

预期损伤部位采用 FRC 框架结构的屈服机制及抗震性能

陆婷婷, 梁兴文

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘要: 为了对钢筋混凝土(RC)框架结构的地震破坏机制和抗震性能进行控制, 将纤维增强混凝土(FRC)用于框架结构的预期损伤部位. 采用有限元软件 ABAQUS 对 RC 框架结构和预期损伤部位采用 FRC 的框架结构进行弹塑性时程分析, 研究预期损伤部位采用 FRC 框架结构的地震破坏机制和抗震性能. 结果表明, FRC 框架结构能够推迟结构柱铰的出现, 有助于框架结构形成整体破坏机制; FRC 框架有良好的变形能力, 对变形控制能力优于 RC 框架; 其塑性耗能能力大于 RC 框架结构.

关键词: 框架结构; 纤维增强混凝土; 屈服机制; 抗震性能; 时程分析

中图分类号: TU375.4

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)01-0109-06

Yield mechanism and seismic performance of frame structure with fiber-reinforced concrete in the anticipated damage position

LU Tingting, LIANG Xingwen

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an, 710055, China)

Abstract: In order to control the failure mechanism and seismic performance of RC frame structures, the fiber-reinforced concrete (FRC) was used for the anticipated damage position in this paper. Two frame structures were investigated with nonlinear time history analysis method, in which one is reinforced concrete frame and the other is fiber-reinforced concrete frame. The analysis focuses on the failure mechanism, seismic performance, seismic response and energy dissipation of the frame construction with fiber-reinforced concrete in the anticipated damage position. It is found that the FRC frame has higher deformation capacity, the plastic energy dissipation capacity and small residual deflection. Thus, it can postpone the emergence of the plastic hinges in column, and is conducive to the formation of structural overall failure mechanism. Furthermore, it would benefit the repairation and help reduce the cost.

Key words: frame structure; fiber-reinforced concrete (FRC); failure mechanism; seismic performance; time history analysis method

目前, 框架结构的抗震设计均是以“完全梁铰机制”为最优目标, 让塑性铰出现在梁端, 尽量避免出现在柱端, 形成“强柱弱梁”型屈服机制^[1]. 所谓“强柱弱梁”是指节点处柱端实际抗弯承载力应大于梁端实际抗弯承载力, 两者比值称为柱梁抗弯承载力比, 该比值越大, 实现梁铰屈服机制的可能性就越大. 现行设计规范就是按照这一思路, 采用增大柱端弯矩设计值的方法, 尽量避免或延迟柱端出现塑性铰. 我国规范^[2]也是通过增大柱梁抗弯承载力比实现“强柱弱梁”屈服机制. 但是大量震害研究^[3-6]表明: 在强震区, 理论上抗震性能较好的一些钢筋混凝土(RC)框架结构出现严重破坏甚至倒塌, 抗震设计要求的“强柱弱梁”框架很少出现, 却出现了大量的“强梁弱柱”框架. 各国规范根据所考虑因素的不同, 对柱梁抗弯承载力比的取值也不同. 但从经济角度讲, 将柱梁抗弯承载力比设置的足够大, 以保证“强柱弱梁”的完全实现是不现实的.

纤维增强混凝土(FRC)具有拉伸强化和多裂缝

开展特性, 极限拉应变可达 1%~3%. 其抗压强度与普通混凝土差不多, 但是变形能力比普通混凝土大. FRC 增大了受弯和受剪构件的受剪强度、变形能力和损伤容限^[7]. 将 FRC 用于 RC 结构的关键部位(塑性铰区), 可以提高塑性区的变形能力和受剪承载力, 并且能够很好地控制塑性铰区的损伤程度和裂缝发展. 有研究表明^[8]: 塑性铰区采用 FRC 材料具有较好的经济效益. 一些学者以及本课题组对 FRC 材料用于 RC 结构关键部位的构件进行了相关的试验研究^[9-12], 研究结果表明: 构件局部采用 FRC 材料后的变形能力、耗能能力和抗损能力明显提高, 且可减小震后的修复费用.

上述研究均是基于构件, 对于梁、柱端和节点区局部采用 FRC 的框架结构, 其在强震下的整体屈服机制和抗震性能还有待于进一步的研究和验证. 本文采用结构弹塑性分析软件 ABAQUS, 利用 FRC 材料本构模型, 对这种框架结构进行非线性时程分析, 研究其屈服机制和抗震性能.

1 分析模型

1.1 材料本构关系

混凝土本构采用我国规范^[2]推荐的混凝土本构关系式. FRC 的受压应力-应变关系采用文献[13]提出的应力-应变关系模型. FRC 在单轴拉伸荷载下具有应变硬化和多裂缝开展特性, 文献[14]基于细观力学原理, 考虑纤维、基体及纤维/基体界面的力学性能, 建立了 FRC 在单轴拉伸作用下应力与裂缝开口的关系; 文献[15]基于文献[14]的研究成果, 提出了 FRC 单轴拉伸作用下应力-应变关系模型, 本文采用该模型为 FRC 的受拉本构. 钢筋则直接采用双线性弹塑性强化模型.

1.2 框架结构分析模型

按现行规范^[2]设计的一幢 6 层框架结构宿舍楼, 抗震设防烈度 7 (0.15 g) 度, II 类场地, 设计地震分组第一组, 结构抗震等级为二级. 取出其中一榀横向框架进行分析. 考虑楼板对梁承载力的加强作用, 分析中采用 T 形截面梁 (250 mm×600 mm), 梁一侧翼缘宽度取 6 倍的板厚, 板的配筋仅考虑重力荷载作用. 结构分析采用有限元软件 ABAQUS 进行建模, 混凝土和 FRC 采用软件自带的混凝土塑性损伤模型, 钢筋采用双线性强化塑性模型. FRC、混凝土和钢筋均采用实体建模, FRC 和混凝土采用 C3D8R 线性缩减积分实体单元, 钢筋采用 T3D2 TRUSS 单元, 钢筋与混凝土之间采用 embed 约束进行连接. 单元划分: 节点核心区 100 mm, 其他 300 mm. 采用两个分析模型, 一个是对原 RC 框架结构进行分析, 后文称为 RC 框架结构; 另一个是对梁、柱端及节点核心区以及底层柱下端(以下简称预期损伤部位)采用 FRC、其余部位采用普通混凝土的框架结构进行分析, 梁、柱端 FRC 区高度分别取 1 倍梁、柱截面高度, 后文称为 FRC 框架结构. 结构几何尺寸如图 1 所示, 钢筋、混凝土和 FRC 材料力学性能见表 1 和表 2, 各构件截面尺寸和配筋见表 3.

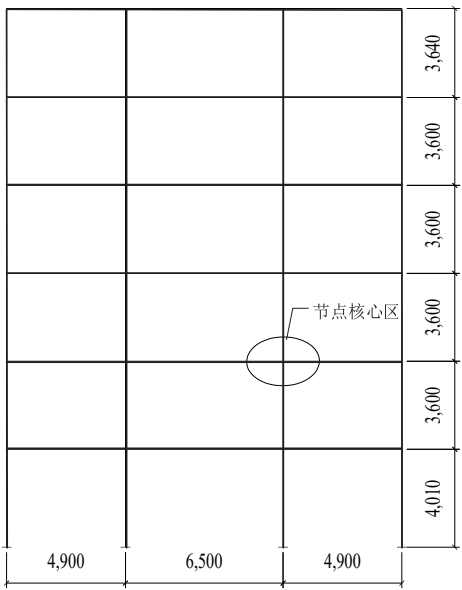
表 1 钢筋材料特性

Tab.1 Mechanical properties of steel reinforcement

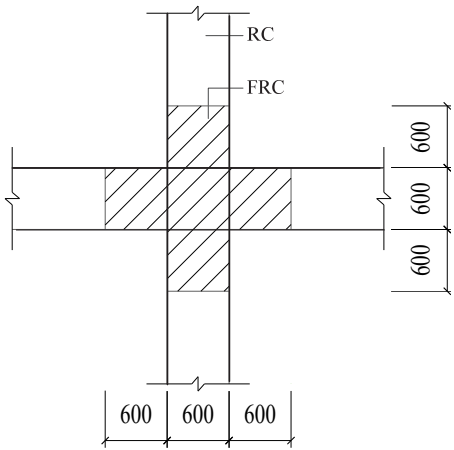
钢筋型号	f_y / MPa	峰值拉应变 ϵ_t	极限拉应变 ϵ_{tu}
HRB400	432	0.002	0.01

分别对两个框架进行弹塑性时程分析. 输入三条地震波: 1-953 Northridge; 3-1602 Duzce, Turkey; 7-1 111 Kobe, Japan. 分别按照 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g, 0.6 g, 0.7 g, 进行调幅, 以便比较结构在不同强度下的屈服机制、动力响应、损伤状况和结构

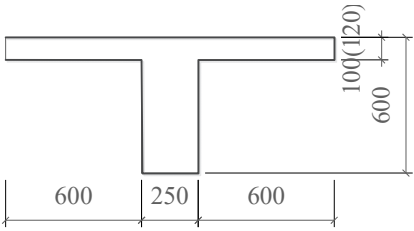
性能.



(a) 结构立面



(b) 节点核心区采用 FRC 的尺寸



(c) 梁截面尺寸

图 1 6 层建筑框架结构

Fig.1 Framing system of a six-story building

表 2 混凝土和 FRC 力学参数

Tab.2 Mechanical properties of concrete and FRC

参数 (平均值)	混凝土	FRC
峰值抗拉强度 f_t / MPa	3.01	4.1
极限拉应变 ϵ_{tu}	0.000 1	0.0097
峰值抗压强度 f_c / MPa	32.01	38.5
峰值压应变 ϵ_c	0.002	0.005
极限压应变 ϵ_{cu}	0.003 3	0.009
弹性模量 E / GPa	31.5	20

表 3 构件尺寸和配筋表
Tab.3 Sections and reinforcement detailing

楼层	层高 /mm	柱尺寸/mm	柱配筋 /mm ²	梁端配筋/mm ²	
				边跨	中跨
1	4 010	650×650 (中)	1 520 (中)	2 149 (上)	3 041 (上)
		600×600 (边)	1 389 (边)	1 520 (下)	1 900 (下)
2	3 600	600×600	1 389 (中)	2 149 (上)	3 041 (上)
			1 258 (边)	1 520 (下)	1 900 (下)
3	3 600	600×600	1 258	2 149 (上)	3 041 (上)
				1 389 (下)	1 900 (下)
4	3 600	600×600	1 258	1 520 (上)	2 661 (上)
				1 258 (下)	2 200 (下)
5	3 600	500×500	1 258	1 520 (上)	2 281 (上)
				1 258 (下)	2 200 (下)
6	3 600	500×500	1 258	760 (上)	2 149 (上)
				943 (下)	1 520 (下)

2 结果分析

2.1 损伤控制截面状态和屈服机制

图 2 列出了 3-1602 Duzce, Turkey 地震波峰值强度从 0.4 g 增加到 0.7 g 过程中两种框架结构的塑性铰分布情况. 从图 2(a)可以看出, RC 框架结构在地震波峰值强度为 0.4 g、最大层间侧移角为 0.007 时, 除第一、二层梁端出现塑性铰外, 底层柱底也产生了塑性铰, 该截面钢筋的最大应变为 0.002 7, 梁端塑性铰截面的钢筋应变为 0.003 2. 当峰值强度达到 0.6 g 图 2(c)、最大层间侧移角达到 0.02 时, 框架结构一层、二层、三层、四层的梁端均已屈服形成塑性铰, 并且一层和二层的柱上、下端均形成铰, 成为薄弱层, 底层柱底截面钢筋的最大应变达到 0.014 0. 在峰值强度达到 0.7 g 时图 2(d), RC 框架结构的底部 4 层均形成薄弱层. FRC 框架结构在地震波峰值强度为 0.4 g 时图 2(e), 仅在梁端形成了塑性铰, 梁铰处的钢筋最大应变达到了 0.002 9, 推迟了柱铰的形成. 峰值强度增大到 0.6 g 时图 2(h), FRC 框架结构仅形成了部分柱铰, 底层柱底截面钢筋的最大应变为 0.011 0, 且没有形成薄弱层. 当峰值加速度达到 0.7 g 时图 2 (g), FRC 框架结构第二层形成了薄弱层. 分析显示, FRC 框架结构比 RC 框架结构更容易实现整体破坏机制.

分析中还显示, RC 框架结构的层间侧移角达到 0.015 左右时, 一层、二层的中柱节点箍筋屈服, 而 FRC 框架结构则是在侧移角达到 0.02 时节点箍筋才开始屈服. 这充分体现了 FRC 材料良好的抗剪能力.

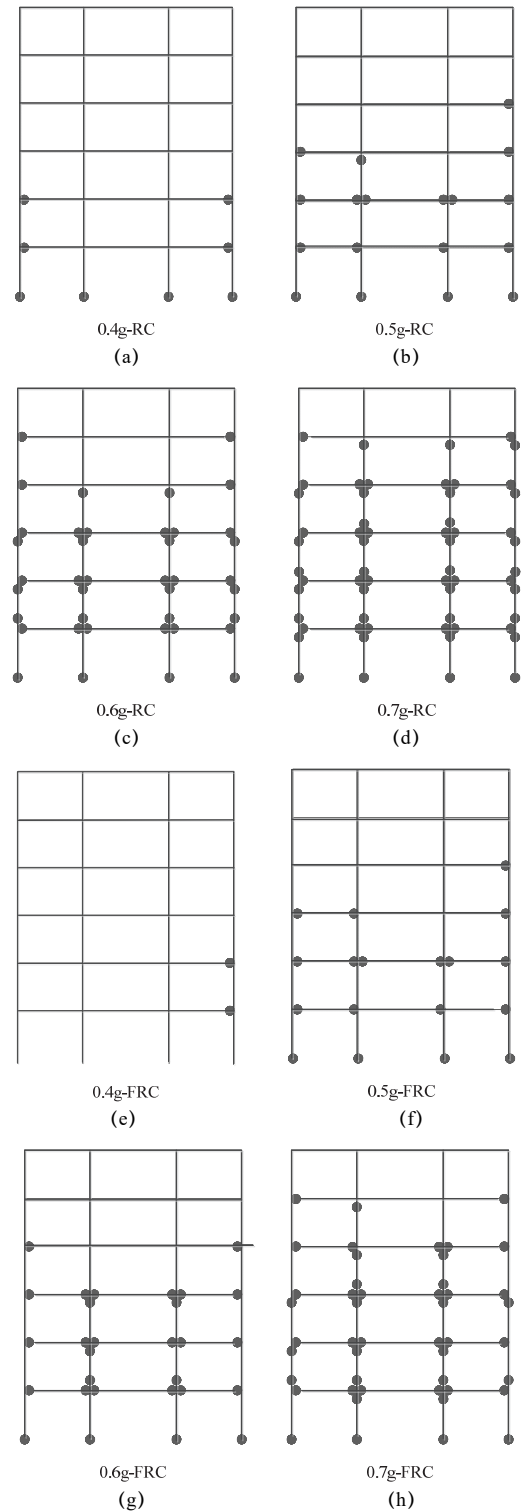


图 2 屈服机制图
Fig.2 Yield mechanism

2.2 位移响应

2.2.1 最大层间侧移角

图 3(a)为两种框架结构在三条地震波峰值强度从 0.2 g 增加到 0.7 g 过程中, 由三条地震波所得层间侧移角平均值的分布情况. 从图 3(a)中可以看出, 两种框架的最大层间侧移角均发生在一层和二层. 当地面峰值加速度比较小时, FRC 框架结构的

最大层间侧移角略大于 RC 框架结构, 这符合 FRC 材料的特性, 其弹性模量较混凝土低, 初始变形比较大. 随着峰值加速度的增大, RC 框架结构的最大层间侧移角开始增大, 而 FRC 框架结构层间侧移角则受到了一定的控制. 在地震波峰值加速度达到 0.5 g 时, 两种框架的最大层间侧移角都达到约 0.014, RC 框架最大层间侧移角在一层, FRC 框架结构在二层. 之后, 随着地震波强度的增大, FRC 框架的最大层间侧移角开始小于 RC 框架. 在地震波峰值强度达到 0.7 g 时, RC 框架的最大层间侧移角达到 0.045, FRC 框架的最大层间侧移角达到 0.041. 图 3(b)清楚地表达了这一趋势. 这是由于柱端塑性铰区的普通混凝土在达到其极限压应变后便失去承载力, 而 FRC 在达到其极限压应变之后由于纤维的桥联作用而仍具有一定的承载力, 并能保证 FRC 保护层不剥落, 能够继续与钢筋共同工作, 使框架结构仍具有较高的侧向承载力, 推迟了薄弱层的出现. 由此可以看出 FRC 材料具有良好的抗损伤能力, 有益于提高整体结构的延性与损伤控制能力.

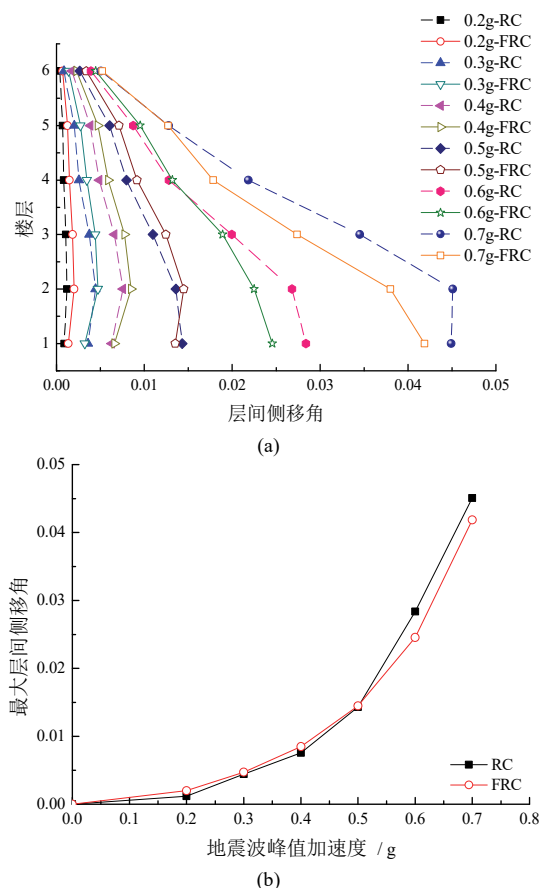


图3 层间位移角
Fig.3 Drift ratio of models

2.2.2 最大位移

图 4(a)为两种框架结构在三条地震波峰值强度

从 0.2 g 增加到 0.7 g 过程中, 由三条地震波所得楼层位移平均值的分布情况.

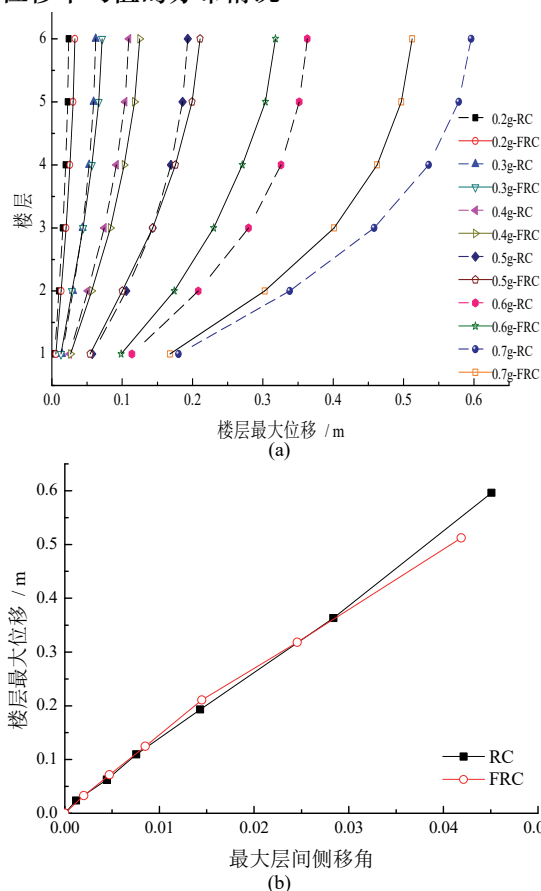


图4 楼层最大位移
Fig.4 Floor displacements of models

从图 4(a)中可以看出, 当地震波峰值加速度小于 0.5 g 时, FRC 框架结构的各楼层位移均大于 RC 结构; 0.5 g 时 RC 框架结构三层以下的楼层位移开始大于 FRC 框架结构; 0.7 g 时, RC 框架结构的顶点最大位移达到 0.596 m, FRC 框架结构的顶点位移为 0.512 m. 图 4(b)为顶点最大位移和最大层间侧移角关系图. 从图中可见, 最大层间侧移角小于 0.02 时, 两个框架的顶点最大位移接近, FRC 框架结构略微大一些. 之后由于 RC 框架结构的一层、二层、三层均形成薄弱层图 2(c), 顶点最大位移显著增大, FRC 框架结构只在局部柱端形成塑性铰图 2(g). 当层间位移角达到 0.04 时, 薄弱层的形成致使 RC 结构对变形失去控制, 而 FRC 结构只在二层形成了薄弱层, 仍然能够保持稳定的变形状态.

2.2.3 残余变形

研究显示^[9], 使用 FRC 材料的构件有着良好的滞回性能, 较小的残余变形. 图 5 为三条地震波峰值强度从 0.2 g 增加到 0.7 g 过程中, 两种框架结构楼层残余变形平均值的分布情况. 由图 5 可见, RC 框架结构的残余变形都略大于 FRC 框架结构. 地震

波峰值加速度为 $0.7g$ 时, RC 框架结构的第一、二层残余变形小于 FRC 框架结构, 而上部楼层则相反。图 5(b) 为残余变形与最大层间侧移角的关系曲线。当最大层间位移角小于 0.014 时, FRC 框架结构的残余变形略小于 RC 框架结构。这个阶段两个结构都基本处于裂缝出现阶段, 由于 FRC 的应变硬化效应, 裂缝的闭合需要克服 FRC 和钢筋共同的受力, 因此在此阶段 FRC 框架结构的残余变形增大, 与 RC 框架结构的残余变形差缩小。对于 FRC 结构, 层间侧移角达到 0.035 时, 进入稳定的变形阶段, 这就使得 FRC 框架结构的残余变形增加缓慢, 而 RC 结构已失去承载力。两种结构的残余变形差增大。因此在预期损伤部位采用 FRC 材料一定程度上提高了框架结构的抗倒塌能力, 增强了结构的变形控制能力, 易于震后修复和减小修复成本。

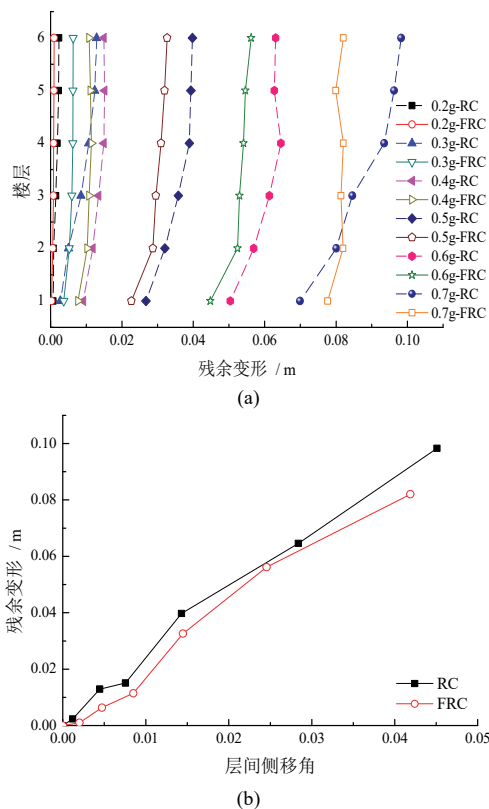


图5 残余变形

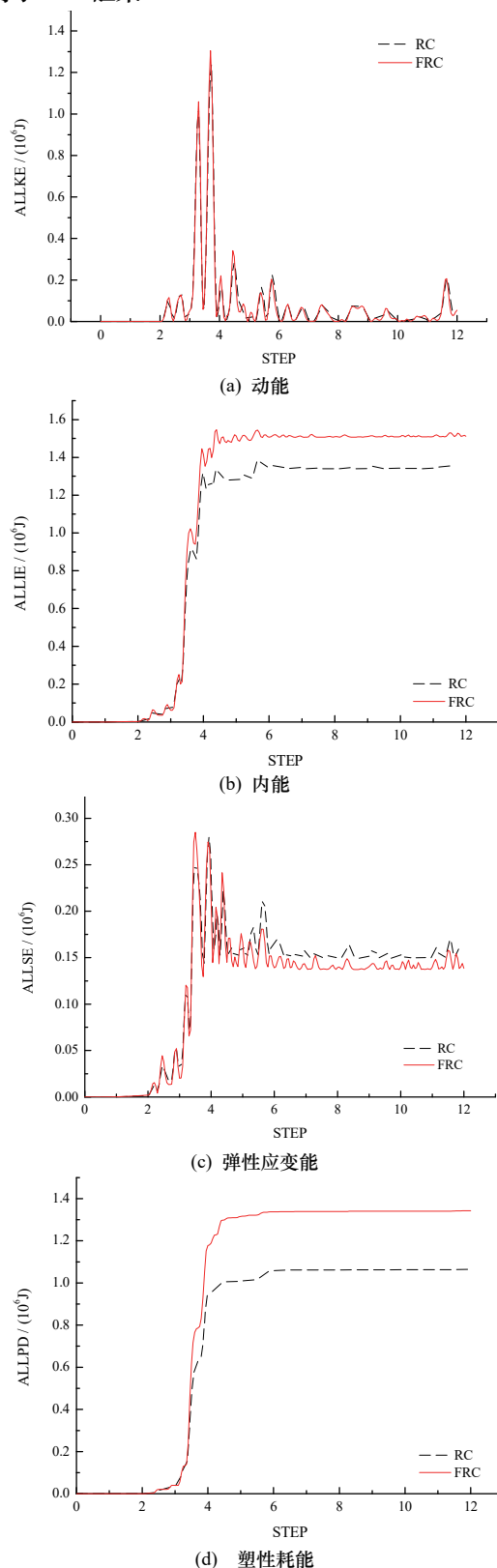
Fig.5 Residual deformation of models

2.3 能量耗散

工程中经常关注的能量有外部荷载做的功、弹性应变能、动能、塑性耗能、阻尼耗能等。图 6 列出了 3-1602 Duzce, Turkey 地震波峰值为 $0.7g$ 时 RC 框架结构和 FRC 框架结构的各种耗能状况。

外部输入的能量相同时, 两种结构的动能耗能相近图 6(a)。FRC 框架结构的内能耗能大约是 RC 结构的 1.12 倍图 6(b)。其中 RC 框架结构的弹性应变能图 6(c) 在地震波后期阶段略高一些, 而阻尼

耗能图 6(e) 比 FRC 框架结构大约高了 16%。在塑性耗能图 6(d) 方面, FRC 框架结构高于 RC 框架结构, 大约为 26%。在混凝土产生裂缝后, RC 框架结构的钢筋屈服集中在裂缝截面处, 而在 FRC 框架结构中, 由于微裂缝的作用, 可以有效地使更广区域的钢筋产生屈服来耗能。因此 FRC 框架的塑性耗能能力高于 RC 框架。



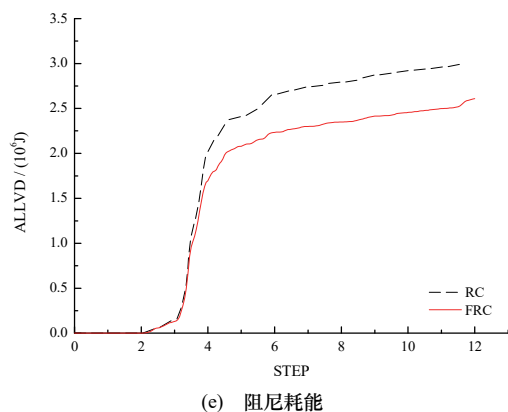


图6 RC和FRC框架结构耗能

Fig.6 Energy dissipation of RC and FRC frame

3 结论

通过对不同结构性能参数的比较,分析了两种框架结构的屈服机制以及抗震性能,得出以下结论:

(1) 预期损伤部位采用FRC材料框架结构有利于强柱弱梁整体屈服机制的形成,并且节点核心区的抗剪能力得到增强。

(2) FRC框架结构对变形的控制能力优于RC框架结构。

(3) 由于FRC材料良好的延性、耗能能力以及微裂缝的产生,可以使结构更大区域的钢筋产生屈服来耗能,使FRC框架结构的塑性耗能能力增强。

(4) FRC框架虽然不能形成理想的“完全梁铰”机制,但是可延迟部分柱铰的形成,推迟了结构薄弱层的出现,对整体结构损伤起到了一定的控制作用。

参考文献 References

- [1] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York: John Wiley & Son, Inc, 1992.
- [2] 混凝土结构设计规范: GB50010-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Code for design of concrete structures: GB50010-2010[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2011.
- [3] 叶列平, 马千里, 缪志伟. 钢筋混凝土框架结构强柱弱梁设计方法的研究[J]. 工程力学, 2010, 27(12): 102-113.
YE Lieping, MA Qianli, MIAO Zhiwei. Study on weak beam-strong column design method of RC frame structures[J]. Engineering mechanics, 2010, 27(12): 102-113.
- [4] 叶列平, 曲哲. 从汶川地震框架结构震害谈“强柱弱梁”屈服机制的实现[J]. 建筑结构, 2008, 38(11): 52-59.
YE Lieping, QU Zhe. Study on ensuring the strong column-weak beam mechanism for RC frames based on the damage analysis in the Wenchuan earthquake[J]. Building

Structures, 2008, 38(11): 52-59.

- [5] 叶列平, 陆新征, 赵世春, 等. 框架结构抗地震倒塌能力的研究—汶川地震极震区几个框架结构震害案例分析[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(6): 67-76.
YE Lieping, LU Xinzhen, ZHAO Shichun, et al. Seismic collapse resistance of RC frame structures—Case studies on seismic damages of several RC frame structures under extreme groundmotion in Wenchuan Earthquake[J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(6): 67-76.
- [6] 李英民, 罗文文, 韩军. 钢筋混凝土框架结构强震破坏模式的控制[J]. 土木工程学报, 2013, 46(5): 85-92.
LI Yingmin, LUO Wenwen, HAN Jun. Control of failure mechanism for RC frame structure under strong earthquakes[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(5): 85-92.
- [7] LI V C, KANDA T. Engineered cementitious composites for structural applications[J]. ASCE. Materials in Civil Engineering, 1998, 10(2): 66-69.
- [8] GENCTURK B, ELNASHAI A S. Optimized and sustainable earthquakeresistant engineered cementitious composites buildings[C]//Proceedings of Numerical Modeling Strategies of Sustainable Concrete Structure. France: Aix-en-Provence, 2012.
- [9] FISCHER G, LI V C. Deformation behavior of fiber-reinforced polymer reinforced engineered cementitious composite (ECC) flexural members under reversed cyclic loading conditions[J]. ACI Structural Journal, 2003, 100(1): 25-35.
- [10] FISCHER G, LI V C. Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(6): 781-790.
- [11] 梁兴文, 郑雨, 邓明科, 等. 塑性铰区采用纤维增强混凝土剪力墙的变形性能研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3): 256-262.
LIANG Xingwen, ZHENG Yu, DENG Mingke, et al. Investigation of deformation behavior of the shear wall with fiber-reinforced concrete in plastic hinge region [J]. Engineering mechanics, 2013, 30(3): 256-262.
- [12] 梁兴文, 康力, 邓明科, 等. 塑性铰区采用纤维增强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(2): 63-70.
Liang Xingwen, KANG Li, DENG Mingke, et al. Experimental investigation on seismic behavior of columns with fiber-reinforced concrete in potential plastic region [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(2): 63-70.
- [13] 李艳. 高性能纤维增强水泥基复合材料的力学性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011
LI Yan. Study on mechanical performance of high performance fiber reinforced cement composite[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2011.
- [14] LI V C, LEUNG C K Y. Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites[J]. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 1992, 118(11): 2246-2264.
- [15] TETSUSHI Kanda, ZHONG Lin, LI V C. Tensile stress-strain modeling of pseudostrain hardening cementitious composites[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2000, 12(2): 147-156.

(编辑 吴海西)