

高强钢筋高延性纤维增强混凝土框架结构的 屈服机制和抗震性能^①

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:为了对混凝土框架结构的地震破坏机制和抗震性能进行控制,在框架柱中配置高强钢筋,并将纤维增强混凝土(FRC)用于框架结构的预期损伤部位。结构柱中的高强钢筋用来减小结构的残余变形,FRC材料用来增加结构的耗能能力和损伤容限。设计了三个框架,采用动力弹塑性时程分析方法进行分析。研究表明,采用高强钢筋提高了结构的整体承载能力,在层间侧移角达到3%之前避免了柱铰的出现(包括底层柱底),并且减小了结构的残余变形;预期损伤部位采用FRC材料能够提高结构的塑性耗能。

关键词:框架结构;纤维增强混凝土;高强钢筋;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:1000-0844(2016)02-0166-10

DOI:10.3969/j.issn.1000-0844.2016.02.0166

Yielding Mechanism and Seismic Performance of Frame Structure with High-strength Bars and High-ductile Fiber-reinforced Concrete

LU Ting-ting, LIANG Xing-wen

(College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, Shaanxi, China)

Abstract: To control the failure mechanism and seismic performance of reinforced concrete (RC) frame structures, our proposed system used ultra-high-strength (UHS) reinforcement in a column and had the option of using fiber-reinforced concrete (FRC) in a frame where damage is expected to occur. Disaster investigations revealed that reinforced concrete frame structures account for a high proportion of buildings destroyed. The use of UHS reinforcement was expected to result in only minimal residual deformations and a low degree of hysteretic energy dissipation. FRC was expected to facilitate hysteretic energy dissipation and increase the system's damage tolerance. Using nonlinear time history analysis, we investigated three frame structures using ABAQUS finite element software, a large universal finite element software widely used in the nonlinear analysis of RC structures. In particular, we used the concrete-damaged plasticity model, which is one of the most important concrete constitutive models in ABAQUS. Based on our analysis results, we discussed the seismic behavior of structures at different seismic intensities. To determine the seismic capacity of each structure, we selected the following parameters: maximum deformation, story drift, residual deformation, and energy dissipation. We found that the use of UHS reinforcement provided the system with relatively greater resistance against lateral seismic loads and resulted in

① 收稿日期:2015-05-05

基金项目:国家自然科学基金项目(51278402,51078305)

作者简介:陆婷婷(1983—),女,宁夏银川人,博士生,从事建筑结构与抗震性能研究。E-mail:lutingbstu@126.com。

通信作者:梁兴文(1952—),男,陕西华县人,教授,硕士,博导。E-mail:liangxingwen2000@163.com。

less residual deformation while preventing the critical column from yielding until the drift reached 3%~4%. Thus, UHS frames should be used in columns designed for a "strong column-weak beam" failure mechanism. As the drift increased, differences in residual deformation between specimens decreased. These research results suggest that the proposed system may be promising for improving the damage tolerance of structures in seismic regions.

Key words: frame structure; fiber-reinforced concrete (FRC); high-strength bars; yielding mechanism; seismic performance; time-history analysis

0 引言

建筑结构在其设计基准期内遭遇罕遇地震的概率很小,因此我国抗震规范^[1]采用“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震设防目标。同样在国外,工程师基于安全与经济的考虑,也是基于保证“生命安全”设防目标进行设计。这就意味着所设计的结构允许出现严重损伤。随着现代社会的发展,人们对建筑结构性能的要求提高,不仅应保证“生命安全”和“不倒塌”,而且也期望结构的低损伤,以减少维修成本。但大量的地震表明^[2-4],传统的建筑材料——普通钢筋混凝土已经很难达到低损伤要求,因此国内外学者及设计人员都致力于研究损伤控制的方法和技术。

美国加州大学教授 Priestley 和新西兰坎特伯雷大学教授 Pampanin 研究的 PRESSS (Precast Seismic Structural Systems) 体系^[5-7],使用无粘结预应力预制构件加阻尼器技术。这种体系在地震过程中通过梁柱节点的阻尼器耗能,而主体结构——框架结构的梁柱几乎没有损伤或者是低损伤,只需更换阻尼器即可继续使用,满足了低损伤、可更换、维修成本低等性能要求,这种技术已在美国、新西兰、欧洲等不同的地震区域得到应用。蔡小宁等^[8]提出一种新型的自复位预应力预制节点形式 PTED 节点,试验结果表明:节点残余变形较小,PTED 节点具有良好的自复位能力,提高了震后结构的可修复性。吴浩等^[9]对无粘结后张拉预制剪力墙进行了模拟,分析显示使用高强钢筋后这种结构可以经历大位移而残余变形小,具有可恢复功能性。叶列平等^[10]对一榀采用普通钢筋和高强钢筋的框架结构进行了动力弹塑性分析,结果表明,在现浇混凝土框架结构柱中采用高强钢筋也能提高框架的抗震性能,避免底层柱底过早出现塑性铰,使结构实现最优的屈服机制,减小柱底损伤,易于震后修复。

纤维增强混凝土(FRC)具有拉伸强化和多裂缝开展特性,因此表现出良好的塑性变形能力(控制损伤程度能力)及耗能能力,残余变形小。将 FRC 用于混凝土结构的关键部位(塑性铰区)可以提高塑性铰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损伤程度和裂缝的发展^[11-12]。Yoon 和 Billington 等^[13]对采用高强钢筋连接、预期塑性铰区采用纤维增强混凝土的预制柱做了滞回试验分析,结果显示纤维增强混凝土的耗能能力高于普通混凝土,在受拉荷载下的整体性优于混凝土,认为这种结构在提高震区结构的损伤容限方面有进一步的研究价值。廖维张等^[14]采用钢绞线和纤维混凝土对普通钢筋混凝土梁进行加固,加固后的梁抗冲击性能、延性和整体性都得到提高。

本文将框架结构的预期损伤部位采用 FRC 材料,并将框架柱的普通钢筋换成高强钢筋,通过研究其屈服机制及损伤程度来评价其抗震性能。

1 分析模型

1.1 材料的本构关系

(1) 混凝土塑性损伤模型

混凝土本构采用 ABAQUS 软件提供的混凝土损伤模型。在受拉时认为混凝土在达到抗拉峰值时才开裂,即混凝土达到受拉峰值前处于弹性阶段,如图 1 所示。参考文献[14],受拉损伤恢复因子(Tension Recovery) $w_t = 0$; 受压损伤恢复因子(Compression Recovery) $w_c = 1$ 。

(2) FRC 单轴受压应力-应变关系

FRC 的受压应力-应变关系采用文献[15]提出的用于结构非线性分析的应力-应变关系模型,即

$$y = \begin{cases} \frac{Ax - x^2}{1 + (A - 2)x} & 0 \leq x < 1 \\ \frac{A_1 x}{1 + (A_1 - 2)x + x^2} & x \geq 1 \end{cases} \quad (1)$$

$$x = \epsilon / \epsilon_u, y = \sigma_c / f_c$$

$$A_1 = (0.0234 + 0.1577V_f) \times (0.0016f_c^2 - 0.2315f_c + 8.4633)$$

式中: A 表示系数, 取 1.101, 与峰值应力和弹性极限应力比有关; f_c 、 ϵ_u 分别为 FRC 轴心抗压强度及其对应的应变; V_f 表示纤维体积掺量百分率。

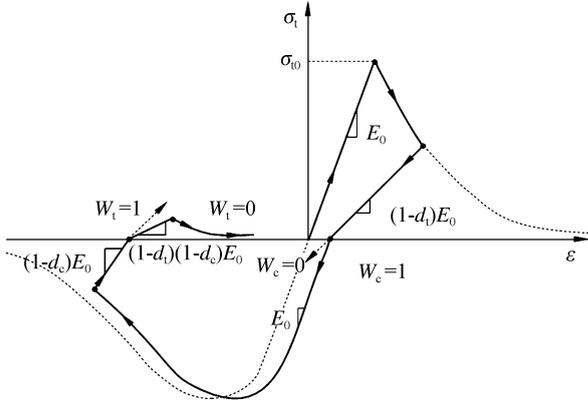


图 1 混凝土损伤模型

Fig.1 The damage model for concrete

(3) FRC 单轴受拉应力-应变关系

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[16]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[17]以上述研究为基础, 提出了 FRC 单轴拉伸作用下的应力-应变关系表达式, 即

$$\sigma_i = \begin{cases} E_0 \epsilon & \epsilon < \sigma_{ss} / E_c \\ \sigma_i + E_{ie} \epsilon & \epsilon > \sigma_{ss} / E_c \end{cases} \quad (2)$$

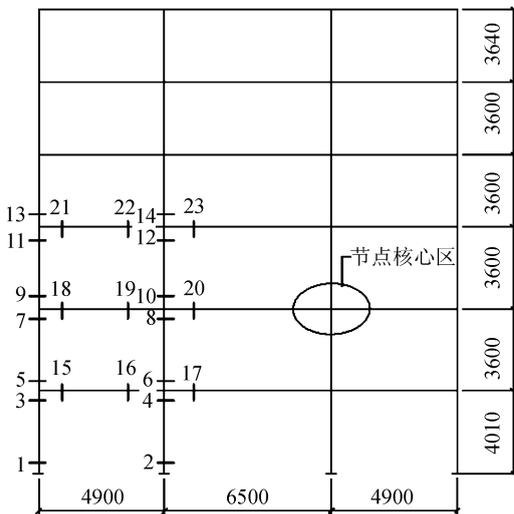
$$\sigma_i = \sigma_{ss} (1 - E_{ie} / E_c) \quad (3)$$

$$E_{ie} = \frac{\sigma_{tu} - \sigma_{ss}}{\epsilon_{tu} - \sigma_{ss} / E_c} \quad (4)$$

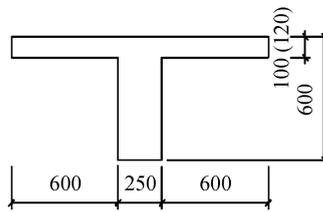
式中: σ_{ss} 为稳定开裂应力; σ_{tu} 为极限抗拉强度; E_c 为弹性模量; E_{ie} 为应变硬化模量。

1.2 框架结构分析模型

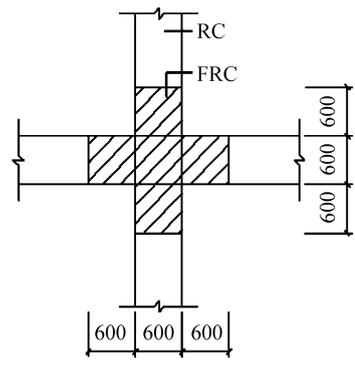
按现行规范^[1]设计的一幢 6 层框架结构宿舍楼, 抗震设防烈度 VII (0.15g) 度, II 类场地, 设计地震分组为第一组, 结构抗震等级为二级。取出其中一榀横向框架进行分析。考虑楼板对梁承载力的加强作用, 分析中采用 T 形截面梁 (250 mm × 600 mm), 梁一侧翼缘宽度取 6 倍的板厚, 板的配筋仅考虑重力荷载作用。结构分析采用 ABAQUS 有限元软件进行建模, 采用混凝土塑性损伤模型。钢筋采用双线性强化弹塑性模型。单元划分: 节点核心区 100 mm, 其他 300 mm。采用三个模型进行分析, 一个是对原钢筋混凝土框架结构进行分析, 后文称为 RC 框架结构; 第二个是将柱的纵筋按等截面原则^[10]换成高强钢绞线, 梁的钢筋则仍然为普通钢筋, 梁、柱均采用普通混凝土, 后文称为 RC-UHS 框架结构; 第三个是将柱的纵筋按等截面原则换成高强钢绞线, 梁的钢筋则仍然为普通钢筋, 并对梁、柱端及节点核心区以及底层柱下端采用 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-UHS 框架结构。结构几何尺寸如图 2 所示, 钢筋材料、混凝土和 FRC 力学性能见表 1 和表 2, 各构件配筋见表 3。



(a) 结构立面简图



(b) 梁截面尺寸



(c) 节点采用 FRC 的尺寸

图 2 结构几何参数 (单位: mm)

Fig.2 Geometric parameters of the structure (Unit: mm)

表 1 钢筋材料特性

Table 1 Mechanical properties of steel bars

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	0.01
钢绞线	1 860	0.009 3	-

表 2 混凝土和 FRC 力学参数

Table 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	0.009 7
峰值抗压强度 f_c /MPa	32.01	38.5
峰值压应变 ϵ_c	0.002	0.005
弹性模量 E /GPa	31.5	20

分别对三个框架结构进行动力时程分析。输入 3-1602Duzce和 Turkey地震波,分别按照0.2g、

表 3 钢筋配筋面积汇总表

Table 3 Reinforcement area of the structure

楼层	层高/mm	柱尺寸/mm		柱配筋(每侧配筋)/mm ²		梁端配筋/mm ²			
		中柱	边柱	中柱	边柱	边跨		中跨	
						上侧	下侧	上侧	下侧
1	4 010	650×650	600×600	1 520(1 540)	1 389(1 400)	2 149	1 520	3 041	1 900
2	3 600		600×600	1 389(1 400)	1 258(1 260)	2 149	1 520	3 041	1 900
3	3 600		600×600	1 258(1 260)	1 258(1 260)	2 149	1 389	3 041	1 900
4	3 600		600×600	1 258(1 260)	1 258(1 260)	1 520	1 258	2 661	2 200
5	3 600		500×500	1 258(1 260)	1 258(1 260)	1 520	1 258	2 281	2 200
6	3 600		500×500	1 258(1 260)	1 258(1 260)	760	943	2 149	1 520

注:括号内为 RC-UHS 和 FRC-UHS 框架结构柱中高强钢绞线每侧配筋面积。

0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g 及 0.8g 进行调幅,以比较结构在不同地震强度下的屈服机制、动力响应、损伤状况和结构性能。

2 结果分析

2.1 损伤控制截面状态和屈服机制

图 3~5 分别列出了地震波 3-1602 Duzce 作用下,地震波峰值强度从 0.4g 增加到 0.7g 过程中三个框架结构的塑性铰分布情况。表 4 列出了三个框架结构在最大层间侧移角约为 1/100,1/50,1/30 时对应的不同强度地震作用下部分梁柱端控制截面处的钢筋最大应变值。可以看出,RC 框架结构在地

震波峰值强度为 0.4g 时,侧移角为 0.007,在出现梁铰的同时底层柱底钢筋也产生了屈服[图 3(a)]。当地震波峰值强度达到 0.6g 时,最大层间侧移角达到 0.02,框架结构首层、二层、三层、四层的梁端均已屈服形成塑性铰,最大应变达到 0.011 1,并且二层柱上、下端均形成铰,成为薄弱层,底层柱底钢筋最大应变为 0.014 0。地震波峰值达到 0.7g 时,RC 框架结构的底部三层均成为薄弱层,柱底钢筋最大拉伸应变达到 0.020 3。

RC-UHS 框架结构在地震波峰值强度小于 0.6g 时,梁端出现塑性铰的顺序和数量与 RC 框架结构相近,且各梁铰钢筋应变也接近,例如 0.4g 时

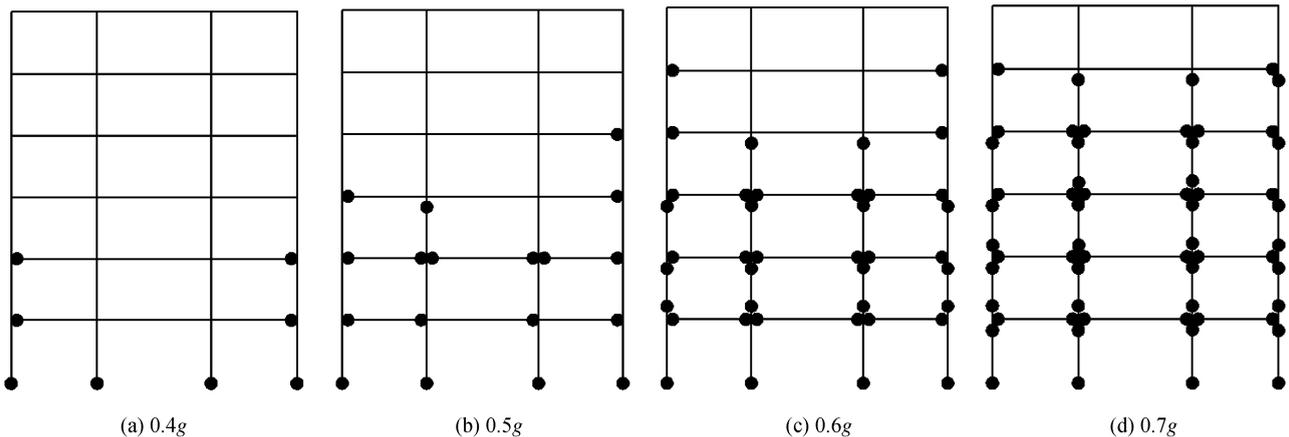


图 3 RC 框架屈服机制示意图

Fig.3 Yield mechanism of RC frame

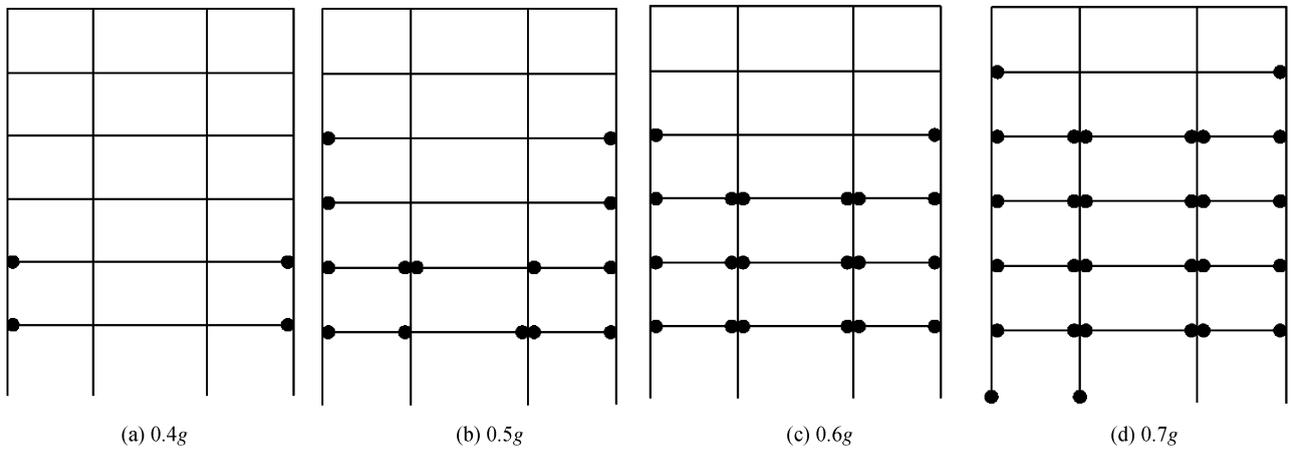


图4 RC-UHS 框架屈服机制示意图

Fig.4 Yield mechanism of RC-UHS frame

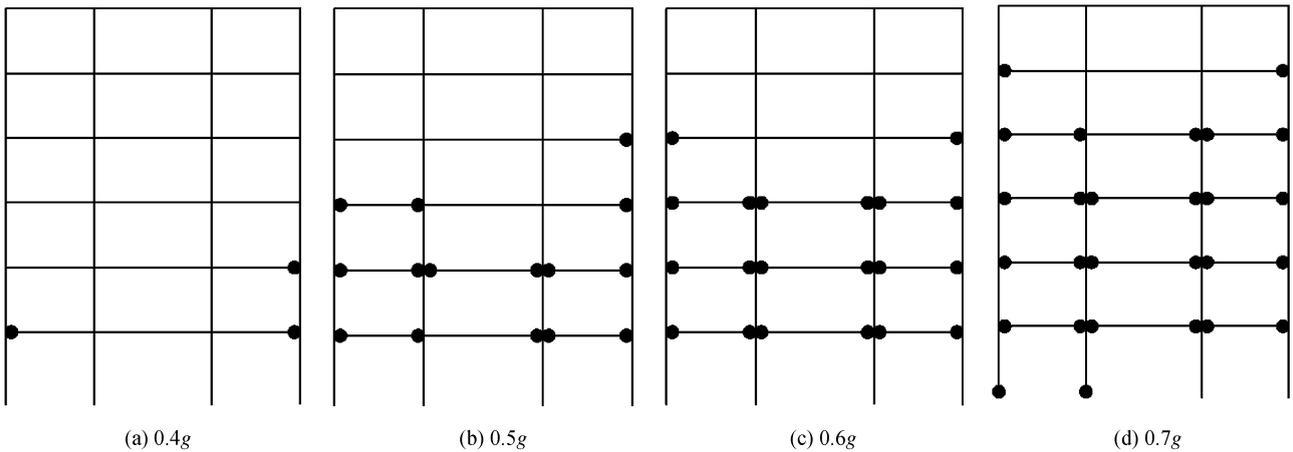


图5 FRC-UHS 框架屈服机制示意图

Fig.5 Yield mechanism of FRC-UHS frame

最大梁铰钢筋应变为 0.002 7,位置与 RC 框架结构相同。但是 RC-UHS 框架结构的底层柱底钢筋在地震峰值加速度达到 $0.7g$ 、最大层间侧移角达到 0.03 左右时才发生屈服,出现柱铰,其他层柱端均没有出现塑性铰[图 4(d)]。

FRC-UHS 结构从屈服机制的角度上看同 RC-UHS 结构相近(图 5),均是从梁端开始屈服,形成塑性铰,出铰顺序相近,其他层柱端不出铰,而是在最大层间侧移角达到 0.03 时底层柱底才出现屈服,且 FRC-UHS 框架结构各梁端塑性铰处的最大应变与 RC-UHS 结构不同。

2.2 位移响应

(1) 楼层最大位移

图 6 为三个框架结构在地震波峰值强度从 $0.2g$ 增加到 $0.8g$ 过程中,所得楼层位移以及层间侧移角的分布情况。从图 6(a)、(b)中可以看出,结构的最大

层间侧移角均出现在第二层。初始地震波峰值加速度为 $0.2g$ 时,RC 结构和 RC-UHS 结构的最大层间侧移角为 0.001,顶点最大位移为 0.020 m;FRC-UHS 结构的最大层间侧移角为 0.002,顶点最大位移为 0.030 m,此时结构处于弹性阶段。结构的侧移与结构的刚度有关,FRC-UHS 结构局部使用了弹性模量小于普通混凝土的 FRC 材料,整体结构的刚度略微小于 RC 结构,所以此时 FRC-UHS 结构的最大层间侧移角以及最大楼层位移大于 RC 结构和 RC-UHS 结构。随着地震波峰值加速度的增大,RC-UHS 框架结构的变形特性与 RC 结构相近,但是 RC-UHS 框架结构的整体性逐渐呈现出来,在最大层间侧移角相同的情况下,RC-UHS 的顶点最大位移大于 RC 结构。从图 6(c)中可以看出,当层间侧移角大于 0.015 后,对于达到相同的顶点位移所表现的最大层间侧移角,RC 框架结构 $>$ RC-UHS 框架结构 $>$

表 4 框架控制截面钢筋最大拉伸应变

Table 4 The maximum tensile strain of steel bars at the control section of frame

地震峰值/g	最大层间侧移角			截面号	钢筋最大拉伸应变		
	RC	RC-UHS	FRC-UHS		RC	RC-UHS	FRC-UHS
0.4	0.007	0.007	0.009	柱 1	0.002 7	<ε _y	<ε _y
				柱 2	0.002 5	<ε _y	<ε _y
				梁 15	0.002 7	0.002 7	0.002 2
				梁 18	0.002 3	0.002 3	<ε _y
0.6	0.021	0.021	0.023	柱 1	0.014 0	<ε _y	<ε _y
				柱 2	0.011 7	<ε _y	<ε _y
				柱 5	0.004 3	<ε _y	<ε _y
				柱 6	0.003 7	<ε _y	<ε _y
				柱 7	0.002 6	<ε _y	<ε _y
				柱 8	0.004 6	<ε _y	<ε _y
				柱 11	0.002 3	<ε _y	<ε _y
				柱 12	0.004 8	<ε _y	<ε _y
				梁 15	0.011 1	0.010 8	0.011 0
				梁 16	0.007 6	0.007 0	0.010 0
				梁 17	0.004 6	0.004 2	0.002 7
				梁 18	0.010 1	0.010 5	0.0117
				梁 19	0.006 1	0.006 2	0.009 5
				梁 20	0.004 9	0.004 9	0.004 3
梁 21	0.008 8	0.008 6	0.007 5				
梁 22	0.004 3	0.004 4	0.005 3				
梁 23	0.003 0	0.003 0	0.002 6				
0.7	0.034	0.033	0.034	柱 1	0.020 3	0.010 1	0.009 3
				柱 2	0.014 5	0.009 6	0.009 4
				柱 3	0.002 5	<ε _y	<ε _y
				柱 4	0.004 7	<ε _y	<ε _y
				柱 5	0.005	<ε _y	<v _y
				柱 6	0.007 5	<ε _y	<ε _y
				柱 7	0.003 3	<ε _y	<ε _y
				柱 8	0.008 8	<ε _y	<ε _y
				柱 9	0.003 3	<ε _y	<ε _y
				柱 10	0.005 2	<ε _y	<ε _y
				柱 11	0.004 1	<ε _y	<ε _y
				柱 12	0.009 1	<ε _y	<ε _y
				柱 14	0.002 8	<ε _y	<ε _y
				梁 15	0.015 6	0.018 1	0.018 1
梁 16	0.013 0	0.012 3	0.015 2				
梁 17	0.008 6	0.008 8	0.004 6				
梁 18	0.013 1	0.016 3	0.021 1				
梁 19	0.009 6	0.007 8	0.014 2				
梁 20	0.005 2	0.007 0	0.008 6				
梁 21	0.010 5	0.012 0	0.015 0				
梁 22	0.006 3	0.006 8	0.009 5				
梁 23	0.005 9	0.006 3	0.004 9				

FRC-UHS 框架结构。到 0.7g 时,RC 框架结构第一、二、三层出现薄弱层,结构变形不在控制范围内,但是 RC-UHS 和 FRC-UHS 框架结构只形成梁铰,

变形仍在可控制的范围内。

(2) 残余变形

高强钢筋的弹性恢复特性可减小结构的残余变

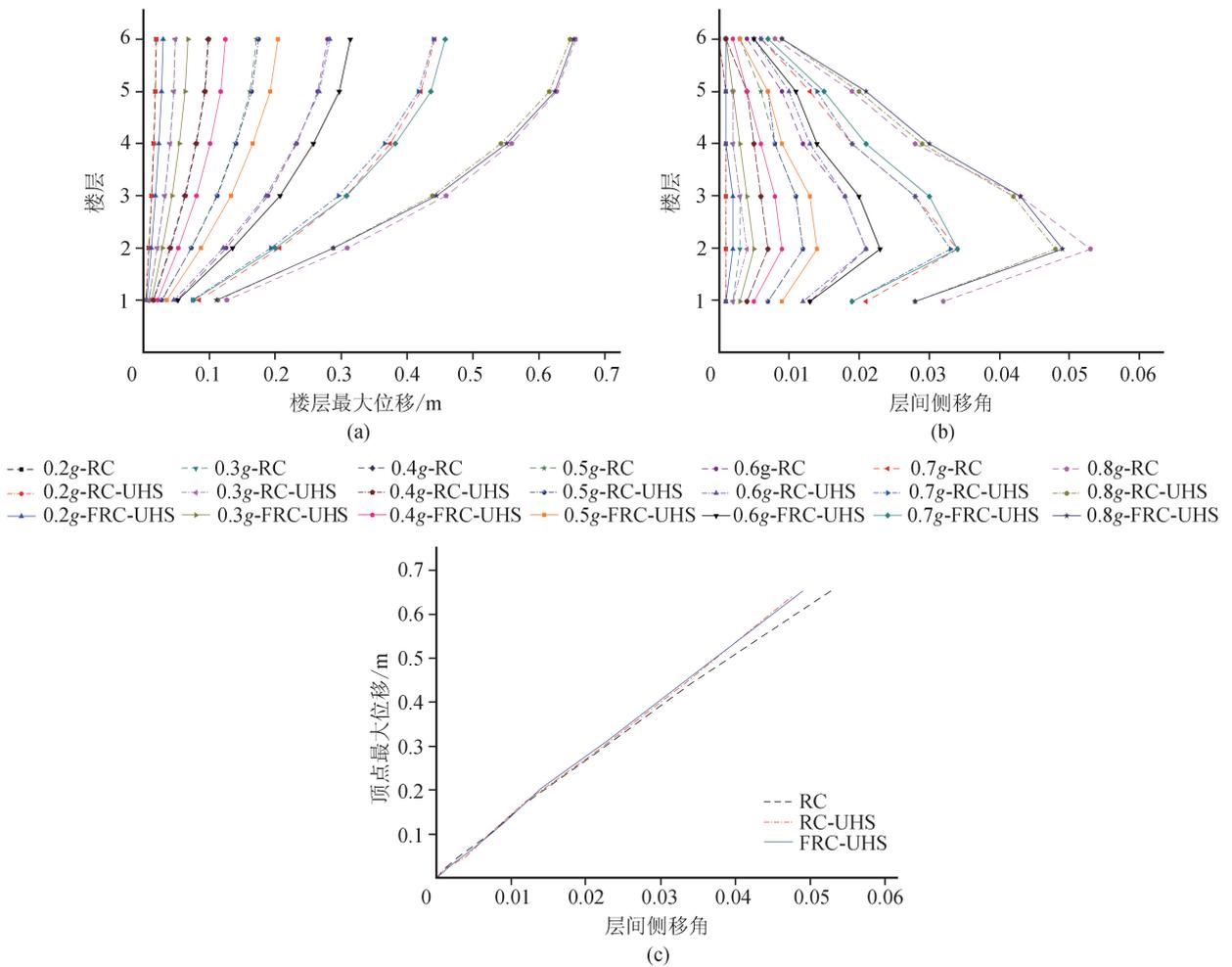


图6 楼层变形图

Fig.6 Deformation at each floor

形。图7为3-1602 Duzce地震波峰值强度0.3g、0.6g、0.7g及0.8g时,三个框架结构楼层残余变形的分布情况。地震波强度为0.3g时[图7(a)],RC-UHS框架结构的残余变形与RC框架结构相差不多,RC-UHS结构的最大残余变形为0.009m,RC结构为0.010m;而FRC-UHS结构的最大残余变形为0.018m,残余变形大于前两个结构。随着峰值强度增加到0.6g[图7(b)],RC-UHS结构的最大残余变形为0.019m,RC结构的为0.034m。当地震波峰值强度达到0.07g时[图7(c)],RC结构的顶点残余变形达到0.072m,明显大于RC-UHS和FRC-UHS结构。而当地震波峰值强度到0.8g时[图7(d)],RC-UHS和FRC-UHS结构的最大层间侧移角达到0.048,两个框架结构的残余变形趋于相近。图7(e)为最大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0.03时,FRC-UHS框架结构

的残余变形大于RC和RC-UHS框架结构。RC框架结构的混凝土开裂,截面受拉区的拉力完全由钢筋承担,结构处于稳定的变形阶段,因此裂缝的闭合只需要对钢筋的受力卸载。而FRC材料开裂后,由于纤维的桥联作用,只是形成了微裂缝,裂缝的闭合需要克服FRC和钢筋共同的受力,应力-应变曲线中表现为应力持续、应变增加,因此在此阶段FRC-UHS框架结构的残余变形相较前两个结构较大。对于RC结构,当层间侧移角达到约0.02时,残余变形迅速增加。RC-UHS结构由于结构柱没有出现屈服,其整体性优于RC结构,其残余变形仍在可控的范围,而FRC-UHS结构大约在侧移角为0.015时进入稳定的变形阶段,层间侧移角达到0.03时FRC-UHS结构的残余变形开始小于RC结构。随着柱底钢筋屈服,RC-UHS结构和FRC-UHS结构的残余变形则趋于相近。

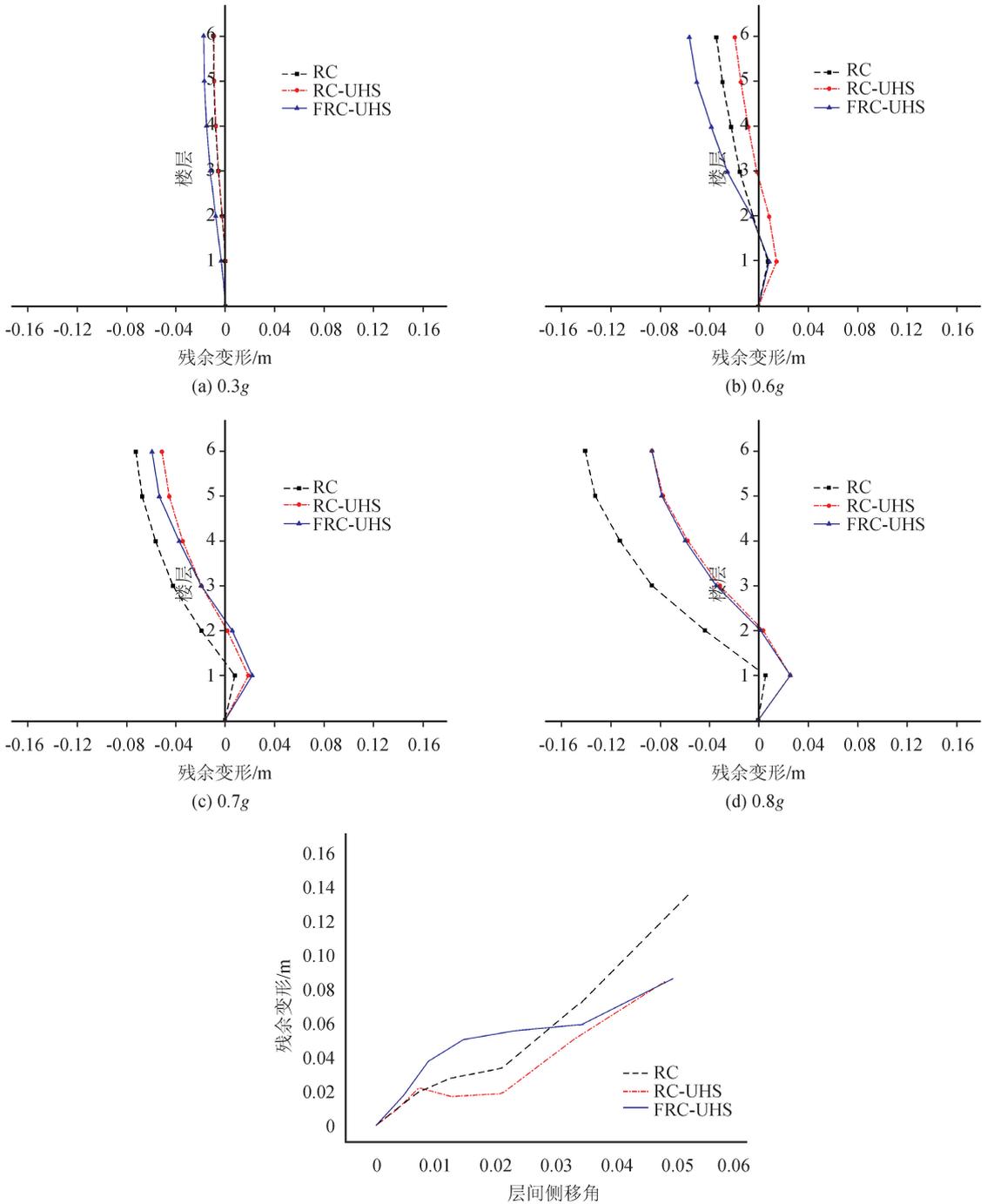


图 7 残余变形图

Fig.7 Residual deformation

2.3 耗散能量

对于同一地震波而言,对结构输入的能量是恒定不变的。在 ABAQUS 软件中,能量守恒公式为:

$$E_u + E_k + E_f - E_w - E_{qb} = \text{const}$$

式中: E_k 为动能; E_f 为模型接触摩擦耗能; E_w 为外部荷载作功; E_{qb} 为周边媒介阻尼耗能; E_u 为内能: $E_u = E_i + E_v$, $E_i = E_s + E_p + E_c$; E_v 为阻尼耗能,包

括黏滞阻尼和材料阻尼; E_i 为剩下的内能,包括弹性应变能 E_s 、塑性能 E_p 以及时间相关量耗能 E_c 。

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 8 列出了 3-1602 Duzce 地震波峰值为 0.7g 时,RC、RC-UHS 以及 FRC-UHS 结构的各耗能状况。

从图 8 中可以看出,外部输入的能量相同时,三

个结构的动能耗能[图 8(b)]相近。在阻尼耗能方面[图 8(c)],RC 和 RC-UHS 框架结构相近,相差 0.6%左右,比 FRC-UHS 框架结构的阻尼耗能大了 18.5%。在内能耗能(E_i)方面[图 8(d)],FRC-UHS 结构的内能耗能是 RC 结构的 1.12 倍,是 RC-UHS 结构的约 1.11 倍。其中弹性耗能方面[图 8(e)],RC-UHS 和 FRC-UHS 结构由于柱中配有高强钢筋,在地震波峰值加速度达到 $0.7g$ 时才在柱底出现屈服,其他层柱纵筋都在弹性范围内,因此 RC-UHS 结构的弹性应变能力在地震波后面阶段比 RC 结构的弹性耗能大,约在 47.7%,而 FRC-UHS

结构由于配有 FRC 材料,其弹性应变耗能比 RC-UHS 结构小 1%。在塑性耗能方面[图 8(f)],FRC-UHS 结构是 RC 结构的 1.18 倍,是 RC-UHS 结构的 1.29 倍,而 RC 结构由于柱端钢筋产生屈服,因此其塑性耗能比 RC-UHS 框架结构高。在混凝土产生裂缝后,RC 结构和 RC-UHS 结构的钢筋屈服集中在裂缝处,而在 FRC-UHS 结构中,由于微裂缝的作用,可以有效地使梁端更广区域的钢筋产生屈服来进行耗能。而 RC 结构的塑性耗能略高于 RC-UHS 结构,这是由于 RC 结构的柱端也产生屈服,对塑性耗能有贡献。

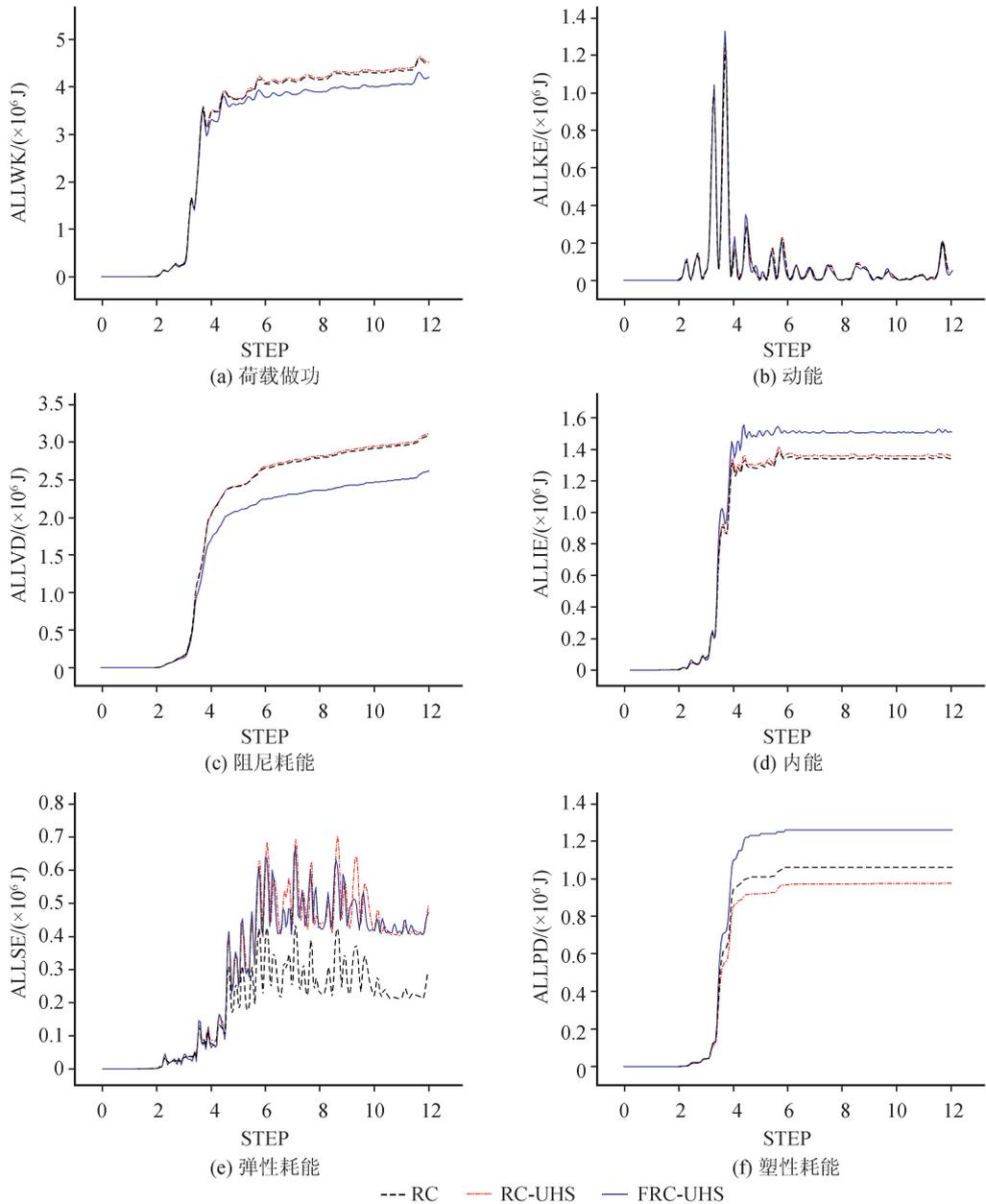


图 8 能量耗散曲线图

Fig.8 Energy dissipation curves

4 结论

通过对采用高强钢筋以及具有较好延性和应变硬化能力的 FRC 材料框架结构进行弹塑性时程分析,得出以下结论:

(1) 框架结构柱采用高强钢筋可以明显推迟柱铰的出现,提高整体结构的抗震性能,有利于框架结构形成“强柱弱梁”和梁铰屈服机制。

(2) 高强钢筋较普通钢筋能明显减小整体结构的最大残余变形,FRC 材料在层间侧移角达到一定程度后对整体结构的残余变形也起到一定的控制作用。当柱底钢筋屈服后,RC-UHS 和 FRC-UHS 框架结构的残余变形趋于相近。

(3) 由于 FRC 材料具有良好的延性、耗能能力以及多条细微裂缝开展性能,可以使更大区域的钢筋产生屈服来耗能,使 FRC-UHS 框架结构的塑性耗能能力增强,从而能够改善 RC-UHS 框架结构的滞回耗能性能。

参考文献(References)

- [1] GB50011-2010,建筑抗震设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- GB 50011-2010,Code for Seismic Design of Buildings[S].Beijing:China Architecture & Building Press,2010.(in Chinese)
- [2] 清华大学,西南交通大学,北京交通大学震害调查组.汶川地震建筑震害分析[J].建筑结构学报,2008,29(4):1-9.
Civil and Structural Groups of Tsinghua University, Xinan Jiaotong University and Beijing Jiaotong University. Analysis on Seismic Damage of Buildings in the Wenchuan Earthquake [J].Journal of Building Structures,2008,29(4):1-9.(in Chinese)
- [3] 郑山锁,马德龙,刘洪珠.汶川地区震后钢筋混凝土框架结构的地震易损性研究[J].地震工程学报,2015,37(1):131-137.
ZHENG Shan-suo, MA De-long, LIU Hong-zhu. Seismic Vulnerability of Post-earthquake Reinforced Concrete Frame Structures in the Wenchuan Area[J].China Earthquake Engineering Journal,2015,37(1):131-137.(in Chinese)
- [4] 刘玮,吴志坚,马宏旺,等.汶川 8.0 级地震陇南地区建筑震害调查[J].西北地震学报,2010,32(2):179-185.
LIU Wei, WU Zhi-jian, MA Hong-wang, et al. Damage Investigation of Buildings in Southern Gansu Province during the Wenchuan M_s 8.0 Earthquake[J].Northwestern Seismological Journal,2010,32(2):179-185.(in Chinese)
- [5] Priestley M J N. Overview of PRESSS Research Program[J]. PCI Journal,1991,36(4):50-57.
- [6] Priestley M J N. The PRESSS Program Current Status and Proposed Plans for Phase III[J]. PCI Journal,1996,41(2):22-40.
- [7] Pampanin S, Pagani C, Zambelli S. Cable Stayed and Suspended

- Solution for Precast Concrete Frames: the Brooklyn System [C]//Proceedings of the New Zealand Concrete Industry Conference, Queenstown, New Zealand, 2009: 16-18.
- [8] 蔡小宁,孟少平,孙巍巍.自复位预制框架边节点抗震性能试验研究[J].土木工程学报,2012,45(12):29-37
CAI Xiao-ning, MENG Shao-ping, SUN Wei-wei. Experimental Study on Behaviors of Beam-column Connections for Self-centering Post-tensioned Precast Frame[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(12): 29-37. (in Chinese)
 - [9] 吴浩,吕西林.无粘结后张拉预制剪力墙抗震性能模拟分析[J].振动与冲击,2013,32(19):176-182.
WU Hao, LV Xi-lin. Numerical Simulation on Seismic Performance of Unbonded Post-tensioned Precast Shear Walls[J]. Journal of Vibration and Shock, 2013, 32(19): 176-182. (in Chinese)
 - [10] 叶列平, Asad U Q, 马千里, 等. 高强钢筋对框架结构抗震破坏机制和性能控制的研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 28(1): 18-24.
YE Lie-ping, Asad U Q, MA Qian-li, et al. Study on Failure Mechanism and Seismic Performance of Passive Control RC Frame Against Earthquake [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2006, 28(1): 18-24. (in Chinese)
 - [11] LI V C, KANDA T. Engineered Cementitious Composites for Structural Applications[J]. ASCE. Materials in Civil Engineering, 1998, 10(2): 66-69.
 - [12] Gencturk B, Elnashai A S. Optimized and Sustainable Earthquake Resistant Engineered Cementitious Composites Buildings [C]// Proceedings of Numerical Modeling Strategies of Sustainable Concrete Structure. Aix-en-Provence, 2012.
 - [13] Yoon J K, Billington S L. Cyclic Response of Unbonded Post-Tensioned Precast Columns with Ductile Fiber-reinforced Concrete[J]. Journal of Bridge Engineering, 2004, 9(4): 353-363.
 - [14] 廖维张, 张伟, 田志敏. 高强钢绞线网-高性能砂浆加固钢筋混凝土梁抗冲击性能试验研究[J]. 振动与冲击, 2014, 33(12): 200-206.
LIAO Wei-zhang, ZHANG Wei, TIAN Zhi-min. Tests for Impact Resistance Properties of RC Beams Strengthened with High Strength Steel Wire Mesh and High Performance Mortar[J]. Journal of Vibration and Shock, 2014, 33(12): 200-206. (in Chinese)
 - [15] ABAQUS Inc. Abaqus Analysis User's Manual 6.12[Z].
 - [16] 李艳. 高性能纤维增强水泥基复合材料的力学研究[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 University of Architecture and Technology, 2011. (in Chinese)
 - [17] 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.
 - [18] Tetsushi Kanda, Zhong Lin, Li V C. Tensile Stress-strain Modeling of Pseudo Strain Hardening Cementitious Composites[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2000, 12(2): 147-156.