

文章编号: 1000-4750(2018)11-0146-09

# 基于概率统计方法的隔震结构可靠度

党 育, 张辙洵, 李涌涛, 谢鹏飞

(兰州理工大学土木工程学院, 甘肃, 兰州 730050)

**摘 要:** 该文用概率统计的方法分析隔震结构的抗震可靠度。对两个实际的隔震结构建立三维有限元模型并进行时程分析, 求得层相对加速度、层间位移角、隔震支座剪应变和压应力等结构的动力响应参数, 同时, 收集隔震支座力学性能的实验数据并结合数值模拟, 用假设检验方法, 明确了隔震结构的各动力响应参数和隔震支座的抗力参数均服从对数正态分布, 再用最大似然估计法, 得到了隔震结构各动力响应和隔震支座抗力的概率特征参数。给定隔震结构的失效模式, 建立以结构抗力和反应为变量的功能函数, 采用一次二阶矩法, 分析隔震体系的抗震可靠度, 结果发现: 按目前《建筑抗震设计规范》的隔震结构, 与非隔震结构相比, 即使上部结构的水平地震作用减小 60%~70%, 也不一定能达到“中震不坏”和“极大震不倒”的抗震性能目标, 说明在编的《建筑隔震设计规范》对隔震建筑提出更高的要求。

**关键词:** 可靠度; 隔震结构; 地震水准; 概率统计; 失效概率

中图分类号: TU352.1+2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2017.07.0591

## STUDY ON ASEISMIC RELIABILITY OF ISOLATED STRUCTURES BASED ON PROBABILITY STATISTICS METHOD

DANG Yu, ZHANG Zhe-xun, LI Yong-tao, XIE Peng-fei

(School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology, Lanzhou, Gansu 730050, China)

**Abstract:** Probability statistics method is used to investigate the aseismic reliability of isolated structures. For two existing isolated buildings. The finite element models were built and dynamic responses were calculated by time history analysis, including the relative story acceleration, story drift, shear strain and compressive stress of rubber isolators. The mechanical properties of rubber isolators were gathered by experiment and numerical simulation. Structures dynamic responses and isolators mechanical properties are proved to follow a lognormal distribution by a hypothesis test, and two probability characteristic parameters are calculated by the maximum likelihood estimation. With the combination of given failure modes and performance functions of resistances and responses, the aseismic reliability of isolated structures is investigated by a second moments method. It shows that: if isolated structures conform to the code for aseismic design of building, and horizontal seismic effects of superstructures reduce 60% to 70% compared with non-isolated structures, it is possible to fail to reach the demand “repairable under rare ground earthquake, not collapsed under very rare ground earthquake”. Thusly, *Code for aseismic design of seismic isolated buildings* on editing proposes a higher request for isolated buildings.

**Key words:** reliability; isolated structures; seismic level; probability statistics; failure probability

收稿日期: 2017-07-31; 修改日期: 2018-01-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(51668043); 甘肃省建设科技建筑节能项目(JK2015-11)

通讯作者: 党 育(1976—), 女, 甘肃人, 副教授, 博士, 硕导, 从事振动控制研究(E-mail: dy\_matlab@163.com).

作者简介: 张辙洵(1992—), 男, 陕西人, 硕士生, 从事振动控制研究(E-mail: 332458609@qq.com);

李涌涛(1987—), 男, 山东人, 硕士生, 从事振动控制研究(E-mail: 332162907@qq.com);

谢鹏飞(1994—), 男, 甘肃人, 硕士生, 从事振动控制研究(E-mail: 1084364809@qq.com).

目前隔震结构的抗震设计目标为“小震不坏，中震可修，大震不倒”，但实际上，隔震结构应比非隔震结构有更高的抗震性能。同时，“不坏”“可修”“不倒”等性能指标都对应着确定的数值，用这样的确定性指标来判定结构性能，并未考虑地震动和结构参数的随机性。

不少学者采用随机分析方法对隔震结构的抗震可靠度进行了研究。杜永峰等<sup>[1]</sup>、彭勇波等<sup>[2]</sup>采用虚拟激励法研究了隔震结构的地震响应与动力可靠度。孙臻等<sup>[3]</sup>研究了高层隔震结构的非平稳地震响应和动力可靠度。王曙光等<sup>[4]</sup>用概率密度演化方法，对隔震结构的随机地震响应与抗震可靠度进行了评价。Sayani 等<sup>[5]</sup>比较了隔震结构和非隔震结构的抗震性能。这些研究都将隔震结构简化为多自由度体系，上部结构简化为线性模型或 Bouc-Wen 模型，隔震层简化为 Bouc-Wen 模型，通过对 Bouc-Wen 模型进行等效线性化，再采用随机振动的方法得到隔震结构的随机响应和可靠度。而隔震结构是一个复杂的非线性结构，采用等效线性化模型来近似隔震层和上部结构，结果与实际情况还存在一定差距。因此，本文建立了隔震结构的三维有限元模型并进行弹塑性时程分析，得到较为精确的动力响应，并采用概率统计方法得到结构响应和抗力的概率分布和概率统计值，给定隔震结构的失效模式，建立以结构抗力和反应为变量的功能函数，采用一次二阶矩法，得到隔震结构在不同抗震设防目标下的可靠度，明确隔震结构的抗震性能。

## 1 隔震结构动力响应及抗力的概率特征值统计

### 1.1 隔震结构的动力响应分析

目前我国典型的隔震工程多为高烈度区的学校、医院等公共建筑，上部结构一般为多层钢筋混凝土框架结构，高宽比小于 4，建筑场地 I 类或 II 类，基础稳定性较好，隔震层设置在基础与上部结构之间，采用橡胶支座。故本文选取 2 个典型的实际隔震结构，建筑类别为乙类，上部结构体型规则，采用钢筋混凝土框架结构，基础为桩基，高宽比接近于 1.0。建筑场地类别均为 II 类，设计地震分组第三组。工程参数如表 1 所示。两个工程的隔震支座布置如图 1 所示。各隔震支座的力学性能参数如表 2 所示。

用 ETABS 分别建立两个工程的三维有限元模型，如图 2 所示。由于隔震结构的地震作用减小明

显，故上部结构的构件仅考虑为弹性，橡胶支座的模型采用连接单元 isolator1，水平剪力与位移的关系采用双向耦联的 Bouc-Wen 模型，表达式为<sup>[6]</sup>：

$$f_x = \alpha_x k_x x + (1 - \alpha_x) \sigma_x z_x \quad (1)$$

$$f_y = \alpha_y k_y y + (1 - \alpha_y) \sigma_y z_y \quad (2)$$

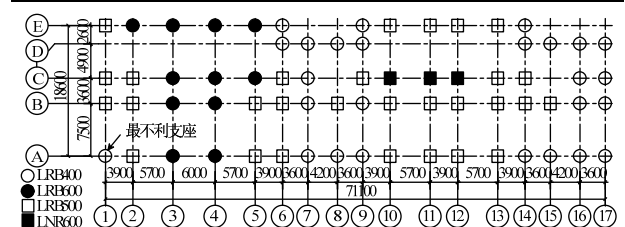
其中： $\alpha_x$ 、 $\alpha_y$  分别为水平两方向的屈服刚度比； $k_x$ 、 $k_y$  分别为水平两方向的屈服前刚度； $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$  分别为水平两方向的屈服力； $x$ 、 $y$  分别为水平两方向的弹性位移； $z_x$ 、 $z_y$  分别为水平两方向的滞回位移，可表示为：

$$\begin{Bmatrix} \dot{z}_x \\ \dot{z}_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 - \alpha_x z_x^2 & -\alpha_y z_x z_y \\ -\alpha_y z_x z_y & 1 - \alpha_y z_y^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{k_x}{\sigma_x} \dot{x} \\ \frac{k_y}{\sigma_y} \dot{y} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

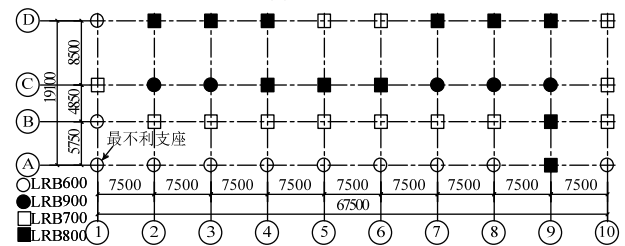
表 1 工程概况

Tabal 1 Projects profile

名称	总高度/m	设防烈度	层数	柱截面/mm	主梁截面/mm	混凝土强度等级
工程 1	19.95	8 度(0.2 g)	1	800×800	300×800	C35
			2~5	600×700	300×650	C35
			6	500×500	250×500	C30
工程 2	20.7	8 度(0.3 g)	1	800×900	400×950	C35
			2~5	700×700	400×700	C35
			6	500×600	250×600	C30



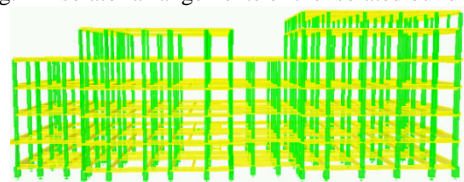
(a) 工程 1



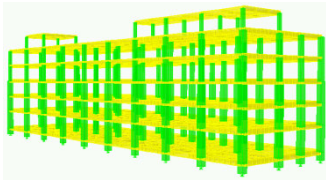
(b) 工程 2

图 1 两个工程的支座布置图

Fig.1 Isolator arrangements of the isolated buildings



(a) 工程 1



(b) 工程 2

图 2 两个工程的有限元模型

Fig.2 The finite element modes of the isolated buildings

表 2 各隔震支座力学性能参数

Tabal 2 Mechanical performance parameters of isolation bearings

支座型号	竖向刚度/ (kN/mm)	屈服后刚度/ (kN/mm)	等效刚度/ (kN/mm)	屈服力/kN
LRB400	2049	0.635	1.149	40
LRB500	2451	0.785	1.420	63
LNR500	2147	—	0.767	—
LRB600	2917	0.935	1.572	76
LRB700	3509	1.108	1.769	90
LRB800	3973	1.263	2.163	141
LRB900	4438	1.416	2.438	181

两个工程隔震前的周期分别为 0.92 s 和 0.96 s，隔震后的周期分别为 2.27 s 和 2.85 s。隔震后的水平向减震系数分别为 0.32 和 0.29，即，与非隔震结构的水平地震作用相比，隔震结构的水平地震作用分别减小了 68% 和 71%。罕遇地震下隔震支座的位移均不超过限值，在罕遇地震下各支座均未受拉，且受压也满足限值。因此，本文选用的两个工程，基本可代表中国比较常见的隔震结构。

从概率统计的角度讲，应选取尽可能多的地震动分析并统计，以得到合理的概率参数。按照《建筑抗震设计规范》<sup>[7]</sup>的要求，采用时程分析时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录的加速度时程，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线与设计反应谱在隔震后第一周期处的误差不超过 20%。本文中的两个工程均为 II 类场地，设计地震分组均为 2 组，场地特征周期为 0.45 s，按照地震动的特征周期与场地特征周期接近的原则，选取了 50 条实际强震记录，这些地震动数据均来自美国 PEER 地震波库，详细数据见文献[8]。同时，对这 50 条峰值调幅至 200gal 的地震波的反应谱进行平均，并与设计反应谱进行对比，如图 3 所示。从图 3 可看出，50 条地震动的平均反应谱与设计反应谱在工程 1、工程 2 隔震后第一周期点(图 3 分别表示为 T1、T2)的误差分别为 9% 和

19.6%，说明所选的地震动可满足两个工程的动力分析要求。

将 50 条地震动分别输入两个工程，分别按照小震(70gal, 110gal)、中震(200gal, 300gal)、大震(400gal, 510gal)和极大震(600gal, 840gal)调整各地震动的加速度峰值，求得两个工程在不同地震波、不同设防水准时的响应。图 4 显示了大震时，两工程在波名为 RSN229\_ANZA\_RDA045.AT2 的地震波下的最大层间位移角。

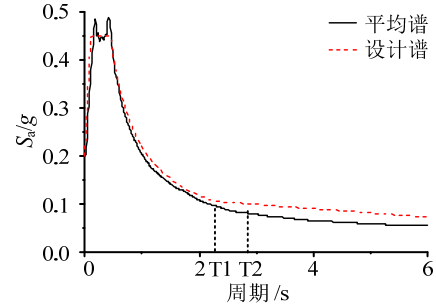


图 3 平均反应谱和设计反应谱对比

Fig.3 Comparison of average and design response spectrum

选取上部结构响应参数为最大层间位移角、最大层相对加速度，其中，最大层间位移角是指上部结构各层层间位移角的最大值，最大层相对加速度是指各层相对加速度峰值的最大值。各工程在 4 个地震水准下分别得到 50 个最大层间位移角和 50 个最大层相对加速度。在各水准地震作用下，各支座均未出现拉应力，因此，选取隔震层响应参数为最不利隔震支座的最大剪应变和最大压应力。其中，最不利隔震支座是指直径最小且布置在建筑角部的支座，如图 1 中标注所示。由于隔震层在小震和中震下不会达到极限状态，因此，仅分析大震和极大震时的情况，各工程在大震和极大震下分别得到 50 个支座最大剪应变和 50 个支座最大压应力。以上各响应的具体数值详见文献[8]。

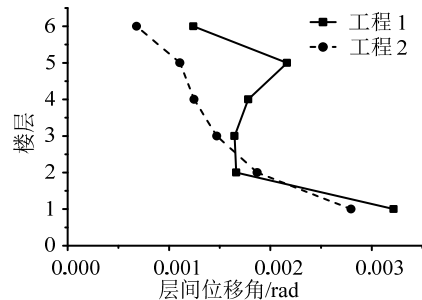


图 4 大震下两个工程的最大层间位移角

Fig.4 The maximum story drifts of the isolated buildings under rare ground earthquake

## 1.2 隔震结构动力响应的概率特征值统计

### 1.2.1 隔震结构动力响应的概率分布类型

隔震结构在地震作用下响应的概率分布类型, 尚未有研究。但通过试验研究和理论分析, 认为钢筋混凝土框架结构在地震作用下的最大层间变形服从对数正态分布<sup>[9]</sup>。因此, 考虑到隔震结构的上部结构与非隔震结构基本类似, 假定隔震结构的上部结构层间位移角和层相对最大加速度服从对数正态分布, 对于隔震层的各响应参数, 也假定服从对数正态分布, 然后用假设检验的方法, 对时程分析得到的结构响应结果进行分析, 确定隔震结构在地震作用下的概率分布特性。

对于总体正态分布且数量较小的样本, 可采用 Lilliefors 检验。因此, 对两个工程求得的各响应值分别取对数, 并假设得到的各响应的对数值满足正态分布, 对各响应的对数值进行 Lilliefors 检验, 本

文用 MATLAB 函数 `lillietest()`, 当输出值  $h=0$ , 说明置信度  $\alpha=0.05$  的条件下, 接受原假设,  $p$  为接受原假设的概率,  $p$  接近于 0 时, 可以拒绝原假设。从表 3 可看出, 各参数接受假设的概率均超过 70%, 如表 3 所示。说明, 经检验各地震水准下两隔震结构的各动力响应参数均不拒绝服从对数正态分布, 且接受假设的概率较高。

### 1.2.2 隔震结构动力响应的概率参数特征值

已知两个工程的各动力响应参数服从对数正态分布, 就可采用最大似然估计, 得到各动力响应参数的均值和标准差。本文用 Matlab 函数 `mle()`, 将数据样本进行最大似然估计, 得到数据样本的均值和标准差, 再利用对数正态分布与正态分布的均值与标准差的关系, 得到两个工程在不同地震水准下各动力响应参数的均值和标准差, 如表 3 所示。

表 3 两个工程各动力响应的概率分布假设检验结果和概率特征参数

Tabal 3 The probability distribution hypothesis test results and characteristic parameters of dynamic responses

各动力响应	地震水准	工程 1				工程 2			
		$h$	接受假设的概率 $p$	均值	标准差	$h$	接受假设的概率 $p$	均值	标准差
最大层间位移角/(%)	极大震	0	0.901	0.28	0.07	0	0.533	0.34	0.07
	大震	0	0.602	0.22	0.04	0	0.721	0.25	0.04
	中震	0	0.731	0.14	0.02	0	0.804	0.19	0.03
	小震	0	0.703	0.08	0.02	0	0.586	0.11	0.03
最大层相对加速度/g	极大震	0	0.733	0.08	0.04	0	0.719	0.06	0.05
	大震	0	0.714	0.06	0.04	0	0.706	0.05	0.05
	中震	0	0.852	0.04	0.02	0	0.895	0.04	0.04
	小震	0	0.822	0.02	0.01	0	0.727	0.02	0.01
隔震支座最大剪应变/(%)	极大震	0	0.708	1.43	1.23	0	0.516	1.51	1.48
	大震	0	0.722	1.17	0.94	0	0.830	0.89	0.80
隔震支座最大压应力/MPa	极大震	0	0.792	18.73	2.10	0	0.844	20.94	3.92
	大震	0	0.728	16.90	1.10	0	0.766	18.26	2.30

### 1.2.3 隔震支座的极限力学性能概率参数统计

隔震层的抗力值取隔震支座的极限压应力、极限剪应变。选择目前国内最常见的橡胶剪切模量为 0.392 MPa 的隔震支座。统计用的数据样本分为两类, 第一类是收集到的国内隔震支座的型式检验报告, 极限力学性能为实验数据。但由于收集的数据量较少, 据此进行统计会有较大误差, 因此, 本文又收集了国内有一定生产规模隔震支座生产厂家的支座的形状参数, 用《橡胶支座 第三部分: 建筑隔震橡胶支座》<sup>[10]</sup>推荐的计算公式得到这些支座的极限性能, 由于计算公式为半理论半经验公式, 得到的隔震支座极限力学性能基本与实验数据吻

合, 所以将这两类数据统一起来, 作为隔震支座极限力学性能参数数据。

选取天然橡胶支座和铅芯橡胶支座, 直径 400 mm~1000 mm, 共 14 个支座型号。实验数据依据国内某厂家的型式检验报告, 每种型号各 1 个。理论数据是选取与极限性能相关的 3 个形状参数: 每层橡胶的厚度、橡胶总层数、中孔或铅芯直径, 按照几个国内较大规模的生产厂家的支座形状参数, 给定每层橡胶厚度和橡胶总层数各为 5 个水平, 中孔(铅芯)直径为 4 个水平, 对各型号各参数的各水平进行全排列组合, 这样每种型号的隔震支座有 100 种不同的形状参数, 再对各支座的极限力学性能

进行计算。

支座的极限剪应变为<sup>[10]</sup>:

$$\gamma \leq S_2 \left( 1 - \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right) \quad (4)$$

其中:  $\sigma$  为支座的设计压应力, 对于丙类建筑;

$\sigma = 15 \text{ MPa}$ ;  $S_2$  为隔震支座第二形状系数:

$$S_2 = D / T_r \quad (5)$$

其中:  $D$  为支座的有效直径;  $T_r$  表示橡胶层总厚度。

$\sigma_{cr}$  为支座临界应力<sup>[10]</sup>:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{4} \xi S_2 \sqrt{E_b G} \quad (6)$$

其中:  $\xi$  为临界应力计算系数, 对圆形支座,  $\xi = 1$ ;

$G$  为橡胶剪切模量,  $G = 0.392 \text{ MPa}$ ;  $E_b$  为支座受

弯时, 橡胶表观弹性模量<sup>[10]</sup>:

$$\frac{1}{E_b} = \frac{1}{E_0 [1 + (2/3) \kappa S_1^2]} + \frac{1}{E_\infty} \quad (7)$$

其中:  $E_0$  为橡胶的弹性模量;  $E_\infty$  为橡胶的体积弹性模量;  $\kappa$  为修正系数。

支座的极限压应力可认为是支座达到最大位移时对应的压应力, 抗震规范<sup>[7]</sup>规定支座的极限位移取  $0.55D$  和  $3T_r$  较小值, 则:

$$\sigma' \leq \sigma_{cr} \left( 1 - \frac{\{0.55D, 3T_r\}_{\min}}{T_r S_2} \right) \quad (8)$$

由式(4)~式(8)可求得各型号支座的极限力学性能。

所有数据样本共计 1 414 个。假设隔震支座的极限剪应变与极限压应力服从对数正态分布, 由于隔震支座的样本为大样本, 可用 Jarque-Bera 法做假设检验。本文用 MATLAB 函数 jbstest(), 当输出值  $h=0$ , 说明置信度  $\alpha = 0.05$  的条件下, 不拒绝原假设。且各参数接受假设的概率均超过 70%, 如表 4 所示。说明经检验, 隔震支座的抗力参数均不拒绝服从对数正态分布, 且接受假设的概率较高。再用最大似然估计法, 得到隔震支座的极限力学性能参数的均值和标准差, 隔震支座极限参数的假设检验结果和概率特征参数如表 4 所示。

表 4 隔震支座极限性能的概率分布假设检验结果和概率特征参数

Tabal 4 The probability distribution hypothesis test results and characteristic parameters of ultimate performances of isolators

极限性能	$h$	接受假设的概率 $p$	均值	标准差
极限剪应变/(%)	0	0.849	390	50.2
极限压应力/MPa	0	0.763	28.36	5.1

## 2 隔震结构的抗震可靠度

隔震结构的上部结构与非隔震结构类似, 对于一般结构, 通常认为结构抗力服从对数正态分布。假设隔震结构为上部结构与隔震层串联<sup>[11]</sup>, 失效模式为上部结构任意一层或隔震层失效, 则整个隔震结构失效。已知上部结构和隔震层各地震响应及抗力的概率参数, 分别建立上部结构和隔震层的功能函数为:

$$Z_{sj} = R_{sj} - S_{sj} \quad , \quad j = 1, 2, 3, 4 \quad (9)$$

$$Z_{bj} = R_{bj} - S_{bj} \quad , \quad j = 3, 4 \quad (10)$$

式(9)~式(10)中:  $j = 1, 2, 3, 4$  分别对应从小震至极大震 4 个地震水准;  $R_{sj}$ 、 $R_{bj}$  分别为不同地震水准下上部结构和隔震层抗力的概率特征值;  $S_{sj}$ 、 $S_{bj}$  分别为上部结构和隔震层响应的概率特征值。由于隔震支座在小震和中震下不会发生破坏, 因此, 对隔震层, 仅考虑大震和极大震的情况。

用本文给出的结构可靠度的近似计算方法, 采用一次二阶矩的当量正态化验算点法, 求得上部结构和隔震层的失效概率, 由此确定整个隔震结构在设计使用年限内不同地震水准下, 对应抗震设计目标的失效概率。

### 2.1 上部结构的抗震可靠度

上部结构的破坏形式定义为: 各层中最大层间位移角或最大层相对加速度超过相应的限值, 则结构破坏。

我国建筑的抗震性能目标分别为“不坏”“可修”“不倒”, 为了与表 3 的破坏状态对应, 本文定义“不坏”等同于“轻微破坏”, “可修”等同于“中等破坏”, “不倒”等同于“严重破坏”。式(9)中, 不同破坏状态下,  $R_{sj}$  的数值如表 5 所示<sup>[12]</sup>。

表 5 上部结构各破坏状态对应的层间位移角及层相对加速度统计值

Tabal 5 Statistics of story drift and relative acceleration of superstructures in different damage states

破坏程度	层间位移角/(%)		层相对加速度/g	
	均值	对数标准差	均值	对数标准差
轻微破坏	0.4	0.5	0.25	0.6
中等破坏	0.8	0.5	0.5	0.6
严重破坏	1.5	0.5	1	0.6
倒塌	5.0	0.5	2	0.6

$S_{sj}$  为两工程在不同地震水准下的最大层间位移角或最大层相对加速度的概率统计, 如表 3 所示。

对对数正态分布的各参数当量正态化, 用一次二阶矩的验算点法, 求式(9)的失效概率, 分别得到

不同地震水准下，不同破坏状态的最大层间位移角、最大层相对加速度的可靠度指标和失效概率。取上部结构条件失效概率为层间位移角失效概率与层相对加速度失效概率中的较大值。

$$P_{fsj}(LS_{si}/a_j) = \max(P_{f\theta j}, P_{faj}), \quad (11)$$

$$i = 1, 2, 3, 4; j = 1, 2, 3, 4$$

式中： $a_j$ 表示从小震至极大震4个不同地震水准； $LS_{si}$ 表示从轻微破坏至倒塌4个不同破坏状态； $P_{fsj}(LS_{si}/a_j)$ 表示不同地震水准下，上部结构发生不同破坏的概率； $P_{f\theta j}$ 、 $P_{faj}$ 分别表示上部结构层间位移角的失效概率和层相对加速度的失效概率。

再考虑结构的设计使用年限，可得到上部结构在设计使用年限内的失效概率为：

$$P_{fsj} = P_{fsj}(LS_{si}/a_j)P(a_j) \quad (12)$$

其中： $P(a_j)$ 为各地震水准的发生概率，如表6所示<sup>[13]</sup>； $P_{fsj}$ 为上部结构在设计使用年限内的失效概率。

我国抗震规范规定的隔震建筑抗震设防目标为“小震不坏，中震可修，大震不倒”<sup>[7]</sup>。目前在编的《建筑隔震设计规范》建议的隔震建筑设防

目标为“中震不坏，大震可修，极大震不倒”<sup>[14]</sup>。按照这两个不同的抗震设防目标，计算两工程上部结构的失效概率和设计使用年限的失效概率<sup>[15]</sup>，如表7所示。

表6 各地震水准50年超越概率

Tabal 6 Exceedance probabilities in different seismic levels in 50 years

地震水准	小震	中震	大震	极大震
50年超越概率/(%)	63	10	2	0.5

为了验证抗震可靠度的近似计算法的准确性，本文还采用 Monte Carlo 重要抽样法对上部结构的层位移角和层相对加速度失效概率进行校核。Monte Carlo 抽样方法是取各响应参数及抗力值验算点处的值作为均值，标准差仍按表4、表5所示，在不同设防目标下，各参数按正态分布生成  $10^6$  个样本。表7分别列出了近似计算法和 Monte Carlo 重要抽样法的结果。从表7可看出，用抗震可靠度的近似计算方法求得的上部结构的可靠度较准确，可满足要求。

表7 两个工程上部结构在各设防目标下的失效概率

Tabal 7 failure probabilities of superstructures of projects in different seismic fortification objectives

设防目标	层位移角失效概率		层相对加速度失效概率		$P_{fsj}(LS_{si}/a_j)$	$P_{fsj}$		
	近似法	MC 法	近似法	MC 法				
工程 1	1	小震不坏	$3.160 \times 10^{-3}$	$3.147 \times 10^{-3}$	$6.580 \times 10^{-4}$	$6.473 \times 10^{-4}$	$3.160 \times 10^{-3}$	$1.991 \times 10^{-3}$
		中震可修	$8.092 \times 10^{-3}$	$8.075 \times 10^{-3}$	$6.580 \times 10^{-4}$	$6.627 \times 10^{-4}$	$8.092 \times 10^{-3}$	$8.092 \times 10^{-4}$
		大震不倒	$3.049 \times 10^{-4}$	$3.022 \times 10^{-4}$	$4.959 \times 10^{-4}$	$5.100 \times 10^{-4}$	$4.959 \times 10^{-4}$	$9.918 \times 10^{-6}$
	2	中震不坏	$3.502 \times 10^{-2}$	$3.501 \times 10^{-2}$	$1.056 \times 10^{-2}$	$1.055 \times 10^{-2}$	$3.502 \times 10^{-2}$	$3.502 \times 10^{-3}$
		大震可修	$1.260 \times 10^{-2}$	$1.260 \times 10^{-2}$	$6.516 \times 10^{-3}$	$6.510 \times 10^{-3}$	$1.260 \times 10^{-2}$	$2.520 \times 10^{-4}$
		极大震不倒	$2.200 \times 10^{-3}$	$2.243 \times 10^{-3}$	$6.580 \times 10^{-4}$	$6.416 \times 10^{-4}$	$2.200 \times 10^{-3}$	$1.100 \times 10^{-6}$
工程 2	1	小震不坏	$2.255 \times 10^{-2}$	$2.253 \times 10^{-2}$	$6.580 \times 10^{-4}$	$6.595 \times 10^{-4}$	$2.255 \times 10^{-2}$	$1.421 \times 10^{-2}$
		中震可修	$5.600 \times 10^{-3}$	$5.486 \times 10^{-3}$	$4.388 \times 10^{-3}$	$4.380 \times 10^{-3}$	$5.600 \times 10^{-3}$	$5.600 \times 10^{-4}$
		大震不倒	$6.465 \times 10^{-4}$	$6.517 \times 10^{-4}$	$1.041 \times 10^{-3}$	$1.068 \times 10^{-3}$	$1.041 \times 10^{-3}$	$2.082 \times 10^{-4}$
	2	中震不坏	$1.127 \times 10^{-1}$	$1.127 \times 10^{-1}$	$2.584 \times 10^{-2}$	$2.584 \times 10^{-2}$	$1.127 \times 10^{-1}$	$1.127 \times 10^{-2}$
		大震可修	$2.200 \times 10^{-2}$	$2.230 \times 10^{-2}$	$8.119 \times 10^{-3}$	$8.108 \times 10^{-3}$	$2.200 \times 10^{-2}$	$4.400 \times 10^{-4}$
		极大震不倒	$5.200 \times 10^{-3}$	$5.189 \times 10^{-3}$	$1.050 \times 10^{-3}$	$1.053 \times 10^{-3}$	$5.200 \times 10^{-3}$	$2.600 \times 10^{-6}$

我国对建筑抗震时的目标可靠度并未给出。美国《建筑荷载规范》(ASCE7)对钢结构考虑地震荷载组合时，目标可靠指标为 1.75<sup>[16]</sup>，国际安全度联合委员会(JCSS)《概率模式规范》，该规范根据结构失效的后果和采用措施的相对成本确定目标可靠指标，对于使用极限状态，JCSS《概率模式规范》给出相对成本为中等时的目标可靠指标为 1.7，即失效概率约为 0.05<sup>[17]</sup>。因此，参考以上规定，本文取各设防目标的失效概率可接受值为 0.05。

从表7可看出，工程1的上部结构可满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防目标，同时，也可满足“中震不坏、大震可修、极大震不倒”的设防目标。工程1的上部结构在设计使用年限内也满足上述两种设防目标。而工程2的上部结构仅可满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防目标，不能满足“中震不坏”的设防目标。工程2的上部结构在设计使用年限内也满足上述两种设防目标。

值得注意的是,工程 1“小震不坏”的失效概率远低于工程 2,原因是工程 1 的上部结构设计时所取的水平地震作用考虑了一定的富余,而工程 2 直接按中震的减震效果来进行上部结构的小震设计。此外,两工程的上部结构“小震不坏”的失效概率均大于“中震可修”和“大震不倒”的失效概率,这是因为目前的隔震设计时,隔震层参数按中震进行设计,然后用中震的减震效果来进行上部结构的小震设计,可能会使上部结构“小震不坏”的可靠度偏低,这也直接导致工程 2 不能满足“中震不坏”的设防目标。因此,按目前抗震规范的方法进行隔震设计,建议对隔震结构上部结构设计时留有一定的富余度。

## 2.2 隔震层的抗震可靠度

定义隔震层的失效准则为:结构中任意一个隔震支座的剪切变形、拉力或压力超过限值,认为整个隔震层失效。

与上部结构计算失效概率的方法类似,式(10)中  $R_{bj}$  为隔震支座的极限剪切变形和极限压应力的概率统计,见表 4。 $S_{bj}$  为不同地震水准下,隔震支座最大剪应变和最大压应力的概率统计值,如表 3 所示。

对于隔震层,参考我国抗震规范规定的隔震建筑大震时的设防目标为“大震不倒”,在编的《建筑隔震设计规范》建议的隔震建筑极大震时的设防目标为“极大震不倒”,仅确定隔震层大震不倒和极大震不倒时的失效概率  $p_{fbj}(LS_{bi}/a_j)$  和设计使用年限内的失效概率  $P_{fbj}$ ,如表 8 所示。从表 8 可看

出,工程 1 的隔震层可满足“大震不倒”的设防目标,同时也可满足“极大震不倒”的设防目标。工程 1 的隔震层在设计使用年限内满足也上述两种设防目标。而工程 2 的隔震层仅可满足“大震不倒”的设防目标,不能满足“极大震不倒”的设防目标。但工程 2 的隔震层在设计使用年限内可满足上述两种设防目标。此外,虽然两工程“大震不倒”的失效概率大致相等,但在“极大震不倒”的设防目标下,工程 1 的失效概率远低于工程 2,取隔震层中最大直径支座对应的竖向承载力与最小直径支座的容许位移相比,得工程 1 和工程 2 的该参数分别为 6.85 kN/mm 和 23.1 kN/mm,说明工程 1 的最不利支座在同样的竖向荷载下,容许位移大于工程 2,因此,隔震结构在极大震作用下,工程 2 的隔震层失效概率要大于工程 1。

比较表 7 和表 8 还发现,同一工程在相同设防目标下,隔震层的失效概率远大于上部结构的失效概率。如工程 1,对应“大震不倒”的上部结构和隔震层失效概率分别为  $4.959 \times 10^{-4}$  和  $2.197 \times 10^{-2}$ ,工程 2 对应“大震不倒”的上部结构和隔震层失效概率分别为  $1.041 \times 10^{-3}$  和  $2.384 \times 10^{-2}$ 。隔震层的失效概率比上部结构失效概率高 1~2 个数量级,说明隔震结构的失效主要由隔震层引起,而隔震层的失效主要是由于支座位移过大,引起剪应变和极限压应力超限。因此,按目前抗震规范的设计方法,隔震结构的上部结构在大震和极大震时的可靠度较高,但应该注意提高隔震层在大震和极大震时的可靠度,对隔震支座的位移留有一定的富余度。

表 8 两个工程的隔震层在各设防目标下的失效概率

Tabal 8 failure probabilities of isolation layers of projects in different seismic fortification objectives

		设防目标	剪应变失效概率	压应力失效概率	$P_{fbj}(LS_{bi}/a_j)$	$P_{fbj}$
工程 1	1	大震不倒	$2.197 \times 10^{-2}$	$4.004 \times 10^{-3}$	$2.197 \times 10^{-2}$	$4.394 \times 10^{-4}$
	2	极大震不倒	$4.605 \times 10^{-2}$	$2.719 \times 10^{-2}$	$4.605 \times 10^{-2}$	$2.303 \times 10^{-5}$
工程 2	1	大震不倒	$1.183 \times 10^{-2}$	$2.384 \times 10^{-2}$	$2.384 \times 10^{-2}$	$4.768 \times 10^{-4}$
	2	极大震不倒	$6.204 \times 10^{-2}$	$1.184 \times 10^{-1}$	$1.184 \times 10^{-1}$	$5.920 \times 10^{-5}$

## 2.3 隔震结构的抗震可靠度

隔震结构为上部结构与隔震层串联,则整个隔震结构的失效概率和设计使用年限内的失效概率分别为:

$$p_{fij}(LS_i/a_j) = 1 - (1 - p_{fsj}(LS_{si}/a_j))(1 - p_{fbj}(LS_{bi}/a_j)) \quad (13)$$

$$P_{fij} = p_{fij}(LS_i/a_j)P(a_j) \quad (14)$$

其中,  $P_{fij}(LS_i/a_j)$ ,  $P_{fij}$  分别为隔震结构失效概率和设

计使用年限内的隔震结构失效概率。

因此,两工程在各设防目标下的失效概率如表 9 所示。从表 9 可看出,工程 1 可满足抗震规范的设防目标,也可满足在编隔震规范的设防目标,而工程 2 仅能满足抗震规范的设防目标,但“中震不坏”和“极大震不倒”的失效概率均大于 0.05,不满足在编隔震规范的设防目标,但在设计使用年限内,两个工程均可满足《建筑抗震设计规范》的设

防目标和在编的《建筑隔震设计规范》的设防目标。

与非隔震结构的水平地震作用相比,两个工程的水平地震作用分别减小了 68%和 71%,地震作用减小的幅度基本接近,设计时也均满足抗震规范要求,但结构的抗震可靠度仍有差别。工程 2 按中震计算得到的水平向减震系数对上部结构的地震作用取值,隔震层用一些较小直径的隔震支座,使得

该结构不能满足“中震不坏”和“极大震不倒”的设防目标。说明实际设计时的一些具体细节会影响结构抗震可靠度。此外,也说明在编的隔震建筑设计规范对隔震结构提出了更高的性能要求,按目前《建筑抗震设计规范》设计的隔震结构,与非隔震结构相比,即使水平地震作用减小 60%~70%,也不一定满足在编《建筑隔震设计规范》的设防目标。

表 9 两个工程在各设防目标下的失效概率

Tabal 9 Failure probabilities of projects in different seismic fortification objectives

设防目标	工程 1		工程 2		
	$P_{ij}(LS_i/a_j)$	$P_{ij}$	$P_{ij}(LS_i/a_j)$	$P_{ij}$	
1	小震不坏	$3.16 \times 10^{-3}$	$1.991 \times 10^{-3}$	$2.255 \times 10^{-2}$	$1.421 \times 10^{-2}$
	中震可修	$8.092 \times 10^{-3}$	$8.092 \times 10^{-4}$	$5.6 \times 10^{-3}$	$5.6 \times 10^{-4}$
	大震不倒	$4.498 \times 10^{-3}$	$8.996 \times 10^{-5}$	$2.486 \times 10^{-2}$	$4.972 \times 10^{-4}$
2	中震不坏	$3.502 \times 10^{-2}$	$3.502 \times 10^{-3}$	$1.127 \times 10^{-1}$	$1.127 \times 10^{-2}$
	大震可修	$1.655 \times 10^{-2}$	$3.31 \times 10^{-4}$	$4.532 \times 10^{-2}$	$9.064 \times 10^{-4}$
	极大震不倒	$2.933 \times 10^{-2}$	$1.466 \times 10^{-4}$	$1.230 \times 10^{-1}$	$6.15 \times 10^{-4}$

### 3 结论

本文对两个实际的隔震结构,建立三维有限元模型并进行弹塑性时程分析,求得结构的各地震响应参数,并统计出隔震结构动力响应的概率分布类型和概率特征参数,收集隔震支座力学性能的实验数据并结合数值模拟,统计出我国隔震支座的极限力学性能的概率分布类型和概率特征参数,给定隔震结构的失效模式,采用结构可靠度的近似计算方法,得到隔震结构在不同抗震设防目标下的可靠度。通过以上计算分析,得到以下结论。

(1) 隔震结构的地震响应,包括上部结构的层间位移角、层相对加速度、隔震支座的剪应变和压应力等,均服从对数正态分布。

(2) 我国橡胶隔震支座产品的极限剪应变和极限压应力满足对数正态分布。极限剪应变的均值为 390%,标准差 50.2%,支座达到最大位移时的极限压应力均值为 28.4 MPa,标准差 5.1 MPa。

(3) 通过两个隔震结构的可靠度计算可看出,按目前抗震规范设计的隔震结构,与非隔震结构相比,即使水平地震作用减小 60%~70%,也不一定满足“中震不坏”和“极大震不倒”的设防目标,说明在编的《建筑隔震设计规范》对隔震建筑提出了更高的性能要求。

#### 参考文献:

[1] 杜永峰,李慧. 智能隔震:基于能量响应和可靠度的前景分析[J]. 工程力学, 2006, 23(增刊 2): 5—13.

Du Yong feng, Li Hui. Smart isolation: future prospect based on energy response and dynamic reliability [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(Suppl 2): 5—13. (in Chinese)

[2] 彭勇波, 陈建兵. 隔震结构的随机地震反应与抗震可靠度评价[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2008, 36(11): 1457—1461.

Peng Yongbo, Chen Jianbing. Stochastic seismic response and aseismic reliability assessment of base-isolated structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2008, 36(11): 1457—1461. (in Chinese)

[3] 孙臻, 王曙光. 高层隔震结构非平稳随机地震响应与动力可靠度分析[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(12): 210—216.

Sun Zhen, Wang Shuguang. Non-stationary random response and dynamic reliability of high-rise seismic isolated structure [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(12): 210—216. (in Chinese)

[4] 王曙光, 施凯琳. 基于概率密度演化的隔震结构随机地震响应[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(2): 168—175.

Wang Shuguang, Shi Kailin. Stochastic seismic responses of isolated structure based on probability density evolution method [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(2): 168—175. (in Chinese)

[5] Sayani P J, Ryan K L. Comparative evaluation of base-isolated and fixed-base buildings using a comprehensive response index [J]. Journal of Structural Engineering, 2009. 135(6): 698—707.

[6] 北京金土木软件技术公司. SAP 2000 中文版使用指南[M]. 第二版. 北京: 人民交通出版社, 2015.

Beijing Civil King Software Technology Co., Ltd. SAP 2000 Chinese Version User Guide [M]. 2nd ed. Beijing: China Communications Press, 2015. (in Chinese)

[7] GB 50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建



- 筑工业出版社, 2011.  
GB 50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011. (in Chinese)
- [8] 李涌涛. 基于概率统计方法的隔震结构可靠度研究 [D]. 兰州: 兰州理工大学, 2016.  
Li Yongtao. The studies on seismic reliability of isolated structure based on probability statistics method [D]. Lanzhou: Lanzhou University of Technology, 2016. (in Chinese)
- [9] 李桂青. 结构动力可靠性理论及其应用[M]. 北京: 地震出版社, 1993.  
Li Guiqing. Theory and application of structural dynamic reliability [M]. Beijing: Seismological Press, 1993. (in Chinese)
- [10] GB 20688.3-2006, 橡胶支座第三部分:建筑隔震橡胶支座[S]. 北京: 中国国家标准化管理委员会, 2006.  
GB 20688.3-2006, Rubber-bearings, part3: elastomeric seismic-protection isolators for buildings [S]. Standardization Administration of the People's Republic of China, 2006. (in Chinese)
- [11] 吴迪, 李建军. 串联隔震结构体系的地震易损性分析 [J]. 工程力学, 2017, 34(增刊 1): 227-232.  
Wu Di, Li Jianjun. Seismic vulnerability analysis of series isolated structural systems [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(Suppl 1): 227-232. (in Chinese)
- [12] Morgan T A, Mahin S A. The use of base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives [R]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2013, 33(2): 168-175.
- [13] 高孟潭. GB18306-2015, 《中国地震动参数区划图》宣贯教材[M]. 北京: 中国标准出版社, 2015.  
Gao Mengtan. GB18306-2015, Seismic ground motion parameters zonation map of china [M]. Beijing: China Standard Press, 2015. (in Chinese)
- [14] 建筑隔震设计标准(送审稿) [S]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2018.  
Standard for seismic isolation design of buildings (Draft for Examination) [S]. Beijing: Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China, 2018. (in Chinese)
- [15] Castaldo P. Seismic reliability-based ductility demand evaluation for inelastic base-isolated structures with friction pendulum devices [J]. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2017, 46(8): 1245-1266.
- [16] ASCE. Minimum design loads for buildings and other structures [S]. ASCE/SEI 7-05 Including Supplement No.1, Reston, VA. 2005.
- [17] JCSS, Probability model specification [S]. The Joint Committee on International Structure Safety, 2011.

(上接第 114 页)

- [7] 曹忠民, 李爱群, 王亚勇, 等. 高强度绞线网-聚合物砂浆加固带有直交梁和楼板的框架节点的试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2007, 28(5): 130-136.  
Cao Zhongmin, Li Aiqun, Wang Yayong, et al. Experimental study on beam-column joints with floor slab and transverse beams strengthened with high strength steel wire mesh and polymer mortar [J]. Journal of Building Structure, 2007, 28(5): 130-136. (in Chinese)
- [8] Amirn P, Preeda C H. Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area [J]. Engineering Structure, 2010, 9(32): 2529-2545.
- [9] Shan He, Xue Junhe, Qing Guo, et al. Experimental study on seismic behavior of CFRP-strengthened RC beam-column joints [J]. Applied Mechanics and Materials, 2013, 2685(405): 668-671.
- [10] Li B, Kai Q. Seismic behavior of reinforced concrete interior beam-wide column joints repaired using FRP [J]. Journal of Composites for Construction, 2011, 15(3): 327-338.
- [11] Lee W T, Chiou Y J, Shih M H. Reinforced concrete beam-column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer [J]. Composite Structures, 2010, 92(1): 48-60.
- [12] 刘义, 高宗祺, 陆建勇. 预应力钢带加固钢筋混凝土梁柱受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013(10): 121-124.  
Liu Yi, Gao Zongqi, Lu Jianyong. Experimental study on mechanical properties of reinforced concrete beams and columns confined by prestressing steel strip [J]. Journal of Building Structure, 2013(10): 121-124. (in Chinese)
- [13] 张波, 杨勇, 刘义, 等. 预应力钢带加固钢筋混凝土柱轴压性能试验研究[J]. 工程力学, 2016, 33(3): 104-111.  
Zhang Bo, Yang Yong, Liu Yi, et al. Experimental study on axial compression performance of reinforced concrete column retrofitted by prestressed steel strip [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(3): 104-111. (in Chinese)
- [14] 杨勇, 李辉, 陈伟, 等. 预应力钢带加固钢筋混凝土框架抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(10): 53-60.  
Yang Yong, Li Hui, Chen Wei, et al. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frame structure retrofitted by prestressed steel strips [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(10): 53-60. (in Chinese)
- [15] 张波, 杨勇, 成浩. 预应力钢带加固技术在某办公楼改造工程中的应用[J]. 工业建筑, 2015, 45(3): 35-39.  
Zhang Bo, Yang Yong, Cheng Hao. Application of prestressed steel strips retrofitted method in reforming an office building [J]. Industrial Construction, 2015, 45(3): 35-39. (in Chinese)
- [16] 黄群贤, 郭子雄, 崔俊, 等. 预应力钢丝绳加固 RC 框架节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2015, 48(6): 1-8.  
Huang Qunxian, Guo Zixiong, Cui Jun, et al. Experimental study on seismic behavior of RC frame joints strengthened with prestressed steel wire rope [J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(6): 1-8. (in Chinese)
- [17] 彭亚萍, 王铁成, 张玉敏, 等. FRP 加固混凝土梁柱边节点抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2007, 39(12): 1969-1973.  
Peng Yaping, Wang Tiecheng, Zhang Yumin, et al. Seismic behavior test of reinforced concrete beam column side joint strengthened with FRP [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2007, 39(12): 1969-1973. (in Chinese)