

doi:10.11918/j.issn.0367-6234.2015.12.008

应用非概率凸集模型的框架结构抗震性能分析

王东超,徐龙军,张进国,谢礼立

(哈尔滨工业大学(威海)土木工程系,264209 山东 威海)

摘 要:为解决结构抗震性能分析结果会因地震动记录选择上的差异产生较大变异性问题,采用非概率凸集模型来考虑地震作用的不确定性,以结构最大层间位移角作为抗震性能指标,通过能力谱方法对一钢筋混凝土框架结构进行非概率性抗震性能评估,与基于概率随机模型的抗震性能分析结果进行比较.结果表明,采用非概率凸集模型进行结构抗震性能分析,在减少变异性的同时,还具有一定的合理性和适用性.

关键词:不确定性;非概率;凸集模型;抗震性能;框架结构

中图分类号: TU312;TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2015)12-0045-05

Analysis on seismic performance of frame structure using non-probabilistic convex model

WANG Dongchao, XU Longjun, ZHANG Jinguo, XIE Lili

(Department of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology at Weihai, 264209 Weihai, Shandong, China)

Abstract: Convex model was used to consider the uncertainty of earthquake in this paper to solve the problem that the selection of different ground motion records will result in great variability in structural seismic performance analysis. Taking the inter-story displacement angle as seismic performance index, non-probabilistic seismic performance of a reinforced concrete frame was assessed under the motivation of rare earthquake by the capability spectrum analysis method. Then the results were compared with probabilistic seismic performance based on the probabilistic random model. By comparison and analysis, it shows that the evaluation of structural seismic performance based on convex model not only reduces the variability, but also is reasonable and applicable to some extent.

Keywords: uncertainty; non-probabilistic; convex model; seismic performance; frame structure

由于地震发生的时间、空间以及地震动记录的频谱特性等均具有强烈的不确定性,因此结构在地震作用下的动力响应是一个不确定性问题.传统结构抗震性能分析是基于概率随机模型考虑结构不确定性响应;但是,这种分析方法会由于所选地震动记录数量和质量的差异,导致结果产生很大变异性.

上世纪90年代以来,国内外学者开始研究基于非概率凸集模型处理不确定性问题^[1-3].凸集模型所需实验数据较少,鲁棒性好,极大避免了概率随机模型的局限性^[1].其中文献[2]采用凸集模型描述不确定性参数,并将其应用于一个单自由度无阻尼的振动

系统中,得到了该系统的非概率可靠度指标.此后,国内外学者基于凸集模型展开了多方面研究,并将其推广至地震工程领域^[4-7].文献[4]采用形状不确定但是能量有界的凸集模型考虑地震的不确定性作用;文献[6]基于规范提出了两个考虑工程参量的地震作用凸集模型.在实际工程抗震性能分析中,鉴于结构的不确定性参量有随机变量和非随机变量并存的情况,文献[8]提出通过逐次建立二级功能方程来求解混合模型下的非概率可靠度问题,这极大促进了非概率凸集理论在实际工程中的应用和发展.

在抗震性能分析方面,基于概率随机模型的抗震性能分析运算量大,计算复杂,分析结果容易受不同地震动记录选取问题的影响.鉴于此,本文采用非概率凸集模型来考虑地震作用的不确定性,以结构的最大层间位移角作为抗震性能指标,进而通过能力谱方法对一钢筋混凝土框架结构进行非概率性抗震性能评估,然后与基于概率随机模型的抗震性能评估结果进行分析比较.

收稿日期: 2014-06-06.

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划项目(91215301);山东省蓝区工程建设与安全协同创新中心资助;山东省科技发展计划(2014GSF122001).

作者简介: 王东超(1992—),男,硕士研究生;
徐龙军(1976—),男,教授,博士生导师;
谢礼立(1939—),男,博士生导师,中国工程院院士.

通信作者: 徐龙军, xulongjun80@163.com.

1 结构体系抗震性能水准

结构抗震性能水准是指结构在某一特定设防地震作用下所预期达到的最大破坏程度^[9].随着基于性态的抗震设计思想的不断深化,对结构性能水平的划分也在不断细化,国内外总体上差别不大,但具体的量化指标仍有所不同.本文采用最大层间位移角表征结构的抗震性能,参考中国现行建筑抗震设计规范 and 文献[10]中结构的性能水平与层间位移角的关系,钢筋混凝土框架结构不同性能水平所对应的最大层间位移角 $\theta_{\max}$ 限值见表 1.

本文主要考虑罕遇地震作用对结构的影响,只分析生命安全和接近倒塌两种性能水平下的抗震性能.不同性能水平下,结构能力参数对应的均值采用

$A = \{T_g : c \leq T_g \leq d \mid c, d \in \mathbf{R}; c, d \geq 0\}, G = \{\alpha_{\max} : a \leq \alpha_{\max} \leq b \mid a, b \in \mathbf{R}; a, b \geq 0\}.$ (1)

当 $\alpha_{\max}$ 和 T_g 在包络界限 G 和 A 中取值时,水平

$$E = \begin{cases} [0.45 + (10\eta_2 - 4.5)T]a \leq \alpha \leq [0.45 + (10\eta_2 - 4.5)T]b, & 0 \leq T \leq 0.1; \\ \eta_2 a \leq \alpha \leq \eta_2 b, & 0.1 \text{ s} \leq T \leq T_g; \\ (c/T)^\gamma \eta_2 a \leq \alpha \leq (d/T)^\gamma \eta_2 b, & T_g \leq T \leq 5T_g; \\ [\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5c)]a \leq \alpha \leq [\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1(T - 5d)]b, & 5T_g \leq T \leq 0.6. \end{cases}$$
 (2)

在地震作用下,框架结构的变形以基本振型为主.研究表明^[11]:对于高度不大的框架结构,受高阶振型影响较小,进行静力弹塑性分析可得到比较满意的结构弹塑性响应.通过能力谱方法将静力弹塑性分析得到的顶点位移—基底剪力能力曲线转化为 A-D 格式的能力谱曲线.通常采用 FEMA^[12] 建议的方法对能力谱曲线进行等效双线性化处理.对于服从双线性本构关系的单自由度非弹性体系的抗力曲线,结构在地震动作用下的位移反应为

$D = \mu \frac{1}{R_y} \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 A.$ (3)

式中: R_y 为屈服强度系数; T_n 为等效单自由度体系的弹性周期; A 是由弹性反应谱求得的结构最大加速度响应,可由式(2)中水平地震影响系数 α 的取值范围 E 得到; μ 为延性系数.

2.2 基于随机变量的结构地震响应

传统抗震性能分析都是基于概率随机模型来考虑结构在地震作用下的不确定性响应,目前应用较多的结构易损性分析方法^[13]也是基于这一理论出发.在易损性分析中,通常假定结构的地震响应参数服从对数正态分布.结构工程的需求参数(D)和地震动参数(M)之间满足关系:

$D = aM^b.$ (4)

本文主要研究在地震作用下,结构最大层间位移角均值 $\theta_{\max}$ 与地震动谱加速度 $S_a(T_1, 5\%)$ 的关

表 1 数值,并采用 0.03 的变异系数来考虑其不确定性.若将结构能力参数视作凸集模型,则采用加减一倍标准差确定其区间范围的上下界.

表 1 钢筋混凝土框架结构各种性能水平下

最大层间位移角 $\theta_{\max}$ 限值					rad
充分运行 (OP)	正常运行 (NP)	基本运行 (IO)	生命安全 (LS)	防止倒塌 (CP)	
1/550	1/250	1/120	1/80	1/50	

2 结构体系地震响应的不确定性分析

2.1 基于凸集模型的结构地震响应

采用文献[6]提出的双参数界限凸集模型描述地震作用的不确定性,这种方法有效考虑了水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 和特征周期 T_g 的影响:

地震影响系数 α 的取值区间 E 为

系,代入上式两边同时取对数有

$$\ln(\theta_{\max}) = \ln(a) + b \ln(S_a(T_1, 5\%)) = A + B \ln(S_a(T_1, 5\%)).$$
 (5)

3 结构体系抗震性能分析

在不同性能水平下,结构的抗震性能可表示为结构的地震响应超过性能水准限值的概率.在概率性抗震性能分析中结构能力参数 R 和结构地震响应 S 均被视作随机变量,则结构的失效概率可表示为

$P_f = P(R/S \leq 1).$ (6)

假设 R 和 S 均服从对数正态分布,把式(4)、(5)代入式(6),可得结构地震响应超过某一性能指标的超越概率为

$P_f = \Phi\left(\frac{\ln(a(S_a)^b/R)}{\sqrt{\beta_R^2 + \beta_S^2}}\right).$ (7)

式中: R 的均值由不同性能水准下的层间位移角的限值确定; β_R 、 β_S 根据 HAZUS99^[14] 取值,当以 $S_a(T_1, 5\%)$ 作为自变量时, $\sqrt{\beta_R^2 + \beta_S^2}$ 取为 0.4; $\Phi(\cdot)$ 表示标准正态分布.

在非概率抗震性能分析^[1,5,7,15] 中, R 和 S 均被视作非随机变量,并采用凸集模型进行分析.根据变量间相关性的不同,凸集模型可以分为区间模型和椭球模型两种.关于非概率可靠度的求法,国内外学者分别提出了多种分析方法^[16],但是目前仍不存在

一种普适性强的非概率可靠度分析方法.本文基于线性功能函数下采用最短距离法来分析结构的抗震性能.

线性功能函数方程为

$$M = \sum_{i=1}^m a_i r_i - \sum_{j=1}^n b_j s_j, \tag{8}$$

式中 a_i, b_j 为常数, r_i, s_j 为不确定变量.

若 r_i 与 s_j 视作区间模型, 则 r_i, s_j 满足下式:

$$\begin{cases} |r_i - R_i^c| \leq R_i^r, & i = 1, 2, \dots, m; \\ |s_j - S_j^c| \leq S_j^r, & j = 1, 2, \dots, n. \end{cases} \tag{9}$$

式中 R_i^c, S_j^c 为不确定性变量的均值, R_i^r, S_j^r 为不确定性变量的离差.

区间模型的非概率可靠性指标可表示为

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c}{\sum_{i=1}^m |a_i| R_i^r + \sum_{j=1}^n |b_j| S_j^r}. \tag{10}$$

若 r_i 与 s_j 视作椭圆模型, 则 r_i, s_j 满足下式:

$$\sum_{i=1}^m \left(\frac{r_i - R_i^c}{R_i^r} \right)^2 + \sum_{j=1}^n \left(\frac{s_j - S_j^c}{S_j^r} \right)^2 \leq 1. \tag{11}$$

椭圆模型的非概率可靠性指标可表示为

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^m a_i R_i^c - \sum_{j=1}^n b_j S_j^c}{\left(\sum_{i=1}^m (a_i R_i^r)^2 + \sum_{j=1}^n (b_j S_j^r)^2 \right)^{1/2}}. \tag{12}$$

对于功能方程中既有随机变量又有非随机变量的情况, 假设式(8)中 r_i 为独立正态随机变量, s_j 为区间变量. 当两变量可以分离时, 考虑 r_i 的随机性, 可以构造二级功能方程来求解得到概率-非概率混合模型可靠性指标^[5,8], 当 $R=r$ 时其公式为

$$\eta(r) = \left[\sum_{i=1}^m a_i r_i - \sum_{j=1}^n b_j s_j^c \right] / \sum_{j=1}^n |b_j| |y_j^r|. \tag{13}$$

从而建立二级功能方程为

$$M^{(2)} = \eta(R) - 1 = \frac{1}{\sum_{j=1}^n |b_j| |y_j^r|} \left[\sum_{i=1}^m a_i r_i - \sum_{j=1}^n (b_j s_j^c + |b_j| |y_j^r|) \right]. \tag{14}$$

由式(14)得到混合模型的可靠性指标为

$$\beta = \frac{1}{\sum_{i=1}^m a_i^2 \sigma_{r_i}^2} \left[\sum_{i=1}^m a_i \mu_{r_i} - \sum_{j=1}^n (b_j s_j^c + |b_j| |y_j^r|) \right]. \tag{15}$$

4 算例分析

采用上述方法评估一六层三跨钢筋混凝土框架的抗震性能.结构按照现行抗震规范进行设计, 抗震等级为二级, 设防烈度为八度(0.20 g), 设计地震动分组为第一组.由于结构在空间上的对称性, 并且本文假定地震动沿结构主轴方向输入, 因此本文结构抗震性能分析是基于中间一榀平面框架进行的, 计算简图见图 1. 在该框架结构的设计中, 底层高 4.2 m, 其余各层高 3.6 m, 结构总高 22.2 m.梁柱纵向钢筋均采用 HRB400, 梁柱混凝土等级均取 C30, 板厚为 100 mm, 梁柱截面尺寸及配筋见表 2.

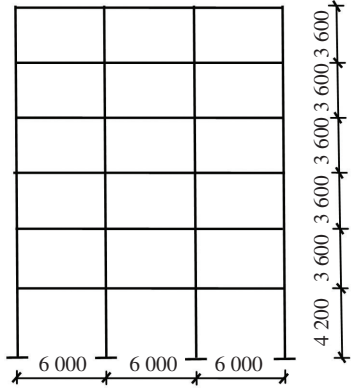


图 1 框架结构计算简图(mm)

表 2 框架结构构件截面尺寸及配筋

层号	柱截面/mm		梁截面/mm	柱配筋		梁配筋	
	边	中		边	中	底	顶
1	500×500	500×500	300×600	4Φ28	6Φ25	4Φ22	8Φ22
2	500×500	500×500	300×600	4Φ22	4Φ25	4Φ22	8Φ22
3	500×500	500×500	300×600	4Φ22	4Φ25	4Φ22	8Φ22
4	500×500	500×500	300×600	4Φ22	4Φ22	4Φ20	6Φ22
5	500×500	500×500	300×600	4Φ20	4Φ20	4Φ20	6Φ22
6	500×500	500×500	300×600	4Φ20	4Φ20	4Φ20	6Φ22

采用有限元软件 OpenSees 进行建模, 混凝土采用单轴 Kent-Scott-Park 模型, 考虑了约束箍筋对混凝土强度和极限压应变的提高作用, 同时考虑了混凝土的拉伸硬化. 钢筋采用 Steel01Material (即双折线本构模型). 结构的竖向荷载根据抗震设计规范

(GB50011—2010) 中 5.1.3 条规定对恒载、活载进行一定组合后作为结构的重力荷载代表值. 结构阻尼采用 Rayleigh 阻尼模型, 对于钢筋混凝土结构, 按照规范规定取其阻尼比为 0.05. 经过模态分析可得结构的基本周期 $T_1 = 0.94$ s.

若结构的地震响应视作非随机变量,则基于非概率凸集模型按照上述方法分析结构响应的不确定范围.采用文献[17]指出的 8 度罕遇地震下水平地震影响系数 $\alpha_{\max}$ 和Ⅱ类场地特征周期 T_g 的取值范围.通过对结构采用一阶振型的侧力加载模式进行静力弹塑性分析,能力谱曲线见图 2.结构在罕遇地震作用下结构顶点位移响应区间为(178 mm,520 mm),对应的结构最大层间位移角的响应区间为(0.012 1 rad,0.041 6 rad),相应于两种性能水准的限值要求,结构的抗震性能分析结果见表 3.

若结构的地震响应视作随机变量,则需要对结构进行一系列时程分析.为了使所选择的地震动记录尽可能地反映场地的工程特点,规范要求地震动反应谱与设计反应谱在统计意义上具有一致性.按照文献[18]中提出的双频率段选波的方式选择了

12 条强震记录,地震动信息见表 3.经适当调幅后,其加速度反应谱、平均反应谱与设计反应谱比较见图 3.分析可知,所选地震动记录在 $[0.1, T_g]$ 平台段和结构基本周期 T_1 附近加速度反应谱均值与设计反应谱均值能较好拟合,相差均不超过 10%,满足统计意义上一致性的要求.

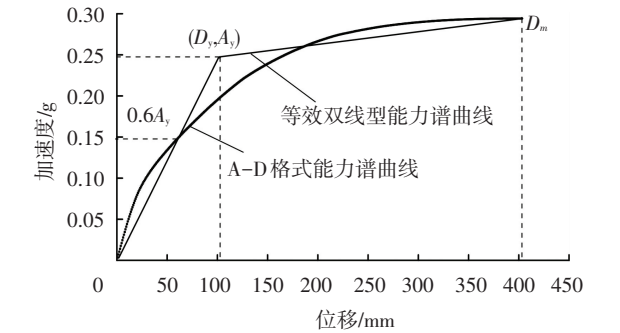


图 2 框架结构能力谱曲线

表 3 地震信息表

地震名称	日期	记录台站	PGA/($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	PGV/($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)	PGD/m
Calexico, USA	2010-04-04	La Quinta-Bermudas & Durango	0.67	0.05	0.03
		Salton City	0.74	0.06	0.07
Japan	2011-04-07	MYG016	2.69	0.13	0.03
Japan	2011-03-11	IWT012	4.57	0.32	0.13
		OGUNI-YMT013	0.63	0.07	0.06
		TCG013	4.27	0.39	0.21
New Zealand	2011-02-11	LINC	0.82	0.09	0.03
		RHSC	2.97	0.34	0.17
		SLRC	1.03	0.09	0.04
New Zealand	2010-09-03	RHSC	1.95	0.29	0.20
		SHLC	1.77	0.43	0.20
		TRCS	0.73	0.09	0.03

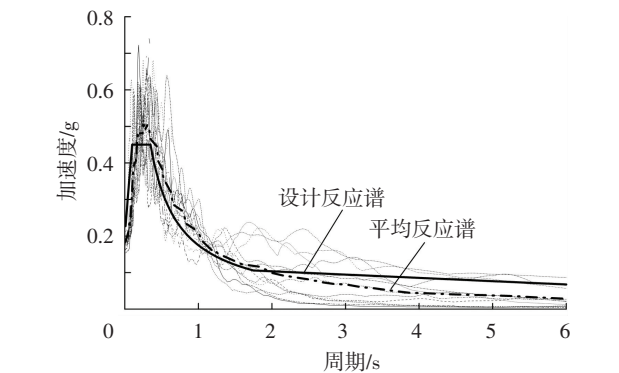


图 3 本文所选记录加速度谱与设计谱对比

按照增量动力分析方法^[19],对所选的 12 条地震动的谱加速度 $S_a(T_1, 5\%)$ 以 0.1g 为增量不断调幅后,对结构进行非线性动力时程分析.对所得数据进行统计回归分析,数据处理见图 4.可以看出结构在相同谱加速度的不同地震动记录作用下,得到的结构响应结果具有较大的离散性和变异性.依据建筑抗震设计规范计算,结构的响应加速度为 0.37g.按照上述方法,结构易损性分析结果见图 5,并与非概率抗震性能分析结果对比见表 4.

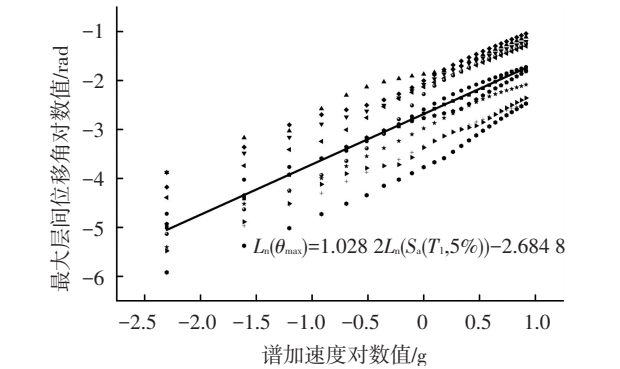


图 4 以 $L_n(S_a(T_1, 5\%))$ 为自变量的 $L_n(\theta_{\max})$ 回归分析

基于两种性能水准的限值要求下,相比于概率随机模型,非概率模型计算的超越概率偏大,但是相差在 5% 以内.当 $R^c - S^c < 0$ 时,相比于区间模型,椭球模型虽然在一定程度上考虑了变量之间的相关性,但计算结果要比区间模型偏大,当 $R^c - S^c > 0$ 时则情况相反.在混合模型计算中,结构的地震响应和能力参数分别采用随机变量和区间变量考虑其不确定性,相当于“响应宽”、“限值窄”,因此计算结果较其他模型偏大一些.

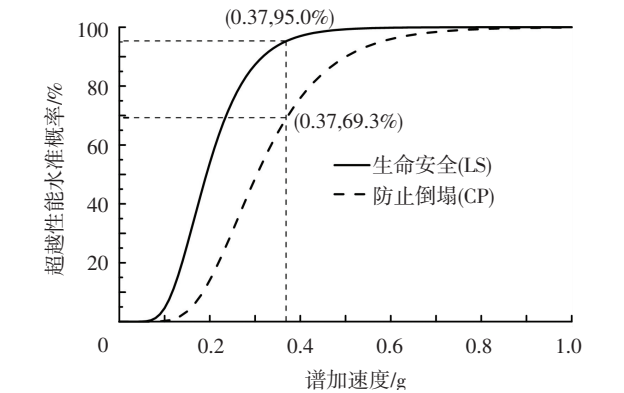


图 5 框架结构易损性曲线

性能水准	概率模型	非概率模型		混合模型
		区间模型	椭球模型	
生命安全 (LS)	95.0	96.3	98.6	100
防止倒塌 (CP)	69.3	71.4	73.1	100

5 结 论

1) 对于地震这一不确定性强烈的工程问题,采用考虑水平地震影响系数 $\alpha_{\max}$ 和特征周期 T_g 的双参数界限凸集模型分析其不确定性作用,更能符合工程实际,避免了结构进行概率性抗震性能分析时结果会因不同的地震动选择产生较大变异性的问题。

2) 在相关参数取值合理的情况下,相比于概率随机模型,基于非概率凸集模型的抗震性能分析方法,避免了大量的复杂运算,计算更加简便,通过对一钢筋混凝土框架结构算例分析,验证了方法的合理性与可行性。

3) 由于非概率抗震性能分析是基于能力谱方法出发的,因此其适用于高度不大,变形以基本振型为主,且受高阶振型影响较小的结构形式,比如高度低于 40 m 的框架结构。

参考文献

[1] JIANG Chao, BI Rengui, LU Guoying, et al. Structural reliability analysis using non-probabilistic convex model [J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2013, 254:83-98.

[2] BEN-HAIM Y, ELISHAKOFF I. Convex models of uncertainty in applied mechanics[M]. Amsterdam:Elsevier Science Publisher, 1990.

[3] JIANG Chao, LI Wenxue, HAN Xu, et al. Structural reliability analysis based on random distributions with interval parameters[J]. Computers & Structures, 2011, 89 (23):2292-2302.

[4] TZAN S R, PANTELIDES C P. Convex models for impulsive response of structures[J]. Journal of Engineering

Mechanics, 1996, 122(6):521-528.

[5] JIANG Chao, HAN Xu, LI Wenxue, et al. A hybrid reliability approach based on probability and interval for uncertain structures [J]. ASME, Journal of Mechanical Design, 2012, 134(3):1-11.

[6] 张之颖,张景绘. 反应谱参量双界限凸集模型及其地震作用效应[J]. 西安交通大学学报, 1999, 33(2):46-50.

[7] JIANG Chao, NI Bingyu, HAN Xu, et al. Non-probabilistic convex model process: A new method of time-variant uncertainty analysis and its application to structural dynamic reliability problems [J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2014, 268:656-676.

[8] 郭书祥,吕震宙. 结构可靠性分析的的概率和非概率混合模型[J]. 机械强度, 2002, 24(4):524-526.

[9] JANG Huanjun, CHEN Linzhi, CHEN Qian. Seismic damage assessment and performance levels of reinforced concrete members [J].Procedia Engineering, 2011, 14: 939-945.

[10] 李刚,程耿东. 基于性能的结构抗震设计——理论、方法与应用[M].北京:科学出版社,2004.

[11] KRAWINKLER H, SENEVIRATION G D P K. Pros and cons of a push-over analysis of seismic performance evaluation[J]. Engineering Structure, 1998, 20(5):452-464.

[12] FEMA273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building [S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1997.

[13] BAI J W. Seismic fragility analysis and loss estimation for concrete structures [D]. College Station: Texas A&M University, 2011.

[14] FEMA366. HAZUS 99 estimated annualized earthquake losses for the United States [S]. Washington D C :Federal Emergency Management Agency, 2001.

[15] BAI Yingchun, HAN Xu, JIANG Chao, et al. A response-surface-based structural reliability analysis method by using non-probability convex model [J]. Applied Mathematical Modeling, 2014, 38:3834-3847.

[16] 王睿星,王晓军,王磊,等. 几种结构非概率可靠性模型的比较研究[J]. 应用数学与力学, 2013, 34(8): 871-880.

[17] 贾立哲,段忠东,陆钦年. 基于凸集模型的界限 Pushover 分析[J].地震工程与工程振动, 2006, 26(5): 81-87.

[18] 杨溥,李英民,赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J].土木工程学报, 2000, 33(6):33-37.

[19] VAMVATSIKOS D, CORNELL A C. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering & Structure Dynamics. 2002, 31(3): 491-514.

(编辑 赵丽莹)