

基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分与量化分析

杜永峰^{1,2}, 王光环¹ (1. 兰州理工大学 防震减灾研究所, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 西部土木工程防灾减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

[提 要] 选取上部结构层间位移角作为量化指标, 给出了基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分及量化指标限值, 并选用 3 条地震波对一个 8 层基础隔震钢筋混凝土框架结构进行了动力增量分析, 计算了结构在 43 组不同 PGA 作用下的响应。根据不同强度地震动作用下上部结构的层间位移角响应和隔震支座的变形情况, 与本文所提出的性能指标进行比较, 验证了本文所提出的性能指标限值的正确性。为基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能设计和易损性分析提供了参考依据。

[关键词] 基础隔震; 动力增量分析; 基于性能的设计; 量化性能指标

[中图分类号] TU352.1 [文献标识码] A

Performance Levels Classification and Performance Index Quantitative Analysis of Base-isolated RC Frame

Du Yong-feng^{1,2}, Wang Guang-huan¹ (1. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China; 2. Western Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering of Ministry of Education, Lanzhou University of Technology, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The peak inter-story drift ratio of super structure is selected as structural performance index, a classification of performance level and the limits of quantitative index for base-isolated reinforced concrete frame structure are suggested. Choosing three ground motion records at total 43 different groups of PGA level, the incremental dynamic analysis (IDA) method is used to calculate the time history response of a base-isolated structure of 8 stories. The peak inter-story drift ratio response of super structure and the isolation bearing deformation under different earthquake intensity are compared with the above mentioned limit values proposed in this study. The result shows that the limit values proposed in this paper are reasonable, which will facilitate the performance based design and fragility study of base-isolated RC frame structure.

Keywords: base isolation; dynamic incremental analysis; performance based design; performance index

E-mail: wanggh715@163.com; dooyf@sohu.com

1 引言

基础隔震结构具有构造简单、隔震效果显著等特点, 愈来愈受到业主的青睐。2008 年汶川地震以后, 这项技术在我国已经进入广泛使用阶段。采用基础隔震技术的优势之一, 在于能够根据业主的多样化需求, 实现不同性能水准的结构设计。然而, 关于基础隔震结构的性能水准划分, 目前国内外研究

尚没有统一的标准, 也缺乏统一的认知。因此, 开展基础隔震结构的性能水准划分与性能指标量化分析, 对于明确基础隔震结构在地震作用下的表现具有非常重要的意义。

国内外学者对基础隔震结构的性能设计已经做了一些初步的探讨。周云等^[1~2]选取隔震层位移和上部结构层间位移角为控制指标, 对基础隔震结构进行设计, 并用时程分析结果验证了能力谱法的可行性; 冷谦等^[3]应用 Pushover 方法求出上部结构的能力谱后, 利用标准反应谱曲线得到隔震器对地震

[收稿日期] 2013-02-01

[基金项目] 国家自然科学基金资助项目(50978130; 51178211)

加速度的衰减率,对基础隔震结构的性能进行了评估;杨晓持^[4]将基础隔震结构简化为一个两自由度体系,建议了一种改进的能力谱法。

本文建议了基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分方式,对性能指标进行了量化分析。利用增量动力分析,研究结构从弹性阶段、弹塑性、直到倒塌整个过程中隔震支座变形和上部结构层间位移角的对应关系,并对本文建议的基础隔震钢筋混凝土框架结构量化性能指标进行了对比。

2 结构的性能水准划分

2.1 抗震结构的性能水准划分

结构的性能水准是指所设计的建筑物,在可能会遇到的特定设计地震作用下所规定的最大容许破坏,或容许的极限破坏^[5]。

目前国内外主要采用美国提出的结构性能水准划分方法,使用较多的主要有表 1 中所列的几种。

表 1 使用较多的抗震结构性能水准划分方法
Table 1 The commonly used performance level classification methods of aseismic structure

划分机构	结构各性能状态			
美国 Vision2000	完全可靠	可靠	生命安全	将近倒塌
美国 ATC40	立即使用	损伤控制	生命安全	结构稳定
FEMA273 /274	正常使用	立即使用	生命安全	防止倒塌

2.2 基础隔震结构的性能水准划分

关于基础隔震结构在地震作用下的性能水准划分和性能指标的量化分析研究,目前还处于初级阶段,这方面的文献还较少。刘鹏飞等^[9]在总结前人

分析研究成果的基础上,将基础隔震结构划分为 3 个性能水准,并且分别对每一个性能状态进行了定义。同时还对所提出的性能状态进行了性能指标的量化;邓雪松等^[10]提出了基础隔震结构性能水准划分和设防目标选择的建议,并且选择层间位移角为量化指标,根据 ATC-40 及日本耐振设计方法有关层间位移角的限值规定,提出了各性能状态下的结构层间位移角限值。

然而,上述文献在对基础隔震结构进行性能指标量化分析时,都仅仅关注了上部结构的变形及损伤情况,而未考虑到上部结构与隔震层变形之间的关系。实际上,大量的震害事实及有限元分析结果表明,由于隔震层的存在,大大地减轻了上部结构的层间变形。在强震作用下,隔震支座往往先于上部结构出现不可恢复的变形,从而导致结构整体出现严重破坏甚至倒塌。因此,在对基础隔震结构的性能指标进行量化分析时,综合考虑上部结构及隔震层的变形就显得非常必要了。

本文根据基础隔震结构的传力特点,考虑了上部结构和隔震层变形之间的对应关系。参考前人的研究成果及我国规范条文规定,将基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分为正常使用状态、立即使用状态、生命安全状态和防止倒塌状态 4 个不同等级。根据上部结构及隔震装置的损伤状态,将基础隔震钢筋混凝土框架结构的损伤级别划分为基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏以及倒塌 5 个等级。表 2 中列出了上述 4 个性能水准的具体定义,对应的 5 个破坏等级见表 3 所示。

表 2 基础隔震结构性能水准及量化指标限值

Table 2 The performance levels and the quantitative limits of base-isolated structures

性能水平	正常使用	立即使用	生命安全	防止倒塌
要求	上部结构无损伤,功能完好。隔震装置正常运行,无损伤。所有设施与服务系统的使用都不受影响。建筑物可居住,不需要修理,人员安全。	上部结构使用功能正常。结构构件会出现轻微损伤,经修复后仍可继续使用。隔震装置无损伤,运行正常,不需修理即可正常运行。	上部结构出现轻微损伤或者中等损伤。隔震支座变形尚未达到规范规定最大容许值,可正常运行,不影响使用,经过稍微修复即可继续使用。	隔震支座变形达到规范容许的最大限值,但未达到剪切极限变形限值。上部结构出现中等损伤或者更严重的损伤,结构需要经过排检大修才可继续使用
量化指标限值	LS1	LS2	LS3	LS4

表 3 基础隔震结构破坏等级与量化指标的关系

Table 3 The relationship of the damage classification and quantitative index of base-isolated structure

破坏等级	基本完好	轻微破坏	中等破坏	严重破坏	倒塌
量化指标	$\leq LS1$	(LS1, LS2]	(LS2, LS3]	(LS3, LS4]	$> LS4$

3 结构性能指标的选择与量化

3.1 结构性能指标的选择

性能指标的选择,是基于性能的结构设计与易损性分析中非常重要的内容,也是学者们最为重视的一个部分。早期研究中的结构损伤性能指标一般都选取基于构件延性的延性率。之后的学者也提出了考虑到在往复荷载作用下结构刚度和强度退化的修正延性率参数等。然而,这些损伤指标都无法对结构损伤与失效给出准确的评判^[11]。研究发现,结构层间位移角不仅能够反映结构的整体损伤,而且还可以反映结构物局部损伤以及层高等因素的影响。另外,它还是一个设计分析过程中容易获取的指标。因此,本文在研究基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分和性能指标量化分析时,也选用上部结构的层间位移角作为量化指标。

3.2 结构性能指标的量化

关于基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能指标量化限值,虽然目前所取得的成果并不多,但前人也给出了几个不同的建议。

文献[9]选取上部结构层间位移角作为性能指标,将基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能状态划分为3个水准,对应结构的基本完好、轻微破坏和中等破坏3个破坏等级。并且给出了各个状态的性能指标限值,分别为1/550、1/400和1/200。

文献[10]也选择层间位移角作为量化指标,将结构的性能状态划分为充分运行、基本运行、生命安全和防止倒塌4个等级。建议的性能指标限值分别为1/550、1/200、1/100和1/50。

本文通过对结构进行增量动力分析后发现,对于正常设计施工的基础隔震结构,当结构进入倒塌状态时,上部结构还达不到普通抗震结构的弹塑性变形限值。因此,直接取普通抗震结构的弹塑性变形限值来定义基础隔震结构的倒塌状态是偏于不安全的。因此,本文建议选择规范定义普通抗震结构发生不严重破坏状态时所对应的限值来量化基础隔震钢筋混凝土框架结构的倒塌状态,限值为1/60。

另外,通过对结构进行大量的有限元分析后发现,前人在对基础隔震钢筋混凝土框架结构的轻微破坏状态进行量化时,所给出的建议限值不是偏大就是偏小;而规范对普通抗震结构的轻微破坏状态所定义的限值,却能很好地反应基础隔震结构对应状态的性能。因此,本文建议直接取用规范对普通抗震结构轻微破坏状态限值的规定来定义基础隔震钢筋混凝土框架结构的轻微破坏状态,即限值取为1/250。本文建议的基础隔震结构各性能状态的量化指标限值如表4所列。

表 4 基础隔震钢筋混凝土框架结构的各性能状态量化指标限值

Table 4 Each performance states' limits of base-isolated RC frame structure

结构状态	正常使用	立即使用	生命安全	防止倒塌
量化指标限值	LS1	LS2	LS3	LS4
	1/550	1/250	1/100	1/60

4 工程案例分析

4.1 结构概况

研究对象为一个8层基础隔震钢筋混凝土框架结构。设防烈度8度(0.2g),II类场地,设计地震分组为第二组。纵向柱距为4.5m,横向柱距分别为6m,2.4m,6m。结构层高均为3.3m,建筑物总高为26.4m,楼面及屋面板厚120mm,隔震层上部板厚160mm,梁、板均采用C30级混凝土,受力主筋及箍筋均采用HRB335级;柱采用C30级混凝土,受力主筋采用HRB400级,箍筋采用HRB335级。纵梁截面为300mm×450mm,边跨横梁截面为300mm×600mm,中跨横梁截面为300mm×450mm,1层、2层柱及角柱截面为550mm×550mm,以上各层柱截面均采用500mm×500mm。结构采用每个柱下设置隔震垫的布置形式,采用的铅芯橡胶支座直径为600mm和700mm。结构模型图1所示。

4.2 结构地震响应及性能指标分析

采用大型有限元分析软件SAP2000对基础隔

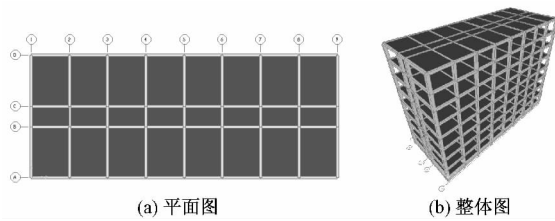


图 1 算例结构有限元模型
Fig.1 FEM model of numerical example

震钢筋混凝土框架结构进行增量动力分析。根据我国《建筑工程抗震性态设计通则》中关于地震加速度时程选择的建议,本文选择 EL Centro 波、集集波

以及兰州波对结构进行了分析,提取每一级地震动强度作用下所对应的上部结构最大层间位移角和隔震支座的变形。如表 5 表 6 表 7 所示。

从以上各表中可以看出,虽然地震波不同,结构的响应会有差别。但是上部结构最大层间位移角和基础隔震支座的变形之间有一定的对应关系。我国规范规定隔震支座的水平变形不应大于 0.55D 和 300% 的较小值。按照我国国家标准 GB20688.3-2006 对于隔震支座极限剪切变形的规定,本文定义隔震支座的剪切变形达到 350% 时,基础隔震结构进入倒塌阶段;在本文中,假定当隔震支座的变形达到 420mm 时认为结构进入倒塌阶段。

表 5 基础隔震钢筋混凝土框架结构在 EL Centro 波作用下的结构最大响应

Table 5 The maximum response of the base-isolated RC frame structure under the EL Centro ground motion record

地震动强度(g)	0.07	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
上部结构层间位移角	1/655	1/504	1/376	1/233	1/163	1/131	1/105	1/87	1/74	1/64	1/57
隔震支座变形(mm)	8	12.8	58	120	190	270	369	472	577	683	790

表 6 基础隔震钢筋混凝土框架结构在集集波作用下的结构最大响应

Table 6 The maximum response of the base-isolated RC frame structure under the chi-chi ground motion record

地震动强度(g)	0.07	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
上部结构层间位移角	1/659	1/596	1/565	1/345	1/236	1/179	1/143	1/120	1/102	1/90	1/80
隔震支座变形(mm)	6	9	32	76	123	173	228	287	349	410	471

表 7 基础隔震钢筋混凝土框架结构在兰州波作用下的结构最大响应

Table 7 The maximum response of the base-isolated RC frame structure under the Lanzhou ground motion record

地震动强度(g)	0.07	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
上部结构层间位移角	1/788	1/610	1/393	1/351	1/333	1/327	1/266	1/261	1/234	1/229	1/224
隔震支座变形(mm)	6	8.8	21	34.8	48.2	60.7	73.4	86	100	115	126
地震动强度(g)	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	
上部结构层间位移角	1/210	1/192	1/174	1/160	1/148	1/139	1/130	1/123	1/117	1/112	
隔震支座变形(mm)	156	187	218.7	249.8	279.7	307	357	379.7	402	424	

表 5 ~ 表 7 的数据显示,随着地震动强度的增大,上部结构的层间位移角和隔震支座的变形都在逐渐增大。

(1) 在本文所选择的 3 种地震波作用下,当隔震支座的变形达到 369mm、349mm 和 357mm 时,上部结构的最大层间位移角分别为 1/105、1/102 和 1/130。可推知,当隔震支座的变形恰好达到规范规定的最大变形 330mm 时,上部结构的最大层间位移

角均小于 1/100,即本文所提出的中等破坏性能指标限值。这说明,当隔震支座达到规范规定的最大变形时,可保证结构处于生命安全状态,且仅出现中等破坏。这一结果与本文对性能状态的定义相一致。

(2) 当隔震支座的变形达到 472mm、471mm 和 424mm 时,上部结构层间位移角分别为 1/87、1/80 和 1/112。因此,当隔震支座变形达到极限变形

420mm 时,上部结构的层间位移角均小于 1/80,还远小于抗震结构的弹塑性变形限值 1/50。结果再一次证明了当隔震结构进入倒塌阶段时,上部结构的层间变形还达不到普通抗震结构的弹塑性变形限值。因此,应当对前人提出的隔震结构倒塌状态性能指标限值进行修正,本文建议的限值 1/60 介于

1/80 和 1/50 之间,具有一定的合理性。

为了验证本文提出的其他几个状态性能指标限值的正确性,将结构在地震动时程作用下隔震层的位移响应以及上部结构最大层间位移角,与各不同状态下的性能指标限值进行比较,绘制成图形,见图 2~图 4 所示。

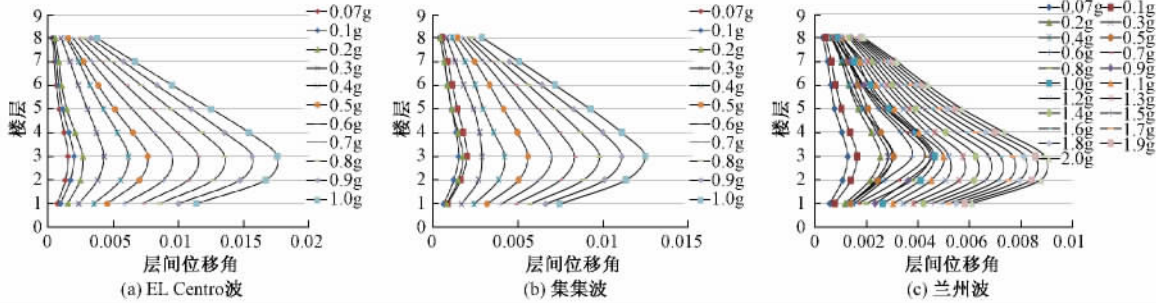


图 2 不同地震波作用下基础隔震结构上部结构最大层间位移角响应

Fig. 2 The interstory drift ratio responses of super structure under different ground motions

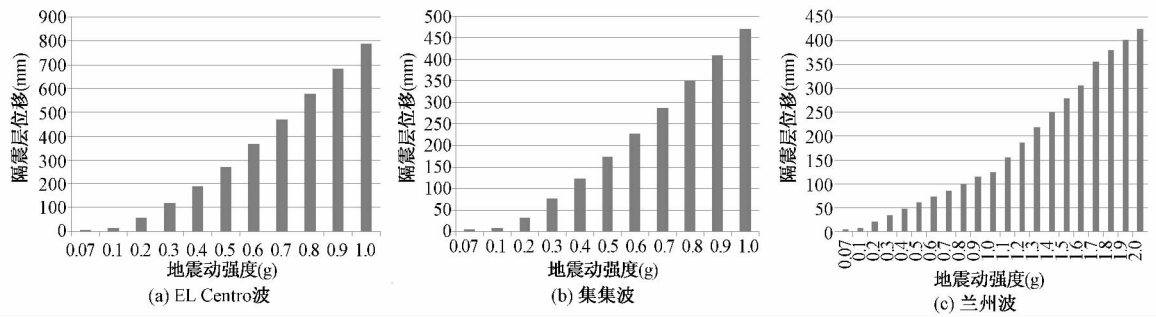


图 3 不同地震波作用下基础隔震结构隔震层位移响应

Fig. 3 Displacements of isolator in base-isolated structure under different ground motions

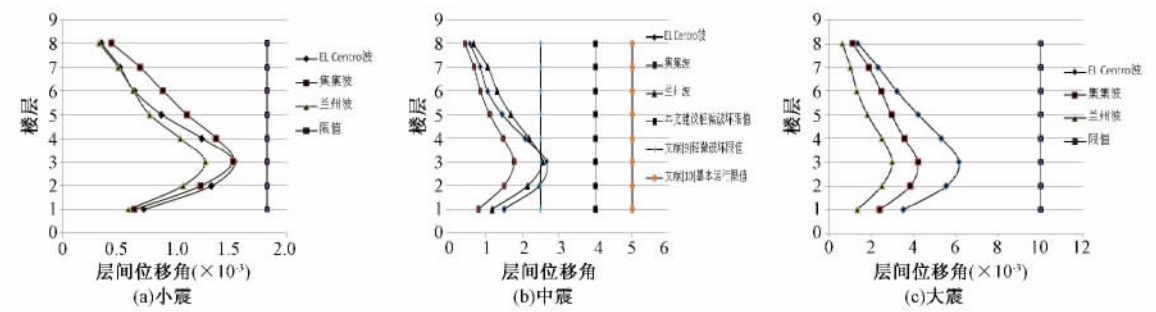


图 4 小震、中震、大震作用下上部结构层间位移角响应

Fig. 4 The interstory drift ratio responses of super structure under the small earthquake, moderate earthquake and strong earthquake

对图 2~图 4 进行分析,可以得到以下结论:

小震下,隔震层仅发生很小的位移,隔震支座运行正常,功能完好;上部结构的最大层间位移角均小于规范规定的结构弹性变形限值 1/550。因此,对

于隔震结构整体而言,选择 1/550 作为正常使用状态的量化指标限值能够保证结构在小震下处于弹性阶段,实现结构基本完好的性能目标;

中震下,隔震支座变形不大,隔震体系的上部结

构使用功能不受影响。从图4中还可以看出,文献[9]所提出的轻微破坏状态量化指标限值偏小,而文献[10]所提出的量化指标限值偏大;而本文建议的限值1/250能够很好地反应结构性能,显得更加合理。

大震下,隔震支座的变形尚未达到规范规定的最大值,说明隔震支座功能完好,可以正常运行使用。同时,上部结构的最大层间位移角也都远小于本文规定的中等破坏所对应的限值1/100,保证结构物在大震下处于生命安全状态。实现了隔震结构遭遇罕遇地震作用时处于生命安全的性能目标。

5 结语

(1) 本文采用增量动力分析方法,对基础隔震钢筋混凝土框架结构进行了分析。根据不同地震动强度作用下上部结构层间位移角和隔震层变形之间的对应关系,对前人所提出的基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能水准划分和性能指标限值进行了重新定义与修正。

(2) 将基础隔震钢筋混凝土框架结构在地震作用下的性能水准划分为正常使用状态、立即使用状态、生命安全状态和防止倒塌状态4个状态。并将结构损伤状态定义为基本完好、轻微破坏、中等破坏、严重破坏以及倒塌5个等级。定义各个极限状态的性能指标分别为1/550、1/250、1/100和1/60。

(3) 将增量动力法分析的结果与本文所提出的各性能状态量化指标限值进行了比较,验证了本文所提出的各性能状态量化指标限值的合理性,可以作为基础隔震钢筋混凝土框架结构的性能设计和易损性分析的参考依据。

参考文献(References):

- [1] 周云,安宇,梁兴文. 基础隔震结构基于位移的设计方法[J]. 广州大学学报(自然科学版), 2002, 1(1): 75~79
Zhou Yun, An Yu, Liang Xing-wen. A Displacement-based Design Method of Base-isolated Structures [J]. Journal of Guangzhou University (Natural Science Edition), 2002, 1(1): 75~79 (in Chinese)
- [2] 周云,安宇,梁兴文. 基础隔震结构的能力谱分析方法[J]. 世界地震工程, 2002, 18(1): 46~50
Zhou Yun, An Yu, Liang Xing-wen. Capacity-diagram Method of Base-isolated Structures [J]. World Earthquake Engineering, 2002, 18(1): 46~50 (in

- Chinese)
- [3] 杨晓持. Pushover分析方法的进一步研究及在基础隔震结构中的应用[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2007
Yang Xiao-chi. Further Research on Pushover Analysis Method and Application on Base-isolation Structure [D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2007 (in Chinese)
- [4] 冷谦,于建华. Push-over方法在隔震结构中的应用[J]. 四川大学学报, 2002, 34(3): 34~37
Leng Qian, Yu Jian-hua. Application of Push-over Analysis in Earthquake-insulation Structure [J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2002, 34(3): 34~37 (in Chinese)
- [5] 刘晶波,刘阳冰,闫秋实,等. 基于性能的方钢管混凝土框架结构地震易损性分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(2): 39~46
Liu Jing-bo, Liu Yang-bing, Yan Qiu-shi, et al. Performance-based Seismic Fragility Analysis of CFST Frame Structure [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(2): 39~46 (in Chinese)
- [6] Vision 2000 Committee. Performance Based Engineering of Building [P]. Miranda E. Seismology Committee of the Structure Engineer Association of California, Oakland: Wiley Inc, 1995
- [7] ATC40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [S]. Applied Technology Council. Red Wood City, California, 1996
- [8] FEMA273/274. HEHRP Commentary on the Guidelines for the Rehabilitation of Buildings [P]. Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C. 11, 1996
- [9] 刘鹏飞,刘伟庆,王曙光. 基础隔震结构的性能水准与设防目标[J]. 工程抗震与加固改造, 2008, 12, 30(6): 55~59
Liu Peng-fei, Liu Wei-qing, Wang Shu-guang. Performance Levels and Fortification Objects of Structures with Base Isolation [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2008, 12, 30(6): 55~59 (in Chinese)
- [10] 邓雪松,郭永恒,周云. 基础隔震结构性能的设防水准和性能目标研究[J]. 广州大学学报(自然科学版), 2008, 7(5): 84~88
Deng Xue-song, Guo Yong-heng, Zhou Yun. Study on Fortification Levels and Performance Target of Base Isolated Structures [J]. Journal of Guangzhou University (Natural Science Edition), 2008, 7(5): 84~88 (in Chinese)

(下转第97页)

5 结语

储能集水箱 - TMD 减震控制技术可以有效地降低结构的地震响应,从而间接地提高了小高层结构的抗震性能。因此在不影响屋顶水箱集水功能的前提下对水箱进行改造,既可以提高结构的抗震性能,还可以使水资源和太阳能资源得到很好的利用。同时该装置施工、维护方便,如果得到推广,可产生显著的经济效益和社会效益。本文分析结果表明:

(1) 采用储能集水箱 - TMD 减震控制后,在不同地震激励下结构的地震响应均有不同程度的降低。控制后结构的层间位移最大可降低 25.6%,层间剪力最大可降低 37.0%,楼层加速度最大可降低 56.2%。

(2) 结构输入的地震动不同,楼层加速度变化也不同。控制后结构的楼层加速度与控制前相比,在 El Centro 波作用下除 1 层 ~ 5 层变化不明显外,其余各层均明显减小;在 Abbar 波作用下,除第 10 层和 11 层加速度变化不明显外,其余各层均明显减小;而在兰州人工波作用下结构各层的加速度均有明显减小。

参考文献(References):

- [1] 谢军龙,周福霖. 多层房屋结构 TMD“加层减震”试验研究和应用[J]. 世界地震工程, 1998, 14(4): 57~60
Xie Jun-long, Zhou Fu-lin. Test Investigation of Seismic Reduction Using Additional Stories As A TMD and Its Application to Existing Multistory Buildings[J]. World Information on Earthquake Engineering, 1998, 14(4): 57~60(in Chinese)
- [2] Roberto Villaver. Aseismic Roof Isolation System: Feasibility Study with 13-story Building[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 2002(2): 188~196
- [3] 刘强,周瑞忠,等. 房屋屋顶隔热层(TMD)减震控制体系研究[J]. 西华大学学报(自然科学版) 2008, 27(2): 101~104
Liu Qiang, Zhou Rui-zhong et al. Study on Seismic Control System of Thermal-insulating Roof of A Building[J]. Journal of Xihua University(Natural Science), 2008, 27(2): 101~104(in Chinese)
- [4] 刘礼君,高剑平. 多层框架结构利用铅芯叠层橡胶支座加层减震分析[J]. 世界地震工程 2009, 25(1): 97~101
Liu Li-jun, Gao Jian-ping. Seismic Analysis of A Multi-story RC Frame with Adding-storey and Lead Laminated Rubber Bearings[J]. World Information on Earthquake Engineering, 2009, 25(1): 97~101(in Chinese)
- [5] Du Y F, Li H. A Study on Two Special Issues in Isolated Structures[A]. Proc. of 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibrations Control of Structures[C], 2007, Istanbul, Turkey: PDF12
- [6] 夏昌. 屋顶花园 TMD 减震控制研究[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版) 2012, 35(5): 669~672
Xia Chang. Research on TMD Vibration Control Using Roof Garden[J]. Journal of Hefei University of Technology, 2012, 35(5): 669~672(in Chinese)
- [7] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]
GB50011-2010, Code for Seismic Design of Buildings[S](in Chinese)

【作者简介】 杜永峰(1962~),男,甘肃正宁人,博士,教授,博士生导师,主要从事结构工程与减震控制研究

(上接第 92 页)

- [11] 朱健. 钢筋混凝土结构易损性分析与地震风险研究[D]. 西安建筑科技大学 2010, 5: 34~38
Zhu Jian. Seismic Fragility and Risk Analysis of RC Buildings[D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2010, 5: 34~38(in Chinese)
- [12] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]
GB50011-2010, Code for Seismic Design of Buildings[S](in Chinese)
- [13] 橡胶支座第 3 部分: 建筑隔震橡胶支座 GB20688.3-2006[S]
Rubberbearings-Part3: Elastomeric Seismic-protection Isolators for Buildings[S](in Chinese)

【作者简介】 杜永峰(1962~),男,甘肃正宁人,博士,教授,博士生导师,主要从事结构工程与减震控制研究