

# 高强配筋剪力墙框—剪结构的地震行为研究

缪志伟<sup>1,2</sup>, 陆新征<sup>1,2</sup>, 叶列平<sup>1,2</sup>, 姚震宇<sup>1,2</sup>

(1.清华大学土木工程系, 北京 100084; 2.清华大学结构工程与振动教育部重点实验室)

**摘要** 在框—剪结构的剪力墙中配置高强钢筋可以显著提高其安全储备, 使得剪力墙在框架之后屈服, 并改变地震剪力的分配规律。本文利用 MSC.Marc 2005 以及清华大学在 MSC.Marc 基础上开发的混凝土纤维模型程序 THUFIBER 和适用于剪力墙结构非线性分析的分层壳墙单元模型, 对高强配筋及普通配筋的两个 8 层钢筋混凝土框—剪结构进行了静力推覆分析和三种实际地震波作用下的动力时程分析, 重点研究了高强钢筋对框—剪结构抗震性能控制的效果。研究表明, 剪力墙中采用高强钢筋配筋后, 改变了剪力墙和框架的刚度退化规律, 提高了剪力墙的屈服强度, 且同时具有较好的极限变形能力, 可以有效提高整个结构的安全储备, 对结构抗震是有利的。

**关键词** 框—剪结构 高强钢筋 静力推覆 动力 非线性

**中图分类号:** TU 7      **文献标识码:** A

## Study on the seismic performance of frame-shear wall structures with high-strength reinforced shear wall

MIAO Zhiwei<sup>1,2</sup>, LU Xingzheng<sup>1,2</sup>, YE Lieping<sup>1,2</sup>, YAO Zhenyu<sup>1,2</sup>

(1.Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2.Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

**Abstract:** High strength steel reinforcement in the shear walls of frame-shear wall structures can efficiently increase the safety margin and change the seismic force distribution because the shear wall will yield after the frame. With the fiber model program THUFIBER and the multi-layer-shell program, which are developed by Tsinghua University and are based on the general purpose finite element software of MSC.MARC, two 8-story reinforced concrete frame-shear wall structures, whose shear wall are reinforced with normal and high strength steel respectively, are studied with static pushover and dynamic analysis. The effect of high strength steel in the shear wall to the control of seismic performance of the structures is emphasized. The results show that with high strength steel in the shear wall, the softening behaviors of frame and shear wall are changed. The yield strength of the shear wall is increased while it still has the same the deformation capacity. And the safety margin of the whole structure is efficiently increased which benefits the seismic capacity of the structure.

**Key words:** frame-shear wall; high-strength reinforcement; pushover; dynamic; nonlinear

## 1 引言

框架—剪力墙结构是目前在高层建筑中使用最为广泛的一种结构形式。由于其在弹性阶段层间变形分布较为均匀, 故一般具有较好的抗震性能。但是, 由于框架和剪力墙两个结构的非线性变形行为有着较大差别, 所以在中震和大震下非弹性阶段框架和剪力墙之间的地震力分配一直是一个需要深入讨论的问题。

根据现有研究<sup>[1,2]</sup>, 普通配筋的剪力墙结构由于其层间位移角弹性极限值远小于框架结构, 因此在地震作用下, 在不大的层间位移角下, 剪力墙就会首先进入屈服, 由于剪力墙是主要抗侧力结构, 它进入塑性

会对层刚度分布产生较大影响, 进而影响结构的位移模式和能量分布, 会导致变形和耗能集中, 对结构的抗震安全性有着不利的影响。

而根据文献[3~5]的研究, 通过在钢筋混凝土构件中引入高强钢筋, 可以有效提高构件的强度、变形能力、安全储备和震后自复位能力, 对提高结构在地震下的安全性有着非常显著的效果。特别是通过提高整个结构中的主要结构的弹性变形能力, 控制由于主要结构进入非线性而带来的位移模型不确定性, 可以更为有效的实现基于位移/性能的抗震设计方法。因此, 基于体系能力抗震理论的设想<sup>[6]</sup>, 通过在框剪结构的主要结构——剪力墙——中引入高强钢筋, 提高其屈服位移, 进而控制地震下的变形模型, 同时利用框架部分来消耗地震能量, 从而有可能实现更好的抗震性能。本文将通过数值分析来讨论采用剪力墙中配置高强钢筋后的带来的对框剪结构抗震性能的改善。

## 2 计算模型

本文分析的结构同文献[1]中所设计的 8 层规则框剪结构办公楼, 是根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)和《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3-2002)的要求, 利用 PKPM 软件设计的, 结构层高第一层 4.5m, 其余为 3m, 其平面布置如图 1 所示。主要设计参数如下: 建筑场地为 II 类, 抗震设防烈度为 8 度, 设计基本地震加速度值为 0.20g, 设计地震分组为第一组<sup>[7]</sup>。剪力墙抗震等级为一级、框架抗震等级为二级<sup>[8]</sup>。混凝土强度等级剪力墙梁、板、柱均采用 C30。

为了研究剪力墙中配置高强钢筋对于框剪结构抗震性能的改善, 本文针对上述的结构分析了两个模型: 普通配筋模型和高强配筋模型。对于普通配筋的模型, 结构中的所有纵向受力钢筋均选用 HRB400, 箍筋选用 HPB235, 并称之为“基本模型”。而对于高强配筋的框剪结构, 将剪力墙暗柱中的纵向受力钢筋按等面积原则替换为 1860 级高强钢绞线, 称之为“高强配筋模型”。

根据以上的设计结果, 在 MSC.MARC 程序中建立了该结构的有限元模型。其中框架梁柱及剪力墙暗柱采用 THUFIBER 来模拟, 剪力墙采用分层壳墙单元模型来模拟。THUFIBER 程序<sup>[1,9]</sup>基于纤维模型<sup>[10]</sup>, 将钢筋混凝土框架截面划分成一系列的钢筋纤维和混凝土纤维, 可以较好的模拟钢筋混凝土框架结构的各种非线性行为, 且与试验结果吻合较好<sup>[4]</sup>。分层壳墙单元基于复合材料力学原理, 将壳单元划分成混凝土层和钢筋层, 可以考虑剪力墙的轴压破坏, 面内弯曲破坏, 面内剪切破坏, 面外弯曲破坏以及上述各外力耦合作用下的破坏行为, 计算结果同样与试验结果吻合良好<sup>[1,11,12]</sup>。因此, 本文基于以上分析工具, 可以较好地模拟框剪结构在地震下的各种非线性行为, 并进行相应的讨论。

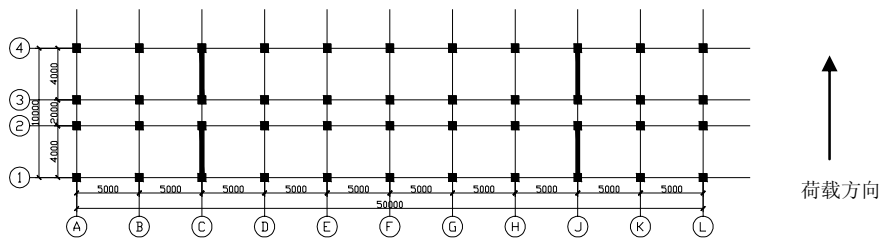


图 1 模型平面布置 (mm)

为了进一步简化计算, 提高效率, 本文仍根据文献[1]中提出的方法, 将三维结构模型等效为平面结构模型进行分析计算。如图 4 所示, 通过对比三维模型(图 2)和平面模型(图 3)在 El-Centro NS 地震波 0.5G 地震峰值加速度下结构的顶点位移时程曲线, 可以看出两条曲线吻合较好, 这说明对于该框剪结构, 用平面模型代替三维模型进行结构分析是可行的。因此以下的分析计算均基于等效之后的平面模型。

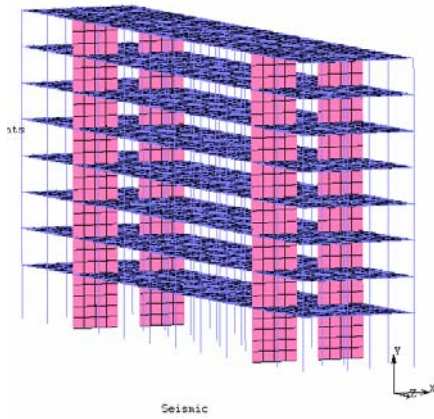


图 2 结构三维有限元模型

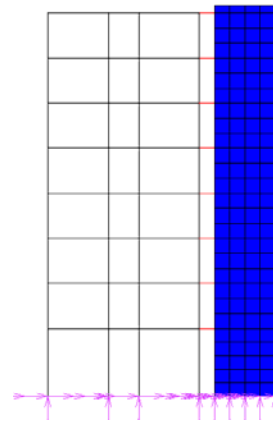


图 3 结构平面有限元模型

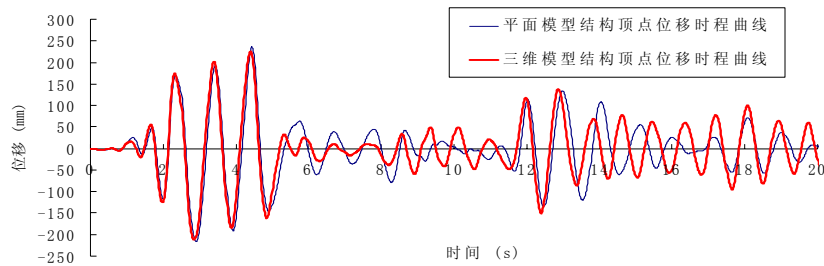


图 4 三维及平面模型顶点位移时程曲线对比

### 3 静力推覆分析

为了清晰的了解结构在整个失效过程中的行为，对上述高强配筋模型及基本模型进行静力推覆分析 (Pushover)。首先对结构施加自重荷载，而后对结构施加水平倒三角荷载，如图 5 所示。采用弧长法控制，逐步增大荷载。计算得到的结构顶点位移和基底剪力的关系如图 6 所示。结构主要受力和变形特征如表 1 所示。其中，以纵筋最大拉应变达到屈服应变作为剪力墙的屈服点，由几何作图法得到框架的屈服点，以剪力墙受压侧混凝土达到我国混凝土规范规定的压溃应变为结构的极限变形点。由表 1 可见，高强配筋结构在最终破坏时能承受更大的变形。并且与基本模型相比，高强配筋模型的结构基底屈服总剪力有很大的升高，最大可升高 85%左右。

表 1 静力推覆分析结构主要受力和变形特征

		普通配筋基本模型	高强配筋模型
剪力墙屈服	顶点位移	138.0mm	646.3mm
	平均层间位移角	1/179.5	1/42.4
	最大层间位移角	1/153.0(第 6 层)	1/31.3(第 6 层)
框架屈服	顶点位移	225.7mm	223.2mm
	平均层间位移角	1/109.2	1/124.4
	最大层间位移角	1/96.4(第 1 层)	1/91.3(第 1 层)
极限点	基底剪力	953kN	1709kN
	顶点位移	522mm	647mm

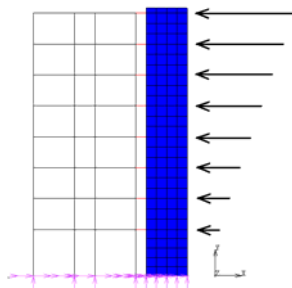


图5 静力推覆侧向力模式

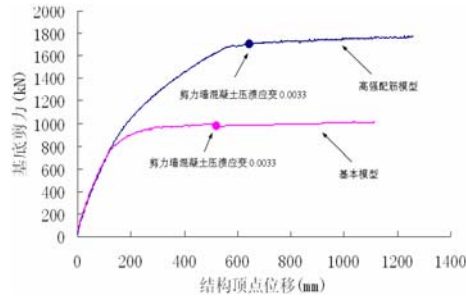


图6 基底剪力-结构顶点位移关系

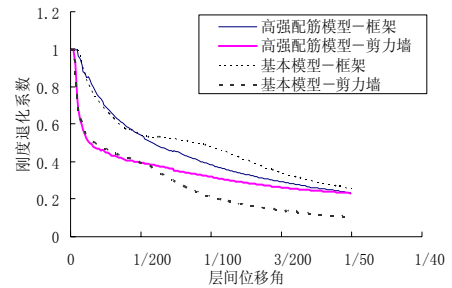


图7 框架及剪力墙割线刚度退化规律

### 3.1 框架、剪力墙刚度退化规律

由静力推覆结果可得框架和剪力墙的刚度退化规律如图7所示，其中刚度退化系数为当前阶段的割线抗推刚度与弹性刚度的比值。在层间位移角 1/200 以前，剪力墙和框架的刚度退化主要是由于混凝土开裂导致。由于框架的超静定次数较高，所以刚度退化相对较慢，在这个阶段高强配筋模型和基本模型的行为差别不大。而当层间位移角达到 1/200 以后，高强配筋模型由于钢筋屈服较晚，所以刚度基本稳定，剪力墙后期刚度明显高于基本模型，这将对框架-剪力墙之间的地震力分配产生重要影响。

### 3.2 结构不同阶段水平剪力的分配

根据分析不同顶点位移时所对应的结构内力状态，取以下几个阶段来研究静力推覆下水平剪力的分布，可得如表2所示的结构不同受力阶段。

表2 结构不同受力阶段

普通配筋基本模型	高强配筋模型
1) 剪力墙和框架都为弹性阶段，对应顶点位移为 5.7mm，	1) 剪力墙和框架都为弹性阶段，对应顶点位移为 3.9mm，
2) 文献[2]建议刚度特征值 $\lambda$ 达最大(即最大层间位移角达 1/500)时，对应顶点位移为 42.1mm，	2) 文献[2]建议刚度特征值 $\lambda$ 达最大(即最大层间位移角达 1/500)时，对应顶点位移为 42.9mm，
3) 剪力墙屈服前，对应顶点位移为 129.9mm，	3) 框架屈服前，对应顶点位移为 210.0mm，
4) 剪力墙屈服后，框架屈服前，对应顶点位移为 212.8mm，	4) 框架屈服后，剪力墙屈服前，对应顶点位移为 475.7mm，
框架屈服后，对应顶点位移为 267.6mm。	5) 剪力墙屈服后，对应顶点位移为 647.0mm。

计算得到框架底部总剪力、剪力墙底部总剪力以及框剪分担剪力比例如图8~10所示。在整个推覆过程中，框架承受的总剪力值  $V_F$  是不断增大的(图8)。对剪力墙配置高强钢筋可使框架所承受的剪力值在加载后期有明显的下降，最大可下降 18%左右。即当结构开始进入屈服状态时(或在较强地震下)，剪力墙配置高强钢筋可以减小框架的基底总剪力，即对框架是有利的。而剪力墙承受的总剪力值  $V_W$  也是不断增大的。对剪力墙配置高强钢筋可使剪力墙的屈服总剪力有较大的升高，最大可升高 139%，即剪力墙在框架屈服后可继续吸收地震水平剪力。

在整个推覆过程中，框架分担的剪力比例  $V_F / V_{总}$  的变化规律较复杂，这主要与框架和剪力墙各自的刚度退化过程有关。普通配筋的框剪结构的  $V_F / V_{总}$  在加载后期会出现明显的升高，这主要是由于随着剪力墙屈服，框架承担的侧向力的比例升高；而对于剪力墙高强配筋的框剪结构，可以看出其  $V_F / V_{总}$  在达到最大值 27.8%后逐渐下降，最大可下降到基本模型的 50%左右，这主要是由于高强配筋的剪力墙的屈服变形大于框架的，在框架屈服之后，剪力墙仍能有效的发挥其抗侧力作用。这对框架结构的安全性是非常有利的。

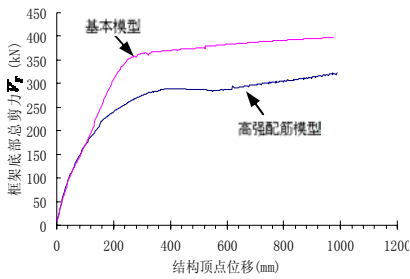


图8 框架底部总剪力—结构顶点位移曲线

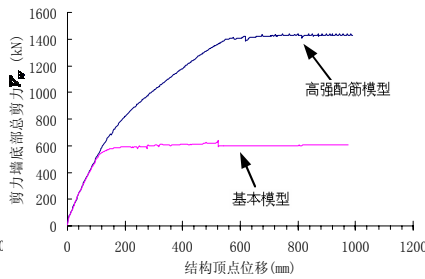


图9 剪力墙底部总剪力—结构顶点位移曲线

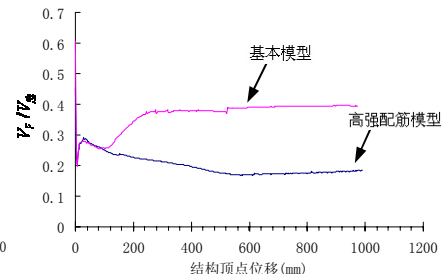


图10 框架分担剪力比例—结构顶点位移曲线

### 4 动力时程分析

为了准确地了解在实际地震作用下结构的地震反应，对上述基本模型及高强配筋模型施加水平地震作用，选用三种实际记录的地震波，分别为 ElCentro NS 波、Kobe 波和 Northridge 波，每种地震波设置 10 种不同的地面峰值加速度(PGA)，分别为 0.01g, 0.05g, 0.07g (8 度小震), 0.08g, 0.09g, 0.1g, 0.2g (8 度中震), 0.3g, 0.4g (8 度大震) 和 0.5g。地震历时均为 25s。计算可得结构在不同 PGA 下的地震反应以及框架所分担地震剪力的变化规律。

数值计算结果表明，结构在 ElCentro NS 波、Northridge 波和 Kobe 波下的地震反应，以结构顶点位移为例，Kobe 波的地震反应最大 (0.5g 下，高强配筋模型为 235.8mm，基本模型为 222.1mm)，ElCentro NS 波的地震反应居中 (0.5g 下，高强配筋模型为 144.0mm，基本模型为 135.1mm)，Northridge 波的地震反应最小 (0.5g 下，高强配筋模型为 75.4mm，基本模型为 75.4mm)。这主要和各条地震波的能量谱分布有关。高强配筋模型的最大顶点位移值均稍大于或等于普通配筋模型的最大顶点位移值，这是由于剪力墙中配置了高强钢筋之后，结构的弯曲变形加强以及结构基底总剪力增大的缘故。

表3 ElCentro NS 和 Kobe 波作用下高强配筋模型相对于基本模型的顶点位移,  $V_{总}$ 、 $V_F$ 、 $V_W$  及  $V_F/V_{总}$  的变化

PGA (g)	顶点位移(mm)		$V_{总}$ (kN)		$V_F$ (kN)		$V_W$ (kN)		$V_F/V_{总}$	
	Elcentro NS	Kobe	Elcentro NS	Kobe	Elcentro NS	Kobe	Elcentro NS	Kobe	Elcentro NS	Kobe
0.01	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.05	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.07	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.08	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.09	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.1	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.2	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变	不变
0.3	不变	不变	增	增	减	减	增	增	减	减
			0.30%	2.14%	0.04%	0.10%	0.40%	2.78%	0.34%	2.19%
0.4	增	增	增	增	增	增	增	增	减	减
	2.0%	1.8%	6.37%	9.05%	1.41%	0.83%	6.56%	11.53%	4.67%	7.54%
0.5	增	增	增	增	减	减	增	增	减	减
	6.5%	6.2%	4.37%	14.61%	8.82%	2.39%	8.89%	18.90%	12.63%	14.83%

表 3 所示为 ElCentro NS 和 Kobe 地震波作用下高强配筋模型相对于基本模型的最大顶点位移, 最大底部总剪力  $V_{总}$ 、最大框架底部总剪力  $V_F$ 、最大剪力墙底部总剪力  $V_W$  以及  $V_F/V_{总}$  的变化。可见在 PGA 小于 0.3g 的情况下基本模型和高强配筋模型没有本质差别, 而当 PGA 大于 0.3g 后, 高强配筋模型的底部总剪力和剪力墙底部剪力稍有增大, 但框架的底部剪力却还有所减小。在 Northridge 波下高强配筋模型也有类似结论, 在此不再列出。

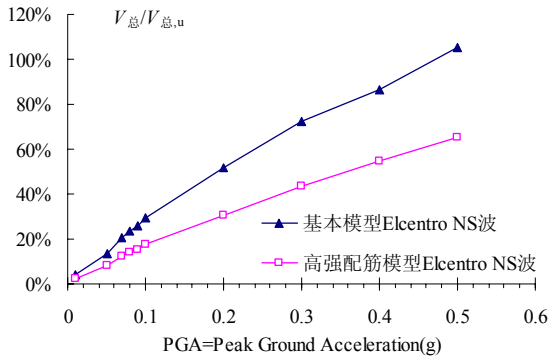


图 11 ElCentro NS 波下结构最大底部总剪力与结构极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

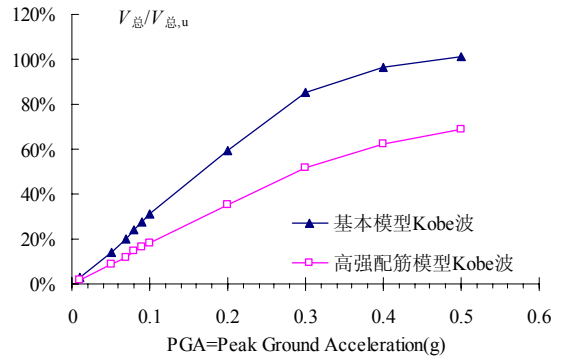


图 12 Kobe 波下结构最大底部总剪力与结构极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

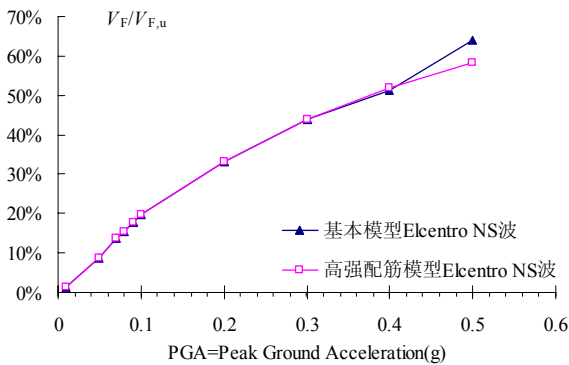


图 13 ElCentro NS 波下最大框架底部总剪力与框架极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

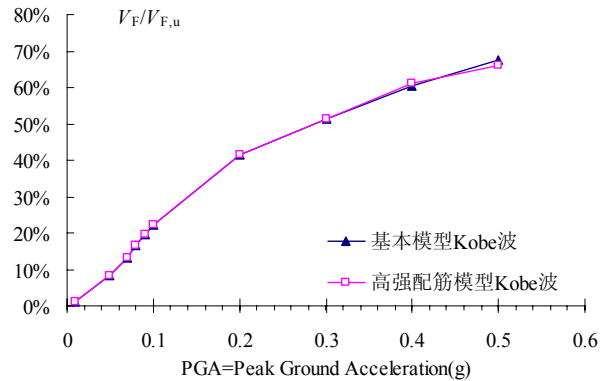


图 14 Kobe 波下最大框架底部总剪力与框架极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

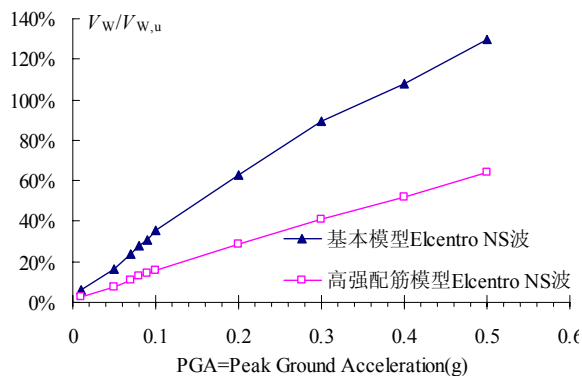


图 15 ElCentro NS 波下最大剪力墙底部总剪力与剪力墙极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

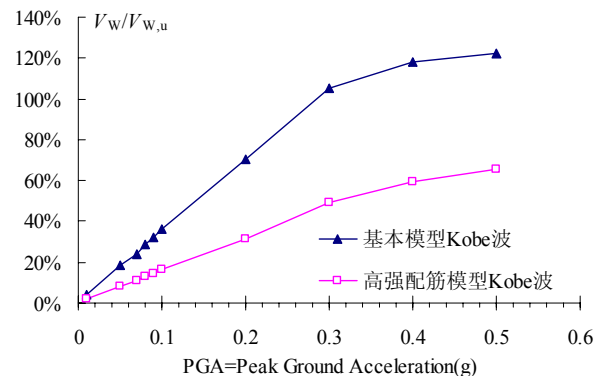


图 16 Kobe 波下最大剪力墙底部总剪力与剪力墙极限状态总剪力之比随 PGA 变化规律

由上文的静力推覆分析可以得到不同模型在极限变形时的底部总剪力  $V_{总,u}$ 、框架底部总剪力  $V_{F,u}$  和剪

力墙底部总剪力  $V_{Wu}$ 。将动力时程分析得到不同 PGA 下结构底部最大剪力和极限状态时的剪力相比, 就可以知道结构的承载力相对安全程度。图 11~图 16 所示为 ElcentroNS 波和 Kobe 波计算得到不同 PGA 下结构底部最大总剪力和静力推覆分析得到的结构极限状态剪力之比。从图 11、12 可以看出, 采用高强配筋后, 结构的承载力安全储备大大提高。在 0.5g 的峰值加速度下, 基本模型的底部剪力已经达到其极限承载力, 而高强配筋模型则还有 40%左右的强度储备。从图 13、14 可见, 框架分担的剪力相差不是很多。而由于采用高强配筋后剪力墙的屈服承载力提高较多, 故图 15、16 中的高强配筋剪力墙相对安全水准则明显高于基本模型。在 Northridge 波下也有类似结论, 考虑篇幅不再赘述。

图 17、18 所示为不同模型框架分担剪力随着 PGA 增大的变化规律。由于剪力墙开裂会导致其刚度显著降低, 所以在 0.1g PGA 之前框架分担剪力都是迅速上升的。高强配筋模型由于剪力墙屈服较晚, 所以 Elcentro NS 波和 Kobe 波下当  $PGA > 0.1g$  后框架分担剪力比例是一直降低的。而对于普通配筋的基本模型, 当  $PGA > 0.3g$  后, 由于框架也屈服, 所以框架分担的地震力比例还可能上升(图 17 中的 Kobe 波)。因为 Northridge 波的总能量较小, 结构进入非线性程度明显较低, 所以变化趋势不如其他两条波明显。总之剪力墙采用高强配筋后, 在大震下减轻框架的负担是有一定积极意义的。

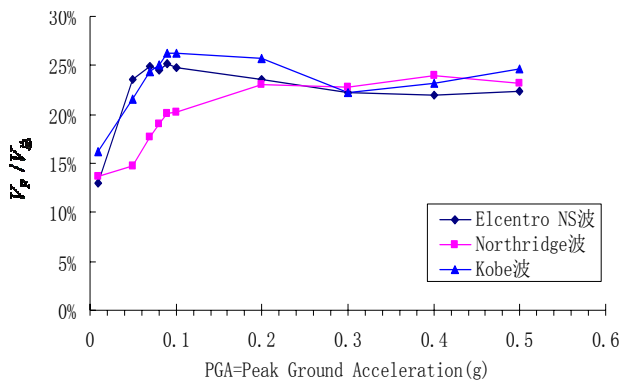


图 17 基本模型中

框架分担最大剪力/结构最大总剪力—PGA 关系

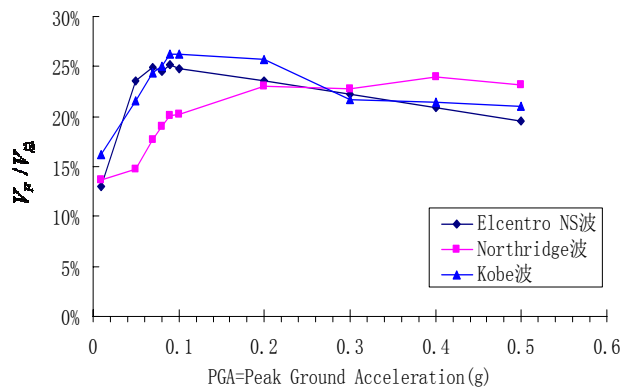


图 18 高强配筋模型中

框架分担最大剪力/结构最大总剪力—PGA 关系

## 5 结论

通过本文研究可以看出, 在剪力墙结构中采用高强配筋, 可以明显提高结构的承载力, 并和原结构有着相近的变形能力。在地震作用下, 高强配筋剪力墙结构的安全储备明显高于普通配筋结构。在高强钢筋已经可以以合理的价格用于工程时, 适当采用高强材料可以有效提高结构在大震下的安全性能。

## 致谢

本文感谢国家“十一五”科技支撑计划(编号: 2006BAK01A02-09)和清华大学基础研究基金(编号: JC2007003)支持。

## 参考文献

1. 姚震宇, 缪志伟, 陆新征, 叶列平, 静力和动力荷载作用下钢筋混凝土框—剪结构剪力分配的研究, [A], 第一届全国城市与工程安全减灾研究与进展研讨会论文集[C], 唐山, 2006, 306-312.
2. 刘建新. 高层框—剪结构中框架地震内力的确定 [J]. 建筑结构学报, 1999, 20(3): 1~3
3. Qazi AU, Ye LP, Lu XZ, Mechanism of passive control RC frame with high strength reinforcements and its potential benefits against earthquakes[J], Tsinghua Science and Technology, 11(6), 2006, 640-647.

4. 叶列平, 陆新征, 冯鹏, Asad Ullah Qazi, 汪训流, 林旭川, 高强高性能工程结构材料与现代工程结构及其设计理论的发展[A], 第一届结构工程新进展国际论坛文集[C], 北京: 中国建筑工业出版社, 2006, 208-250.
5. 叶列平, Asad Ullah Qazi, 陆新征, 齐玉军, 林旭川, 高强钢筋配筋混凝土框架结构抗震性能的分析研究[A], 第七届全国地震工程学术会议论文集[C], 广州, 2006, 401-407.
6. 叶列平, 体系能力设计法与基于性态/位移抗震设计[J], 建筑结构, 34(6), 2004, 10-14.
7. 建筑抗震设计规范. GB 50011-2001 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001
8. 高层建筑混凝土结构技术规程 JGJ 3-2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002
9. 陆新征, 缪志伟, 江见鲸, 叶列平. 静力和动力荷载作用下混凝土高层结构的倒塌模拟 [J], 山西地震, 126(2), 2006, 7-11.
10. 江见鲸, 陆新征, 叶列平. 混凝土结构有限元分析 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2005.
11. 门俊, 陆新征, 宋二祥, 陈肇元, 分层壳模型在剪力墙结构计算中的应用 [J], 防护工程, 28(3), 2006, 9-13.
12. Miao ZW, Lu XZ, Jiang JJ, Ye LP, Nonlinear FE model for RC shear walls based on multi-layer shell element and microplane constitutive model [A], Proc. Computational Methods in Engineering And Science (EPMESC X) [C], Beijing: Tsinghua University Press, Aug. 2006, Sanya, Hainan, China, 2006, CDROM.