

新旧抗震规范下不同延性框架结构倒塌性能的研究

李奉阁,杨晓健*

内蒙古科技大学 建筑与土木工程学院, 内蒙古 包头 014010

摘要: 建筑结构的抗震性能是抗震防灾系统中首要的环节, 其中抗倒塌能力是抗震性能的表现指标, 所以抗倒塌能力的强弱对结构的稳定性起到了决定性的作用。我国在 2001 版抗震规范的基础上, 于 2010 年修订实施了新版抗震规范。该文采用目前较流行的弹塑性时程分析法, 在基于 SAP2000 的弹塑性分析平台上, 分别按照新旧抗震规范设计不同延性的框架结构, 分析各结构在不同设防烈度下的抗倒塌能力。

关键词: 框架结构; 抗震规范; 抗倒塌性能

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 1000-2324(2016)06-0889-05

Study on the Anti-collapse Performance of Different Ductile Frame Structures Under Old And New Seismic Codes

LI Feng-ge, YANG Xiao-jian*

School of Architecture and Civil Engineering/Inner Mongolia University, Baotou 014010, China

Abstract: The seismic performance of structures is a key link in seismic disaster prevention system, the ability to resist collapse is a indicator of the seismic performance, so the ability to resist collapse plays a crucial role in the stability of the structure. Based on the 2001 version of the seismic code, our country revised and implemented the new seismic code in 2010. This article used the current more popular elastic-plastic time history analysis method to analyze the collapse resistant capacity of some structures under different fortification intensity according to the old and new earthquake resistant design codes based on SAP2000 the elastic-plastic analysis platform.

Keywords: Frame structures; seismic code; anti-collapse performance

建筑结构的抗震性能是抗震防灾系统中首要的环节, 其中抗倒塌能力是抗震性能的表现指标, 所以抗倒塌能力的强弱对结构的稳定性起到了决定性的作用^[1]。地震具有突发性极强和破坏性极大的特点, 而真正给国家和人民造成财产及生命损失的是地震引起的房屋倒塌。我国地处地震多发地带, 由于国家各项技术仍处在发展阶段, 导致我国的抗震设计水平相对比较落后, 设防水准低于欧美发达国家的平均水准。在 2008 年 5 月 12 日, 我国四川汶川发生了 8.0 级的特大地震, 这次地震给我们敲响了警钟, 汶川地震区的设防烈度基本为 6~7°, 而在地震极震区的实际强度最高达到了 11°。因此建筑结构的抗震设计应该不只是满足于该地区设防等级下的抗震要求, 还需要具备抵抗可能会发生的大震及特大震下的抗倒塌能力。为了能够直观准确的看到新旧规范改变对结构抗倒塌能力的影响, 所以深入研究地震抗倒塌定量设计方法和完善抗倒塌理论十分重要^[2]。

本文以钢筋混凝土框架结构为例, 分别按照新旧抗震规范建立模型, 再通过弹塑性时程分析来对比其差异, 分析得出规范内容改变对结构产生的影响, 为工程设计人员的设计提供思路, 为学者进一步的深入研究奠定基础。

1 结构弹塑性时程分析理论与方法

1.1 结构弹塑性时程分析

弹塑性时程分析方法是把整个结构假设为一个弹塑性振动体系对其进行分析, 直接将地震动记录输入结构中, 通过积分运算, 求出地震加速度在持续时间内, 结构内力随时间变化的情况, 也称为弹塑性直接动力法。

1.2 地震波的选取

采用弹塑性时程分析法进行建筑结构抗地震倒塌计算时, 地震加速度时程应符合下列规定:

1. 应选用不少于 3 组符合建筑场地类别和设计地震分组的地震加速度时程曲线, 其中实际强震

收稿日期: 2016-04-11

修回日期: 2016-06-18

作者简介: 李奉阁(1971-),男,吉林人,副教授,研究方向抗震. E-mail:278301570@qq.com

*通讯作者: Author for correspondence. E-mail:278301570@qq.com

记录的数量不应少于总数的 2/3;

2. 所选用的地震加速度时程曲线的平均地震影响系数曲线与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 规定的地震影响系数曲线在统计意义上相符;

3. 地震加速度时程曲线应为完整的地震动过程, 其有效持时不应少于结构一阶周期的 5 倍;

4. 必要时应考虑近场效应或符合场地特征的最不利地震动记录^[3];

根据以上 4 条规定, 在 SAP2000 中选取了 3 条地震动记录进行弹塑性时程分析。

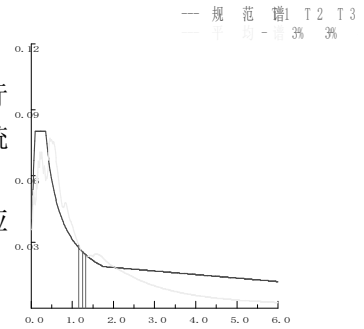


图 1 规范谱与地震谱对比图
Fig.1 Contrast between standard spectrum and seismic spectrum

1.3 材料强度取值

根据《建筑结构抗倒塌设计规范》5.2.5 条规定, 在进行建筑结构抗倒塌计算时, 混凝土轴心抗压强度和轴心抗拉强度宜取标准值, 钢筋宜取其屈服强度强度的标准值。

1.4 结构倒塌判断准则

目前, 有三类判断主流结构的抗倒塌准则, 一是基于变形所建立的倒塌破坏判断准则; 二是基于最大位移和能量双重标准所建立的倒塌破坏判断准则; 三是基于刚度所建立的倒塌破坏准则。这三类倒塌判断准则对于结构非线性时程分析来说都有一定的缺陷。所以本文采用我国新实行的建筑结构抗倒塌设计规范 (CECS 392:2014) 第 5.4.2 作为钢筋混凝土框架结构倒塌破坏的判断准则^[4]。

2 模型设计

分别按照新旧规范在各设防烈度下设计层数不同的钢筋混凝土框架结构。场地类别为 II 类场地, 按第 2 设计地震分组、丙类建筑结构来设计。

结构平面图如图 2 所示, 为具有代表性的内廊式平面布置, 学校、宿舍、医院多为此类布置。恒荷载标准值取 6 kN/m², 房间活荷载标准值取 2 kN/m², 屋面恒荷载取 7 kN/m², 活荷载取 0.5 kN/m²。结构每层层高为 3.3 m, 梁柱混凝土等级为 C30, 梁柱纵筋配筋种类为 HRB400, 对中间一榀框架进行设计分析, 按照我国现行的抗震设计规范进行设计, 梁柱截面如表 2 所示, 配筋分别由 PKPM2005 和 PKPM2010 软件计算得出, 图 3 给出了按新旧规范设计的 6 层框架在设防烈度分别为 6°、7°、8°和 9°的配筋图。新规范中对框架柱的最小配筋率有所提高, 而且由于弯矩和剪力增大系数的变化以及钢筋强度等因素的改变, 致使新规范下设计的框架结构梁柱配筋量增大。

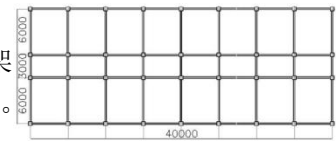


图 2 结构布置
Fig.2 The layout of structures

结构平面图如图 2 所示, 为具有代表性的内廊式平面布置, 学校、宿舍、医院多为此类布置。恒荷载标准值取 6 kN/m², 房间活荷载标准值取 2 kN/m², 屋面恒荷载取 7 kN/m², 活荷载取 0.5 kN/m²。结构每层层高为 3.3 m, 梁柱混凝土等级为 C30, 梁柱纵筋配筋种类为 HRB400, 对中间一榀框架进行设计分析, 按照我国现行的抗震设计规范进行设计, 梁柱截面如表 2 所示, 配筋分别由 PKPM2005 和 PKPM2010 软件计算得出, 图 3 给出了按新旧规范设计的 6 层框架在设防烈度分别为 6°、7°、8°和 9°的配筋图。新规范中对框架柱的最小配筋率有所提高, 而且由于弯矩和剪力增大系数的变化以及钢筋强度等因素的改变, 致使新规范下设计的框架结构梁柱配筋量增大。

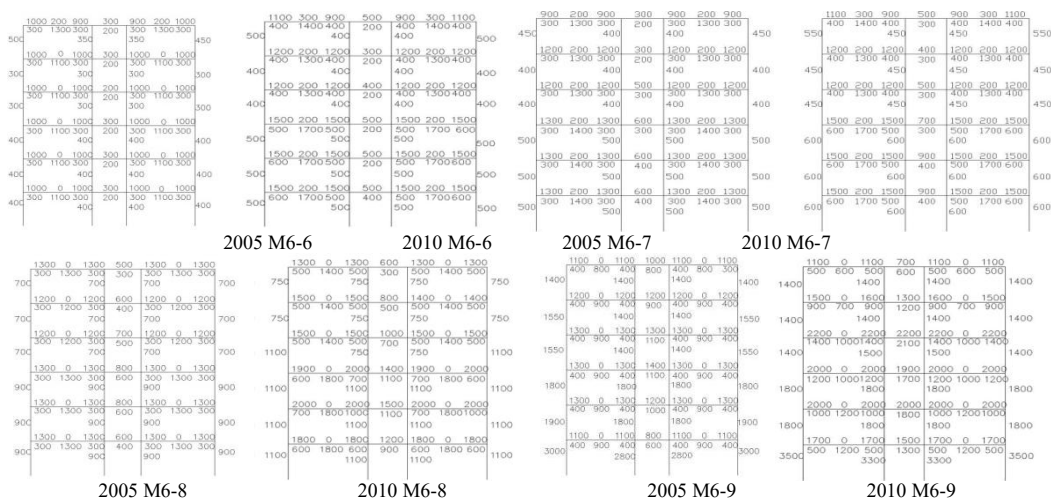


图 3 新旧规范下 6 层框架结构配筋

Fig.3 Reinforcements of frame structures with 6 layers under the new and old codes

本结构层高为 3.3 m, 6 层结构总层高 19.8 m (小于 24 m), 所以在 6、7、8、9°区按照规范规定的抗震等级为四、三、二、一级设计。在 6°和 7°设防区, 轴压比为柱截面尺寸的主要控制因素,

竖向荷载对结构稳定性起控制作用, 6°区的轴压比限值从旧规范中规定的 1.05 降低到了 0.90, 7°区的轴压比限值从 0.9 降低到了 0.85, 提高了结构的抗倒塌能力, 对于 6°区和 7°区的柱端弯矩增大系数均提高了 0.2, 柱剪力增大系数均提高了 0.1, 即提高了柱截面配筋面积, 提升了结构的抗震性能。

对于 8°区和 9°区的框架结构, 层间位移角是柱截面尺寸的主要控制因素, 水平地震作用对结构稳定性起控制作用。新旧抗震设计规范对框架结构的弹性层间位移角限值均为 1/550。抗震等级为二级的 8°区和抗震等级为一级的 9°区其柱端弯矩增大系数均提高了 0.3, 柱剪力增大系数提高了 0.1, 即提高了柱截面配筋面积, 提升了结构的抗震性能。

表 1 选取地震波

Table 1 Selection for earthquake wave

编号 NO.	名称 Name	地震台 Earthquake station	PGA (cm/s ²)
1	ELCENTRO	EL Centro Array #9	341
2	LANZHOU	LANZHOU	196.2
3	TAFT	Hayward CsuH Stadium	175.9

表 2 模型编号及截面尺寸

Table 2 Pattern number and cross-section sizes

层数 Layer	设防烈度 Intensity	编号 NO.	边梁 Side beam	中梁 Central beam	柱 Column
6	6	M6-6	200*450	200*400	1~3 层 400*400 4~6 层 300*400
	7	M7-6	200*450	200*400	1~3 层 400*400 4~6 层 300*400
	8	M8-6	250*600	300*600	1~3 层 600*600 4~6 层 400*600
	9	M9-6	250*600	300*600	1~3 层 800*800 4~6 层 600*800

3 分析结果

先对 6 层框架结构进行静力弹塑性分析, 对新旧规范设计的框架结构抗震性能的变化进行简单对比, 分析结果如图 4 所示。

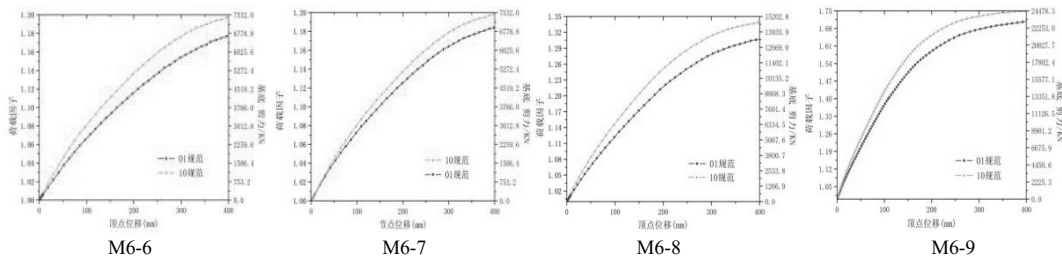


图 4 荷载位移曲线

Fig.4 The displacement curves of loads

通过图中曲线对比发现, 按新规范设计的结构在承载力和变形能力等方面还是有较明显提升, 在新规范中充分考虑了框架柱端的箍筋约束效应, 对混凝土本构关系的影响如表 3 所示。

表 3 箍筋效应影响

Table 3 The influence of stirrup effect

无约束混凝土 Concrete without stirrup		箍筋约束混凝土 Concrete with stirrup	
应力 Stress	应变 Strain	应力 Stress	应变 Strain
-0.0298	-0.002	-0.0376	-0.00452
增大系数		1.12	1.47

在基于 SAP2000 的分析平台上采用弹塑性时程分析来得到所设计各个模型的层位移和层间位移角, 如表 4 至表 11 所示。

表 4 新旧规范下在 6°设防烈度区结构层间位移角

Table4 Displacement angle between structure layers at 6° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层间位移角 Maxi displacement angle between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	1/428	1/385	1/390	1/496	1/435	1/457
5	1/267	1/246	1/247	1/311	1/275	1/295
4	1/272	1/190	1/251	1/312	1/216	1/303
3	1/335	1/203	1/281	1/393	1/228	1/345
2	1/346	1/186	1/273	1/411	1/218	1/331
1	1/583	1/286	1/443	1/696	1/337	1/545

表 5 新旧规范下在 6° 设防烈度区结构层位移

Table 5 Displacement between structure layers at 6° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	49.5	75.6	53.5	42.5	67.6	43.9
5	44.6	70.0	59.6	38.3	62.0	40.2
4	36.0	59.4	42.3	30.6	51.9	34.5
3	24.8	44.8	30.9	20.9	38.2	25.3
2	15.1	29.1	19.4	12.7	24.9	15.9
1	5.7	11.5	7.4	4.7	9.8	6.1

表 6 新旧规范下在 7° 设防烈度区结构层位移角

Table 6 Displacement angle between structure layers at 6° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	1/195	1/202	1/196	1/214	1/218	1/214
5	1/125	1/106	1/120	1/136	1/116	1/129
4	1/131	1/90	1/100	1/149	1/96	1/113
3	1/155	1/119	1/105	1/170	1/123	1/119
2	1/148	1/114	1/96	1/165	1/117	1/110
1	1/222	1/176	1/140	1/256	1/178	1/160

表 7 新旧规范下在 7° 设防烈度区结构层位移

Table 7 Displacement between structure layers at 7° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	101.0	134.9	137.0	93.3	129.3	121.4
5	93.9	122.0	130.2	86.3	118.1	115.2
4	79.5	102.1	114.7	72.1	98.5	101.1
3	57.4	74.3	87.0	51.6	72.1	76.3
2	37.0	47.3	57.0	32.4	46.5	50.0
1	14.8	18.7	23.4	12.9	18.5	20.5

表 8 新旧规范下在 8° 设防烈度区结构层位移角

Table 8 Displacement angle between structure layers at 8° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	1/150	1/404	1/136	1/156	1/430	1/147
5	1/94	1/261	1/84	1/96	1/277	1/90
4	1/77	1/222	1/78	1/81	1/236	1/84
3	1/89	1/274	1/114	1/92	1/283	1/117
2	1/97	1/296	1/132	1/100	1/306	1/134
1	1/177	1/560	1/227	1/184	1/584	1/254

表 9 新旧规范下在 8° 设防烈度区结构层位移

Table 9 Displacement between structure layers at 8° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	172.1	58.6	163.8	170	55.8	156.4
5	156.0	52.2	140.0	153.5	49.5	134.3
4	128.1	41.4	103.0	125.1	40.2	100.3
3	88.9	28.9	65.8	86.5	28.0	65.0
2	52.3	16.9	37.8	50.9	16.3	37.5
1	18.5	5.9	14.5	17.9	5.6	13.0

表 10 新旧规范下在 9° 设防烈度区结构层位移角

Table 10 Displacement angle between structure layers at 9° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	1/193	1/397	1/264	1/199	1/390	1/280
5	1/110	1/253	1/157	1/113	1/265	1/162
4	1/75	1/155	1/102	1/77	1/164	1/104
3	1/74	1/132	1/94	1/75	1/140	1/96
2	1/83	1/146	1/111	1/85	1/154	1/114
1	1/182	1/312	1/253	1/188	1/326	1/263

表 11 新旧规范下在 9° 设防烈度区结构层位移

Table 11 Displacement between structure layers at 9° fortification intensity area under the new and old codes

层数 Layers	最大层位移 Maxi displacement between layers					
	2001 规范 Code in 2001			2010 规范 Code in 2010		
	Elcentro	Lanzhou	Taft	Elcentro	Lanzhou	Taft
6	185.0	97.7	142.1	180.4	92.5	138.8
5	167.9	91.2	130.3	164.1	86.2	127.4
4	138.3	79.2	109.6	135.1	74.9	107.3
3	102.0	58.0	77.3	98.9	54.9	75.7
2	57.7	33.0	42.3	56.0	31.5	41.4
1	18.1	10.6	13.0	17.6	10.1	12.5

从上面表中可以看出,随着设防烈度的提升,结构的层间位移角和层间位移为增大的趋势,不同设防烈度的框架结构的层间位移角均没有超出规范规定的弹性层间位移角 1/50 的限值,说明按照新旧规范设计的结构在遭遇罕遇地震时,抗震性能可以满足要求。在不同地震波的作用下,6 度和 7 度设防区的薄弱层大概在 4 层 5 层,8 度设防区的薄弱层基本集中在 4 层,9 度设防区的薄弱层在位于 3 层。对比新旧规范,按照新版抗震规范设计的结构在各设防烈度区的层位移和层间位移角都是比旧规范中有所减小。

图 5 为用 ELCENTRO 波进行时程分析时塑性铰的出铰状况,可以看出新规范设计的结构仍然是在柱端先出现塑性铰,不能达到“强柱弱梁”的要求,虽然新规范降低了框架柱限值,提高了柱端弯矩增大系数和柱截面最小尺寸,但这些改动对实现“强柱弱梁”的目标效用并不明显,由于设计过程中的一些因素也可能增大了梁端设计弯矩,易造成梁端截面钢筋“超配”的现象,更加难以实现“强柱弱梁”的设计目标。

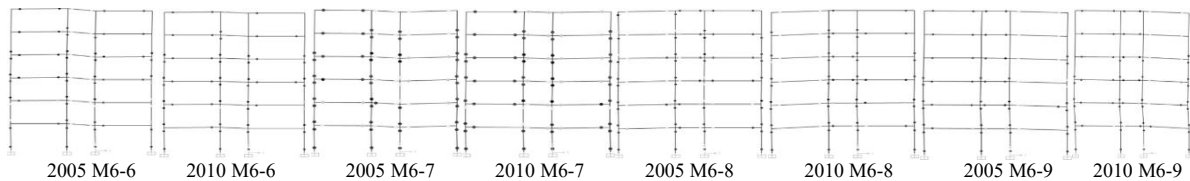


图 5 塑性铰出铰情况

Fig.5 The situations of plastic hinges

4 结论

在基于 SAP2000 的弹塑性分析平台上,分别按照《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5,6]对不同延性的 RC 框架结构在不同设防烈度下进行了弹塑性时程分析,通过对比新旧规范设计的结构遭遇罕遇地震时的层间位移角和层位移,分析了各 RC 框架模型的抗倒塌性能,分析结果表明:

(1) 新规范设计的框架结构确实有效的提高了结构的抗倒塌能力,相比旧规范的提升在层位移变化上体现的较为明显。按照现行规范设计的结构,在大震作用下,结构层间位移角没有超过规范规定的限值,基本可以达到“大震不倒”的设防目标。

(2) 随着设防烈度的提高,框架结构的薄弱层是随之降低的,在对高设防烈度区的结构进行抗震设计时,需要着重考虑低楼层的变形状况。

(3) 虽然新版抗震规范在提升框架柱承载力方面做了改变,但从塑性铰发展状况来看,这些改动对结构实现“强柱弱梁”的抗震要求并不显著,要想达到“强柱弱梁”的构造要求,还有待进一步改善结构的设计。

参考文献

- [1] 施 炜,叶列平,陆新征,等.不同抗震设防 RC 框架结构抗倒塌能力研究[J].工程力学,2011,28(3):41-48
- [2] 叶列平,曲 哲,陆新征,等.提高建筑结构抗地震倒塌能力的设计思想与方法[J].建筑结构学报,2008,29(4):42-50
- [3] 中国工程建设标准化协会.CECS392:2014 建筑结构抗倒塌设计规范[S].北京:中国计划出版社,2014
- [4] 叶 飞.基于 OpenSEES 的 RC 框架结构抗地震倒塌性能分析[D].长沙:湖南大学,2011
- [5] 中国工程建设标准化协会.GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2001
- [6] 中国工程建设标准化协会.GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010