 王凌云. 基于模糊失效的连续梁桥的地震易损性分析[D]. 南京:东南大学, 2018.
- Wang Lingyun. Seismic fragility of continuous beam bridge using fuzzy-stochastic method [D]. Nanjing: Southeast University, 2018.
- [19] 黄慎江,马勇. 基于模糊可靠度的RC框架结构在地震作用下最可能失效构件的识别[J]. *土木工程学报*, 2016, 49(S1): 61-65.
- Huang Shenjiang, Ma Yong. An identification method for the most probable failure members of RC frame structure under earthquakes based on fuzzy reliability [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, 49(S1): 61-65.
- [20] Ren L P, He S H, Yuan H Y. Seismic fragility analysis of bridge system based on fuzzy failure criteria[J]. *Advances in Civil Engineering*, 2019, 13(5): 140-153.
- [21] 何益斌,李艳,沈蒲生. 基于性能的高层混合结构地震易损性分析[J]. *工程力学*, 2013, 30(8): 142-148.
- He Yibin, Li Yan, Shen Pusheng. Performance-based seismic fragility analysis of tall hybrid structures[J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(8): 142-148.
- [22] Kiani J, Camp C, Pezeshk S. On the application of machine learning techniques to derive seismic fragility curves [J]. *Computers & Structures*, 2019, 218: 108-122.
- [23] 郑山锁,张艺欣,秦卿,等. RC框架核心筒结构的地震易损性研究[J]. *振动与冲击*, 2016, 35(23): 106-113.
- Zheng Shansuo, Zhang Yixin, Qin Qing, et al. Seismic fragility of RC frame-core wall structures[J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(23): 106-113.
- [24] 韩建平,周帅帅. 考虑非结构构件损伤的钢筋混凝土框架建筑多维地震易损性分析[J]. *地震工程与工程振动*, 2020, 40(1): 39-48.
- Han Jianping, Zhou Shuaishuai. Multi-dimensional seismic fragility analysis of reinforced concrete framed building considering damage of non-structural components [J]. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2020, 40(1): 39-48.
- [25] 孙鸿宾,吴子燕,刘骁骁. 基于多维性能极限状态的结构易损性分析[J]. *工程力学*, 2013, 30(5): 147-152.
- Sun Hongbin, Wu Ziyan, Liu Xiaoxiao. Multidimensional performance limit states for structural fragility estimation [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(5): 147-152.
- [26] Nazari Y R, Saatcioglu M. Seismic vulnerability assessment of concrete shear wall buildings through fragility analysis [J]. *Journal of Building Engineering*, 2017, 12: 202-209.
- [27] Bai J, Jin S, Zhao J, et al. Seismic performance evaluation of soil-foundation-reinforced concrete frame systems by endurance time method[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2019, 118(5): 47-51.
- [28] 周长东,曾绪朗,陈静,等. 高耸钢筋混凝土烟囱抗地震倒塌能力分析[J]. *工程力学*, 2016, 33(5): 57-65.
- Zhou Changdong, Zeng Xulang, Chen Jing, et al. Seismic collapse resistance analysis of tall reinforced concrete chimney [J]. *Engineering Mechanics*, 2016, 33 (5): 57-65.
- [29] Zhou C D, Tian M W, Guo K P. Seismic partitioned fragility analysis for high-rise RC chimney considering multidimensional ground motion[J]. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2018, 28 (1): e1568.

Structure probabilistic seismic risk analysis based on fuzzy failure criteria under multidimensional performance limit states

JIA Da-wei, WU Zi-yan, HE Xiang

(School of Mechanics, Civil Engineering and Architecture, Northwestern Polytechnical University, Xi'an 710129, China)

Abstract: A probabilistic seismic risk analysis method based on fuzzy failure criteria and multidimensional performance limit state is established. Three membership functions are selected, including half-trapezoidal distribution, descending-ridge distribution, and quadratic parabolic distribution. An integral formula for probabilistic seismic risk analysis is established. A RC frame-shear wall structure based on SAP2000 is established. The results show that the annual average transcendental probability based on the quadratic parabolic distribution decreases with the expansion of the membership interval, while the annual average transcendental probability based on the halved trapezoidal distribution and the ridged distribution increases. Under the same membership interval, the annual mean transcendental probability of three membership functions is descending trapezoidal distribution, descending ridge distribution, and quadratic parabolic distribution in a descending order. If the correlation of the performance limit state under different engineering requirement parameters is ignored, the seismic risk probability will be lower.

Key words: probabilistic seismic risk analysis; frame-shear wall structure; multidimensional performance limit state; fuzzy failure criterion; membership function

作者简介: 贾大卫(1995—),男,博士研究生。电话:13152045483; E-mail: dwjnwpu@163.com。

通讯作者: 吴子燕(1962—),女,教授。电话:15609278335; E-mail: zywu@nwpu.edu.cn。