

[文章编号] 1002-8412(2006)01-0018-07

高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的研究

叶列平, Asad U Q, 马千里, 陆新征/清华大学土木工程系; 清华大学结构工程与振动教育部重点实验室

[摘要] 本文针对钢筋混凝土框架结构,在柱中配置高强钢筋作为纵筋,以实现结构抗震破坏机制和性能的控制,并利用其弹性恢复特性,减小结构震后的残余变形。论文采用弹塑性时程分析方法,通过普通配筋和高强配筋的两个 3 层框架结构的地震响应分析,研究了高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的效果,及其地震响应和震后残余变形。研究结果表明,采用高强钢筋配筋后,不仅提高了框架结构整体抗震承载力,而且完全避免了出现柱铰屈服机制,并且地震后结构具有很小的残余变形,结构的损伤仅发生于框架梁端,有利于震后的加固修复。

[关键词] 抗震;高性能钢筋;框架结构;被动控制;破坏机制;残余变形

[中图分类号] TU375.4 [文献标识码] A

Study on Failure Mechanism and Seismic Performance of Passive Control RC Frame against Earthquake

Ye Lie-ping, Asad U Q, Ma Qian-li, Lu Xin-zheng/Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China; Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing 100084, China

Abstract: To achieve better structural performance during earthquake and to minimize rehabilitation and strengthening costs after seismic event is the main objective of the earthquake resistant design. With the invention of the high performance materials and their introduction to the structures, the failure mechanism and seismic performance, especially the residual deformation, can be improved. The Passive Control RC Frame (PF) reinforced with high strength reinforcements in columns are investigated with nonlinear time history analysis method in this paper. It is found that the high strength reinforcements not only provides the RC frame more resistance against lateral earthquake loadings but also reduced the residual displacements after going through dynamic event. And the use of high performance steel in columns can prevented the critical column base sections from yielding and totally eliminated the possibility of soft story failure mechanism. Moreover the strengthening and rehabilitation demands reduced and required only at the beam end sections. With the absence of total collapse mechanism, it is envisaged that the use of PF would yield safer structures and the potential danger of complete demolition can be reduced.

Keywords: earthquake; high performance steel; RC frame; passive control; failure mechanism; residual deformation

1 引言

在罕遇地震作用下,传统材料结构难以避免的会进入塑性阶段。尽管通过合理的抗震设计可以使结构具有足够的延性能力,避免结构的倒塌,但塑性变形的发展依然意味着结构的损伤和损坏,并且由于塑性变形的不可恢复性,震后残余变形大,给震后加固修复带来极大的困难。此外,尽管人们已经意

识到合理的结构破坏机制对结构抗震具有重要意义,如框架结构强调按“强柱弱梁”原则进行设计,但由于地震作用具有极大的不确定性和传统材料的低强度特性,在罕遇地震下也难以实现所预期的“强柱弱梁”合理破坏机制。

事实上,对于按“强柱弱梁”设计的框架结构,柱底塑性铰是难以避免的^[1],如图 1。尽管首层柱底塑性铰的出现不会导致结构倒塌,但由于较大的残余变形和柱底塑性铰的严重损坏,给震后修复带来巨大困难。由于结构构件承载力的不确定性和地震作用的随机性,上部框架柱顶部超过其抗弯承载力的可能性也会存在,就会形成如图 2 所示的柱铰破坏机制。

[收稿日期] 2005-11-22

[基金项目] 高等学校博士学科点专项科研基金资助课题 (20040003095)
教育部科技创新工程重大项目培育资金项目资助 (704003)

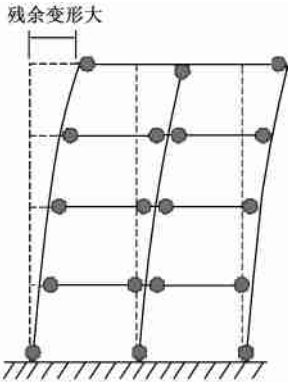


图 1 普通框架的强柱弱梁破坏机制

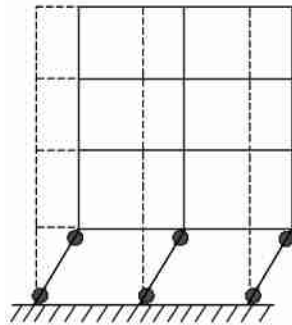


图 2 软弱首层破坏机制

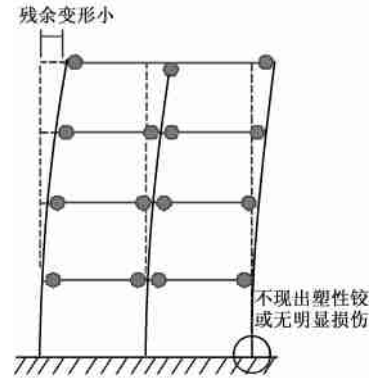


图 3 合理强柱弱梁破坏机制

随着现代社会经济的发展,对结构的抗震性能有了更高的要求,不仅要求避免结构在地震作用下倒塌,还要尽可能减少震后对结构进行加固修复,尽快恢复结构的使用功能。另一方面,近年来材料技术有了极大的发展,高强和高性能材料在工程结构中逐渐得到推广应用。因此,基于传统材料结构所形成的结构抗震设计理念也应随之更新。现今的利用结构塑性变形能力抵御地震作用、避免结构倒塌的抗震设计理念(以下简称“基于延性的抗震设计理念”),是在当时材料强度不高的情况下经过震害经验总结和长期的研究形成的。基于延性的抗震设计理念,对于普通强度材料的结构是十分合理的。然而,若将“延性”理念简单的引申到高强材料结构,则会导致“由于高强材料延性较小而不适合抗震结构”的错误结论。如果人们在早期就具有价廉的高强材料,可能现在的抗震设计方法就是“基于反应谱的弹性设计理论”。事实上,现今的结构抗震理论研究表明,结构的延性及其在地震作用下所产生的滞回耗能相当于增加了结构的阻尼^[2]。阻尼具有减小结构动力响应的作用,即将结构的动能以阻尼耗能形式转化掉,从而使得结构的振动逐渐减小。因此,对于高强材料结构,只要结构具有足够的阻尼耗能能力,同样可以抵御地震作用,并且可以预计结构损伤会更小,因为高强结构材料在地震作用下基本仍处于弹性范围。而且由于高强材料具有弹性范围大的特性,高强材料结构不会出现传统材料结构在地震作用下由于塑性形成机制的不确定性导致结构破坏机制和抗震性能的不确定性,更有利于结构的破坏机制和性能的控制。

对于高强材料在抗震结构中的应用已有一些研究^[3-8]。本文以钢筋混凝土框架结构为例,在柱中

用高强钢绞线代替传统普通钢筋,利用其高强弹性性能,以期避免出现首层柱底塑性铰,实现图 3 所预期的合理结构破坏机制,并使结构地震响应更易评估,抗震性能易于控制,且结构震后残余变形小,震后修复更为简便。该文采用弹塑性时程分析方法,通过普通配筋和高强配筋的两个 3 层框架结构的地震响应的对比分析,研究了高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的效果,及其地震响应大小和震后残余变形。

2 分析模型与分析方法

分析模型采用图 4 所示三层单跨框架,跨度 4.8m,一层层高 3.6m,其余层高 3.0m,梁柱截面尺寸及荷载分布(分析中计入框架自重)如图 4 所示,图中还注明了框架梁柱端控制截面的编号。结构分析采用 MSC.MARC 的二维有限元模型,截面属性通过纤维模型 THUFIBER(基于 MSC.MARC 用户自定义子程序 UBEAM 编写)^[9]定义,每个截面都分为 64 根混凝土纤维和 4 根钢筋纤维,钢筋纤维分布在截面四角(见图 5)。在构件长度方向,划分为若干段单元,为了提高计算精度,在梁柱端塑性铰区域单元长度取 100mm,其余部分单元长度取 300mm。计算分析表明,这种截面纤维划分和单元划分已满足计算精度和收敛要求。

结构的非线性属性通过定义材料的单轴应力应变关系来确定,钢筋采用理想弹塑性模型,混凝土则采用原点指向性模型。两种材料的应力应变曲线及滞回模型分别如图 6 和图 7 所示。因混凝土受拉对结构的承载力和抗震性能影响很小,分析中予以忽略。同时,计算分析中假定钢筋与混凝土完全粘结,并认为梁柱构件满足强剪弱弯要求,节点满足强连接弱构件的要求,忽略剪切变形和节点变形的影响。

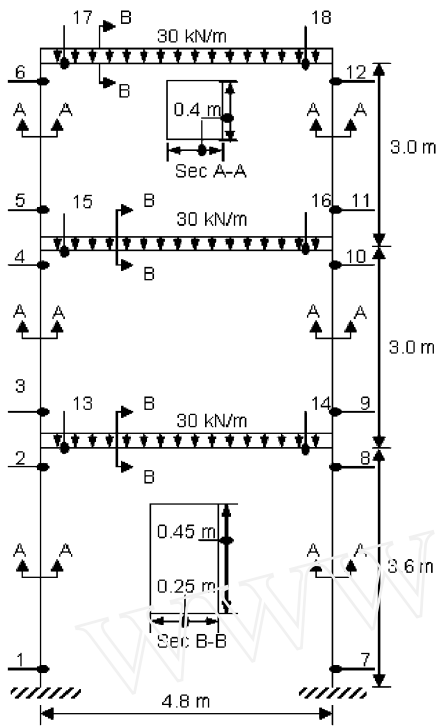


图4 结构几何参数与荷载

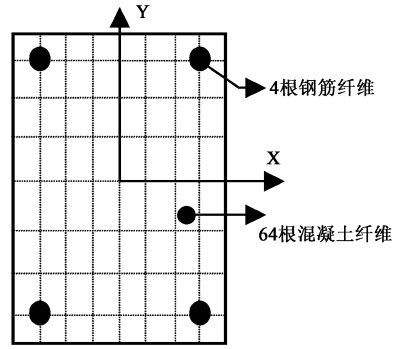


图5 截面离散化示意

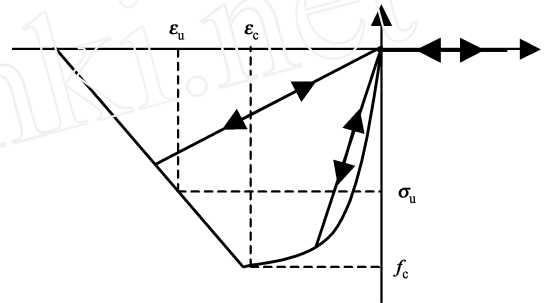


图6 混凝土纤维应力应变曲线

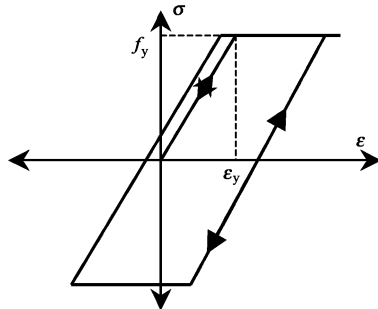


图7 钢筋理想弹塑性模型

分别对两个结构的抗震性能进行了对比分析研究,一个普通钢筋混凝土框架,梁柱纵筋均采用HRB400级钢筋,记为OF框架(强柱弱梁系数1.2);另一个是在OF框架基础上,将框架柱中的纵筋全部按等截面原则替换成强度为1860MPa的高强钢绞线,记为PF框架。两个框架的混凝土相同,其参数见表1。两个框架的梁柱均采用对称配筋,框架所用钢筋材料参数及配筋情况分别见表2和表3。尽管实际1860MPa的高强钢绞线的应力应变曲线并非为图7所示的理想弹塑性模型,但从本文以下分析结果可知,在同样强度地震作用下,框架柱中配置的高强钢绞线并未达到屈服。

表1 混凝土参数表

项目	梁	柱
峰值抗压强度 (MPa)	30	40
极限抗压强度 (MPa)	15	20
峰值压应变 ϵ_c	0.002	0.002
极限压应变 ϵ_u	0.004	0.004
弹性模量 (GPa)	30	30

表2 钢筋参数表

框架	屈服强度 (MPa)		屈服应变	
	梁	柱	梁	柱
OF	400	400	0.002	0.002
PF	400	1860	0.002	0.0093

表3 OF和PF梁柱配筋率

位置	梁	柱
	配筋率 $A_s/(b \times h)$	配筋率 $A_s/(b \times h)$
一层柱和二层楼板处梁	0.015	0.018
二层柱和三层楼板处梁	0.015	0.015
三层柱和四层楼板处梁	0.009	0.015

分别对两个框架采用弹塑性时程分析方法进行地震动力响应分析。地震输入选用 Northridge 地震波(Northridge (01/17/94)),并将其峰值调整成五种大小,从 0.2g 到 0.6g 每隔 0.1g 取值一次,以便于比较结构在不同强度地震输入下两种结构的动力响应、损伤状况和结构性能。框架一阶基本频率为 2.079Hz,即一阶周期为 0.48s。框架前两阶振型阻尼比都设为 5%,并由此确定瑞利阻尼的质量阵和刚度阵的系数。

3 计算结果分析

在不同强度地震作用下梁柱端控制截面处的混凝土和钢筋纤维最大应变值如表 4 所示,静力弹塑性分析所得控制界面的各应变值如表 5 所示,这些数据可以用来反映框架的损伤程度。两种框架在不

同地震输入下的动力响应,包括各层最大层间位移以及框架顶层侧向位移、各层最大层间位移、各层最大加速度值以及各层残余变形值。下面将对计算结果进行详细分析讨论。

3.1 控制截面状态和破坏机构

当地震输入峰值为 0.3g 时,由表 4 结果可知,OF 框架在首层柱底 1 号和 7 号截面以及框架梁端 14 号和 16 号截面出现了钢筋屈服,而 PF 框架仅在框架梁端 14 号和 16 号截面处出现钢筋屈服,两种框架在 14 号和 16 号截面的屈服程度相近。图 8(a)中给出了两种框架的塑性铰位置示意。需要注意的是,此时各控制截面的混凝土应变都没有达到 0.002 的设计应变。尽管两种框架都有一定程度的损伤,但 PF 框架没有出现柱端塑性铰,所受损伤较小。

表 4 OF 和 PF 的钢筋最大拉伸应变和混凝土受压应变值

地震峰值 (g)	截面号	钢筋最大拉伸应变		混凝土受压应变	
		OF	PF	OF	PF
0.3	柱 1	0.0022	< y	< c	< c
	柱 7	0.0033	< y	< c	< c
	梁 14	0.0085	0.0086	< c	< c
	梁 16	0.0027	0.0028	< c	< c
0.4	柱 1	0.0071	< y	< c	< c
	柱 7	0.0095	< y	< c	< c
	梁 13	0.0043	0.0073	< c	< c
	梁 14	0.0160	0.0170	0.0022	0.0023
梁 16	0.0075	0.0088	< c	< c	
0.5	柱 1	0.0098	< y	< c	< c
	柱 4	0.0030	< y	< c	< c
	柱 7	0.0120	< y	< c	< c
	梁 13	0.0085	0.0095	< c	< c
	梁 14	0.0200	0.0210	0.0025	0.0027
	梁 15	0.0023	< y	< c	< c
	梁 16	0.0100	0.0130	< c	< c
梁 18	0.0027	0.0032	< c	< c	
0.6	柱 1	0.0140	< y	< c	< c
	柱 3	0.0021	< y	< c	< c
	柱 4	0.0067	< y	< c	< c
	柱 7	0.0200	< y	0.0032	< c
	柱 10	0.0022	< y	< c	< c
	梁 13	0.0130	0.0140	< c	< c
	梁 14	0.0280	0.0250	0.0037	0.0031
	梁 15	0.0050	0.0059	< c	< c
	梁 16	0.0140	0.0160	< c	0.0022
梁 18	0.0039	0.0056	< c	< c	

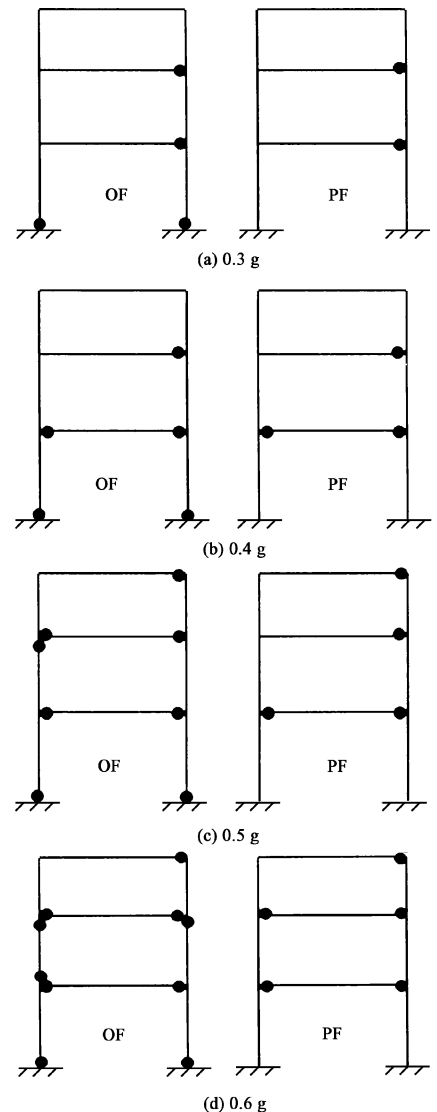


图 8 框架塑性铰示意图

表5 静力弹塑性分析的钢筋最大拉伸应变和混凝土受压应变值

截面号	钢筋最大拉伸应变		混凝土最大受压应变	
	OF	PF	OF	PF
1	0.020	< y	< c	< c
4	0.008	< y	< c	< c
7	0.026	< y	0.0036	< c
10	0.0022	< y	< c	< c
13	0.011	0.0069	< c	< c
14	0.043	0.036	> u	> u
16	0.021	0.0022	0.0025	0.0026
18	0.0042	0.0058	< c	< c

当地震输入峰值为 0.4g 时,OF 框架首层柱端 1、7 号截面和框架梁端 13、14 和 16 号截面都已屈服,且首层柱底的 1 号和 7 号柱截面钢筋应变已达钢筋屈服应变 y ($= 0.002$) 的 3 到 4 倍,而梁端 14 号截面钢筋最大应变已达到了钢筋屈服应变的 8 倍,因此 OF 框架在峰值 0.4g 地震作用下已产生较大的塑性变形,震后修复难度已较大。而对于 PF 框架,框架柱端钢筋均未屈服,仅有 13、14 和 16 号梁端截面屈服,未形成倒塌机构,结构基本可修。两种框架的塑性铰位置如图 8(b) 所示。

当地震输入峰值为 0.5g 时,OF 框架的首层柱底 1 号和 7 号截面已经严重屈服,最大钢筋应变已经达到屈服应变的 5 至 6 倍,第二层柱顶 4 号截面钢筋应变也已超过钢筋屈服应变值。从图 8(c) 中 OF 框架的塑性铰位置和数量可以明显看出,如果地震再稍大一些,整个框架就会发生柱铰屈服机构而产生倒塌。而 PF 框架在该水平地震作用下仍然只有框架梁端 13、14、16 和 18 号截面钢筋屈服,最大钢筋应变在 14 号截面处,应变值与 OF 框架大致相同,由此可以看出,PF 框架的屈服变形和受力情况就明显优于 OF 框架。

从前述分析可知,OF 框架在地震动强度达到 0.5g 时已接近倒塌,但为了对 PF 框架的抗侧力性能有更好的了解,本文进一步计算了地震峰值为 0.6g 时框架的动力响应,所得结果更加显示了 PF 框架的优越性。当地震峰值达到 0.6g 时,PF 框架的底层柱端 1 号和 7 号柱截面依然没有屈服,结构损伤仍集中在梁端,分别是一层顶部的 13、14 号梁截面,二层顶部的 15、16 号截面以及三层顶部的 18 号梁截面,塑性铰位置如图 8(d) 所示,可见没有出

现破坏机构。而 OF 框架,由于多处梁柱端出现塑性铰(见图 8(d)),框架已形成柱铰破坏机构,已无修复的可能。这也验证了即使在按强柱弱梁进行设计的情况下,由于地震作用的不确定性,仍然会导致普通材料框架结构难以避免地出现柱铰破坏机构的现象。

3.2 位移响应

钢筋混凝土框架弹塑性层间位移角限值,我国建筑抗震规范规定为 2%,国外规范如 EC8 1994^[10]; UBC1997^[11],层间位移角限值从 1.5% 到 2.5% 不等。

本文两个框架在不同地震强度作用下各层最大层间位移和顶层最大位移响应如表 6 所示,都满足规范要求。从图表中可以看出,当地震输入峰值达到 0.3g 时,OF 框架和 PF 框架各层的最大层间位移和顶点最大位移很相近。

表6 OF和PF框架在不同地震强度下的位移响应

地震强度 PGA(g)	框架	最大层间位移角 (%)			最大楼层位移 (mm)			最大顶点 位移角 (%)
		2层	3层	4层	2层	3层	4层	
0.3	OF	0.68	0.83	0.54	24	49	65	0.68
	PF	0.68	0.83	0.54	24	49	65	0.68
0.4	OF	0.98	1.10	0.71	35	66	87	0.90
	PF	0.92	1.13	0.70	33	67	87	0.91
0.5	OF	1.22	1.31	0.84	44	81	104	1.08
	PF	1.10	1.40	0.85	39	82	107	1.12
0.6	OF	1.63	1.59	0.92	59	105	130	1.20
	PF	1.20	1.62	1.01	43	91	121	1.26

当地震输入峰值达到 0.4g 时,两种框架的顶层最大层间位移值依然相近,OF 框架的一层层间位移比 PF 大,而二层则比 PF 框架小,这是由于 OF 框架楼层变形的剪切成分较大一些,而 PF 框架楼层变形的弯曲成分较大一些。PF 框架第三层的层间位移比 OF 框架稍大一些,这也说明了 PF 框架楼层变形的弯曲成分稍大一些,但两种框架的顶点位移基本一致。

当地震输入峰值达到 0.5g 时,OF 框架的底层层间位移已经达到了 1.22%,而 PF 框架只有 1.10%。PF 框架上面两层的层间位移虽然略大于 OF 框架,但是仍然满足规范层间位移限值的要求,而两种框架的最大顶点位移依然基本一致。

当地震输入峰值达到 0.6g 时,OF 框架的底层层间位移仍然比 PF 框架大,而 PF 框架上面两层层间位移则比 OF 框架大,同时两者的最大顶点位移还是基本一致。

值得一提的是,由于 PF 框架结构呈现一定程度的弯曲变形特征,使得上部楼层的梁比以剪切变形为主的 OF 框架具有更大的塑性变形滞回耗能能力。两种框架之所以最大顶点位移相近,是由于 OF 框架柱也出现较多的塑性铰,结构总体耗能较大,使得两个框架的总耗能能力相近。但 PF 框架结构的

耗能主要集中于框架梁,而 OF 框架结构柱的塑性耗能却占该结构塑性耗能的主要部分,加重 OF 结构的损伤程度。

图 9 为两种框架最大楼层位移响应的对比,进一步表明了以上结果。

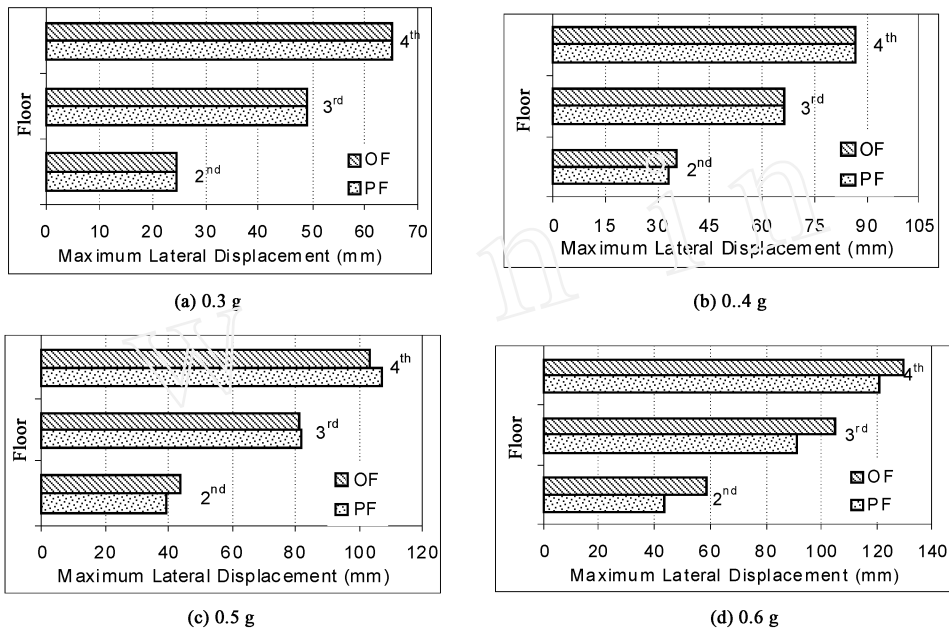


图 9 OF 和 PF 在不同地震强度下楼层侧移

3.3 加速度反应

地震加速度响应是引起楼层地震惯性力的主要原因,也是导致结构内部设备和设置等损坏的主要原因^[13]。两种框架的最大楼层加速度响应见表 7。当地震峰值为 0.3g 时,两种框架的最大楼层加速度都出现在第 4 层,但差别不大。当地震峰值增加为

0.4g 时,两者最大楼层加速度在第 3 层楼板处略有差别。随着地震峰值的继续增大,PF 框架下部两层的最大楼层加速度都比 OF 框架略大,但 PF 框架的顶层加速度响应反而小于 OF 框架,这是由于 OF 框架底层柱产生了较大的不可恢复残余变形,使得 OF 框架以残余变形为基准作往复振动(见图 11)。

表 7 OF 和 PF 框架的楼层加速度响应

地震强度 PGA (g)	框架	最大楼层加速度 (m/s ²)		
		2 层	3 层	4 层
0.3	OF	3.43	5.32	6.43
	PF	3.43	5.34	6.42
0.4	OF	4.40	6.40	8.00
	PF	4.40	6.70	7.90
0.5	OF	4.80	6.90	9.30
	PF	5.10	7.80	9.20
0.6	OF	5.20	7.80	10.2
	PF	5.90	8.80	10.1

表 8 OF 和 PF 框架的残余变形

地震强度 PGA (g)	框架	残余变形 (mm)		
		2 层	3 层	4 层
0.3	OF	1.20	3.10	3.70
	PF	0.80	2.60	3.20
0.4	OF	6.60	12.6	15.2
	PF	1.80	6.90	9.60
0.5	OF	10.1	20.2	24.8
	PF	1.90	9.00	13.8
0.6	OF	17.6	34.5	41.0
	PF	1.80	10.5	17.9

3.4 结构残余变形

尽管在有些情况下,柱端塑性铰不会对结构安全产生威胁,但却加大了修复难度,而结构自身复位性能也丧失,且增加了结构形成破坏倒塌机构的可能性。

地震峰值为 0.6g 时,两个框架的残余变形计算结果见图 10。从结果中可以看出 PF 框架的震后残

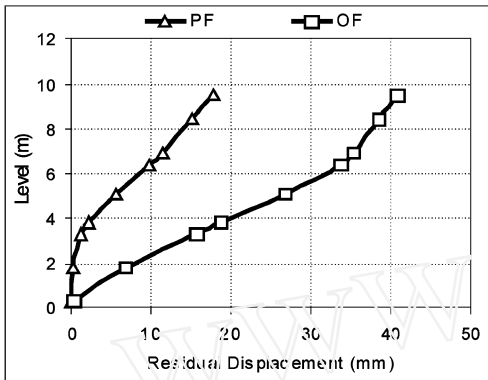


图 10 OF 和 PF 沿层高残余变形比较图(0.6g)

余变形较小,而 OF 框架由于首层柱底截面屈服使得底层层间位移比 PF 框架大很多,也使得上部楼层楼板处的残余变形明显大于 PF 框架。从图 11 位移时程分析结果可以看到,OF 框架在地震时偏离初始位置而无回复迹象,从而导致 OF 框架产生了较大的残余变形,见图 11。

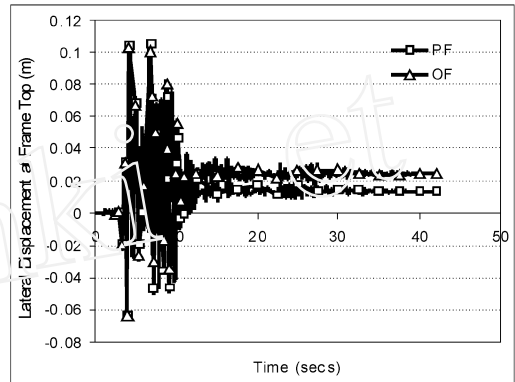


图 11 OF 和 PF 顶层侧移时程比较图(0.5g)

4 结论

采用高强度钢筋配筋的混凝土框架结构不仅能提高结构的抗侧承载能力,而且可以减小结构在震后的残余变形,结构的地震响应则和普通框架基本一致。因此,柱中采用高性能钢筋不仅提高了柱底控制截面的屈服水平,而且减小了结构出现软弱首层破坏的可能性,同时由于结构的加固维修仅需要在梁端进行,因而维修费用也大大减少。PF 框架可以避免结构形成完全倒塌机构,因此它的推广应用将会大大减小结构倒塌的潜在威胁,使未来的结构更加安全可靠。

需要注意的是,当实际地震超过抗震设防水平时,普通框架所剩的承载力富裕度就很小,有可能因为柱截面屈服过度而引起结构倒塌,而采用高性能钢筋后的框架则可避免这种可能性。

本文通过一榀三层单跨 PF 框架的计算分析,对其性能进行了深入研究,并同时比较了 PF 框架与 OF 框架的异同。通过分析比较,得到以下结论:

- (1) PF 框架在大震下有较大的抗侧承载力。
- (2) PF 框架可以避免框架柱形成塑性铰,避免倒塌机构的形成。
- (3) PF 框架的复位性能优于 OF 框架,可以减小框架震后残余变形,易于震后加固与修复。
- (4) PF 框架的动力响应与 OF 框架基本相同。

参考文献:

- [1] Paulay T and Priestley MJ N. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings[M]. John Wiley and Sons Inc. , 98-106. 1992.
- [2] 柴田明德著.最新抗震构造解析[M].森北出版株式会社,1981.
- [3] Priestley MJ N, Sritharan S S and Conley J R. Preliminary Results and Conclusions from PRESSS Five-Storey Precast Concrete Test Building[J]. PCI Journal , Nov.-Dec. , 42-67, 1999.
- [4] El-sheikh M T, Sause R and Pessiki S. Seismic Behavior and Design of Unbonded Post Tensioned Pre Cast Concrete Frames[J]. PCI Journal , May-June , 54-71, 1999.
- [5] Kurama Y, Pessiki S and Sause R. Seismic Behavior and Design of Unbonded Post tensioned Precast Concrete Walls [J]. PCI Journal , 1999 , May-June. , 72-89.
- [6] Ricles J M, Sause R and Garlock M M. Post Tensioned Seismic Resistant Connections for Steel Frames[J]. ASCE Journal of Structural Engineering , 127:2 , 113-121, 2001.
- [7] Wael A Zatar and Hiroshi Mutsuyoshi. Residual Displacements of Concrete Bridge Piers Subjected to Near Field Earthquakes[J]. ACI Structural Journal , 99 :6 , 740-749, 2002.

(下转第 30 页)

3.083,且与塔弯耦合;组合结构中为2.9435,且与塔、摩天轮的横弯耦合在一起。

6 结论

慈海桥中采用了新型斜拉桥和摩天轮组合结构,文中介绍了慈海桥的工程概况,分析了斜拉桥的几何非线性因素,分别建立了新型斜拉桥、摩天轮和新型斜拉桥和摩天轮组合结构的三维有限元动力分析模型,并分别进行了模态分析,求得了各自和整体的自振频率,分析了单个结构和整体结构的自振特点,得到了新型斜拉桥和摩天轮组合结构的自振特性:

(1) 新型斜拉桥和摩天轮具有分段密集的频谱,且振型复杂,通常是各种振动耦合在一起。

(2) 由于新型斜拉桥和摩天轮的相互作用,各斜拉桥和摩天轮各自的基本自振频率都较之单独考虑时要低,且出现在相对较高的振型上。

(3) 由于新型斜拉桥和摩天轮组合结构的桥宽约为梁高的20倍,并且塔梁固结对梁有横向约束作

用,使梁的横向刚度较大,因此梁的横弯出现在较高阶的振型上。

(4) 在低阶频率中,摩天轮的振型所占比例较多,而新型斜拉桥占有比例较少,且多数与摩天轮的振动耦合在一起。

参考文献:

- [1] 王应良. 大跨度斜拉桥考虑几何非线性的静、动力分析和钢箱梁的第二体系应力研究[D]. 四川成都:西南交通大学博士学位论文,2000.
- [2] 项海帆. 高等桥梁结构理论[M]. 北京:人民交通出版社,2001.
- [3] 陈偕民,刘青. 考虑非线性效应的斜拉桥静力分析和自振特性分析[J]. 《工程力学》增刊,1996:276-280.
- [4] 闫翔宇. 新型斜拉桥和摩天轮组合结构研究[D]. 天津大学硕士学位论文,2005.
- [5] 叶贵如. 斜拉桥非线性有限元计算和施工过程分析[D]. 浙江杭州:浙江大学博士学位论文,2000.

[作者简介] 王小盾(1968~),女,博士生

[联系地址] 王小盾,天津市南开区鞍山道时代广场A-301(300192)

(上接第24页)

- [8] Kvan W P and Billington S L. Unbonded post-tensioned bridge piers I: monotonic and cyclic analyses[J]. ASCE Journal of Bridge Engineering, 8:2, 92-101,2003.
- [9] Lu X Z, Miao Z W, Huang Y L, Ye L P. Simulation for the Collapse of Concrete Tall Building under Static and Dynamic Load[A]. Proc. MSC Chinese Users' Conference [C],2005.
- [10] European commission for standardization. Design provisions for earthquake resistance of structures [S]. Eurocode 8 (EC8) CEN/TC250/SC8, Brussels, Belgium,1994.

- [11] International Conference of Building Officials (ICBO) Structural engineering design provisions. *Uniform building code*, Vol. 2, Whittier, Calif, 1997.
- [12] Soong T T, Bachman R E and Drake R M. Implication of 1994 Northridge earthquake on design guidelines for nonstructural components[A]. Proc., NEHRP Conf. and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake, Vol. (B) [C]. California Univ. for Research in Earthquake Engineering (CUREe), Richmond, Calif., 441-448,1998.

[作者简介] 叶列平(1960~),男,教授,博导,研究方向为混凝土结构和工程结构抗震

[通信地址] 北京市海淀区清华园清华大学土木系(100084)

告 作 者

1. 为了读者、作者及本刊的权益,请勿一稿多投,否则,后果自负。稿件文责由第一作者负责。
2. 本刊反对抄袭、剽窃,凡抄袭、剽窃他人作品投寄本刊,一经发现,将予公开曝光。
3. 投稿超过三个月未收到编辑部通知,作者有权自行处理稿件,另投他刊前请通知本刊编辑部。
4. 来稿请附第一作者详细信息(包括姓名、出生年、性别、民族、籍贯、学历、职称、研究方向、E-mail)及作者可靠的联系电话。
5. 投寄本刊稿件最好请同行专家予以审阅、把关,以免反复修改,影响稿件的发表时间。