

再生混凝土框架结构模型振动台试验

王长青^{1,3}, 肖建庄^{1,2}

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092;
3. 南阳师范学院 土木建筑工程学院, 河南 南阳 473000)

摘要: 介绍了再生粗骨料取代率为 100% 的再生混凝土框架模型的振动台试验。对框架模型的自振频率、结构等效刚度、结构阻尼比、结构振型、加速度反应、位移反应进行了研究。分析表明, 随着地震强度的增加, 结构出现一定程度的破坏后, 模型抗侧移刚度退化、自振频率随之下降、结构的阻尼比逐渐增大、加速度放大系数呈逐渐降低的趋势; 采用层间变形作为评估指标, 对再生混凝土框架的抗震能力进行了评估。经过多次地震试验后, 尽管再生混凝土框架的破坏较为严重, 但在 1.170 g 地震试验后仍然没有倒塌, 表明再生混凝土框架结构具有良好的抗震能力。

关键词: 再生混凝土; 框架结构; 振动台试验; 地震波; 抗震能力

中图分类号: TU528.79; TU317.1 **文献标识码:** A

Experimental Study on Recycled Aggregate Concrete Frame Structure Model

WANG Changqing^{1,3}, XIAO Jianzhuang^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. School of Civil Engineering and Architecture, Nanyang Normal University, Nanyang 473000, China)

Abstract: A frame structure model which was made of recycled aggregate concrete (RAC) with 100% replacement of recycled coarse aggregates was tested on the MTS shaking table. The natural frequency, equivalent stiffness, the damping ratio, the vibration mode, the acceleration response and the displacement response and so on were analyzed and discussed. The result indicates that the damage of the RAC frame model develops progressively; the natural frequency descends; the lateral stiffness degrades; the damping ratio ascends and the acceleration amplifying factor decreases gradually with the increasing earthquake intensity. The interstorey drift was adopted as the index to evaluate the seismic

performance of the RAC frame model structure. Although the model was subjected to very severe damage after several earthquakes, it did not collapse after 1.170 g test phase. The results show that the RAC frame buildings have good seismic resistance capacity.

Key words: recycled aggregate concrete (RAC); frame structure; shaking table test; earthquake wave; seismic resistance capacity

国内外对再生混凝土材料物理和力学性能的研究已经取得了一定的研究成果, 笔者在文献[1]中对再生混凝土的材料性能作了介绍。国内外对再生混凝土结构性能的研究相对较少, 且主要局限在构件层次^[2-7]。目前尚未发现针对再生混凝土框架结构模拟地震振动台试验研究的文献报道。本文采用 6 层 1:4 缩尺再生混凝土框架结构模型, 通过模拟地震振动台试验再现地震动过程, 测试再生混凝土框架模型的动力特性和地震反应, 通过试验现象和结构动力响应分析来评估再生混凝土框架结构抗地震能力, 为再生混凝土结构的推广应用提供技术支持。

1 模型设计

1.1 相似关系

综合考虑振动台的性能参数、施工条件和吊装能力等因素后, 再生混凝土框架模型几何相似关系取 1/4。该模型为欠质量人工质量模型。运用 Buckingham π 定理^[8-9]推导出了模型与原型的主要相似关系, 见表 1。表中 m_m 为模型结构质量, m_{om} 为模型中活荷载和非结构构件的质量, m_a 为模型中设置的人工质量, m_p 为原型结构质量, m_{op} 为原型中活荷载和非结构构件的质量。

收稿日期: 2011-11-03

基金项目: 新世纪优秀人才支持计划(NCET-06-0383); 国家自然科学基金(51178340)

第一作者: 王长青(1981—), 男, 工学博士, 主要研究方向为再生混凝土结构抗震。E-mail: c. q. wang@foxmail.com

通讯作者: 肖建庄(1968—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为再生混凝土材料与结构。E-mail: jzx@tongji.edu.cn

表 1 模型与原型的相似关系

Tab.1 Similarity relationship of model and prototype

物理参数	相似关系式	相似比值
长度	s_l	0.250
弹性模量	s_E	1.000
应力	$s_\sigma = s_E$	1.000
等效密度	$s_\rho = \frac{m_m + m_{om} + m_a}{s_l^3(m_p + m_{op})}$	2.164
泊松比	1	1.000
质量	$s_m = s_\rho s_l^3$	0.034
时间	$s_t = s_l \sqrt{s_\rho / s_E}$	0.368
阻尼	$s_c = s_m / s_t$	0.092
加速度	$s_a = s_E / (s_\rho s_l)$	1.848

1.2 模型材料

采用再生粗骨料取代率为 100% 的 C30 细粒径再生混凝土,配合比设计时水泥选用 42.5 R 的普通硅酸盐水泥;细骨料选用按细度模数为中砂的河砂;粗骨料选用再生混凝土粗骨料,粒径大小范围为 5~10 mm,该试验中再生混凝土的配合比即水、水泥、砂、石子质量比为 1.000 : 1.887 : 2.301 : 3.312. 受力钢筋模型中采用 8 号和 10 号的镀锌铁丝模拟,箍筋采用 14 号镀锌铁丝模拟.

1.3 模型制作

模型为 2 跨 2 开间 6 层的框架结构. 模型平面布置尺寸为 2 175.0 mm × 2 550.0 mm, 1~6 层层高均为 750.0 mm, 柱截面尺寸为 100.0 mm × 100.0 mm, 梁截面尺寸为 62.5 mm × 125.0 mm 和 50.0 mm × 112.5 mm, 板厚 30.0 mm. 结构平面布置、构件截面配筋及梁柱节点详图见图 1, 图中 KL 表示框架梁, KZ 表示框架柱. 模型的配筋和构造要求根据《建筑抗震设计规范(GB50011—2010)》^[10] 按烈度为

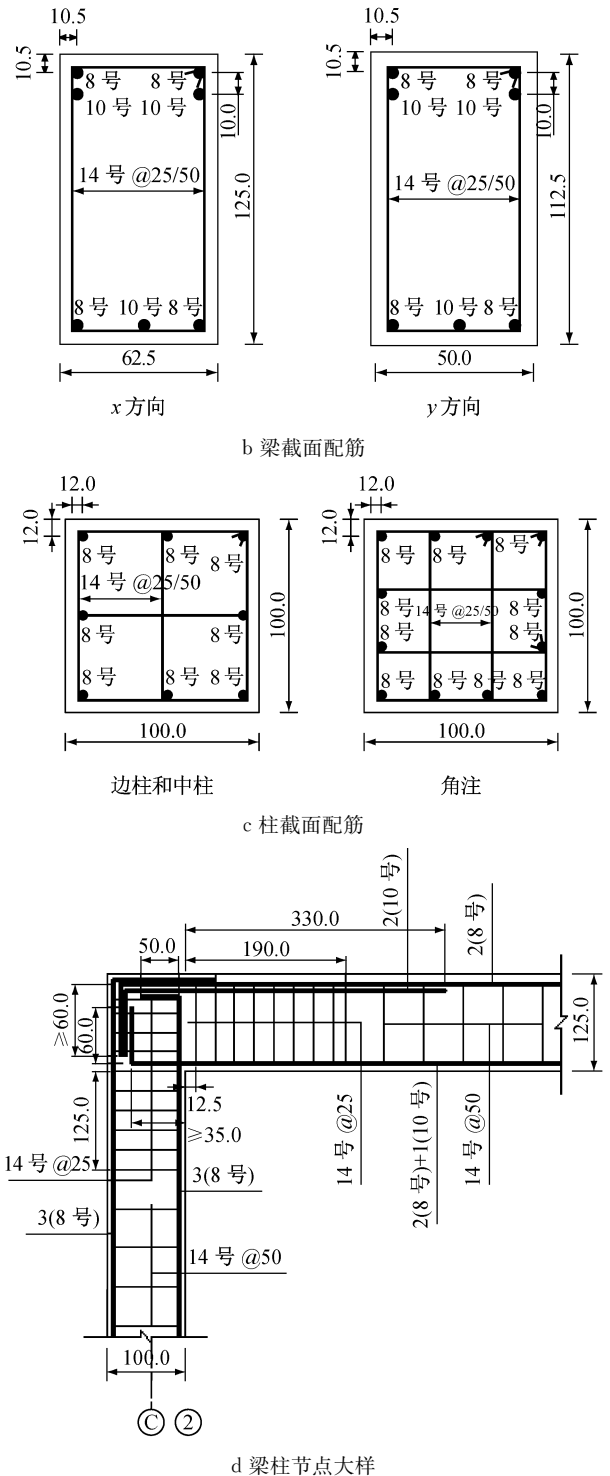
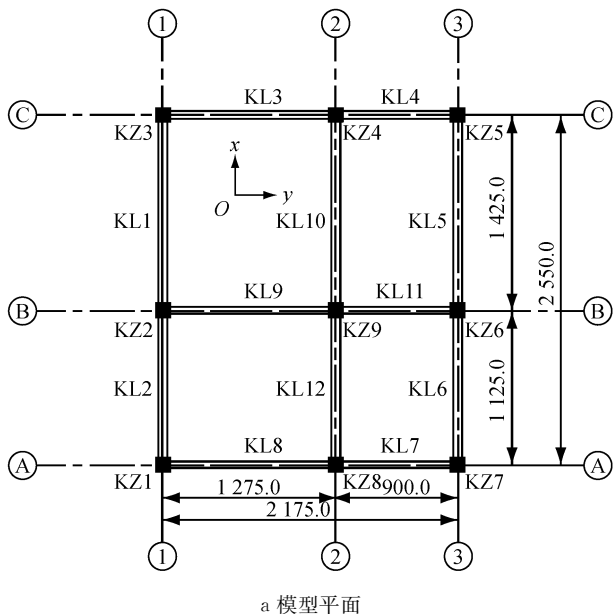


图 1 框架模型尺寸及配筋(单位:mm)

Fig.1 Dimension and reinforcement of frame model (unit: mm)

8 度、设计地震分组为第 2 组、建筑场地为 II 类场地的地震区进行设计. 在框架模型的每层楼板上设置人工质量, 1~5 层每层楼板上均匀布置 1 528 kg 配重, 屋面层上均匀布置 1 375 kg 配重.



a 模型平面

2 振动台试验

2.1 波形选择及测点布置

选取了 2 组天然波和 1 组人工波作为模拟地震振动台台面的输入波,分别为汶川地震波(N-S)(WCW),El Centro 波(N-S)(ELW)和上海人工波(SHW).

主要测试模型的位移、加速度、梁柱节点的应变以及每个构件的裂缝开展、塑性铰发育情况. 加速度计有 x, y 2 个方向,基础顶部 x, y 方向各布置 1 个, 1~5 层每层布置 4 个,顶层布置 8 个,共布置 30 个加速度计. 位移计: 1~5 层每层 x, y 方向各布置 1 个,顶层布置 4 个,共布置 14 个位移计. 应变传感器布置在模型 2~3 层角柱底部,共布置 8 个. 图 2 为加速度传感器和位移传感器布置,图中 A 为加速度计,D 为位移计.

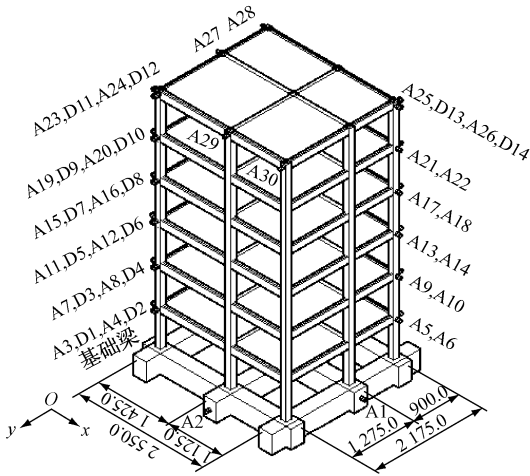


图 2 加速度传感器和位移传感器布置(单位:mm)

Fig.2 Arrangement of accelerometers and displacement LVDTs(Unit:mm)

2.2 试验加载方案

按相似关系调整加速度峰值和时间间隔,振动台台面输入的地震波时间间隔为 0.007 36 s. 在进行每个试验阶段的地震试验时从台面依次输入 WCW, ELW, SHW. 本次试验模型的主震方向为 x 方向,地震波单向输入. 在各水准地震作用下台面输入加速度峰值均按建筑抗震设计规范^[10]的规定要求进行了调整,以模拟不同水准地震作用. 按照建筑抗震试验方法规程^[11]的规定,白噪声加速度峰值取为 0.05g. 试验中地震波加载工况情况见表 2, W1~W10 表示白噪声.

表 2 试验加载工况

Tab.2 Loaded case on the test

工况序号	波型	加速度峰值/g		工况序号	波型	加速度峰值/g	
		设计值	实际值			设计值	实际值
1	W1	0.050	0.049	19	SHW	0.370	0.369
2	WCW	0.066	0.069	20	W6	0.050	0.049
3	ELW	0.066	0.062	21	WCW	0.415	0.417
4	SHW	0.066	0.058	22	ELW	0.415	0.403
5	W2	0.050	0.050	23	SHW	0.415	0.395
6	WCW	0.130	0.139	24	W7	0.050	0.054
7	ELW	0.130	0.200	25	WCW	0.550	0.493
8	SHW	0.130	0.141	26	ELW	0.550	0.499
9	W3	0.050	0.054	27	SHW	0.550	0.590
10	WCW	0.185	0.215	28	W8	0.050	0.053
11	ELW	0.185	0.202	29	WCW	0.750	0.808
12	SHW	0.185	0.176	30	ELE	0.750	0.675
13	W4	0.050	0.053	31	SHW	0.750	0.738
14	WCW	0.264	0.239	32	W9	0.050	0.057
15	ELW	0.264	0.271	33	WCW	1.170	0.992
16	W5	0.050	0.044	34	ELW	1.170	0.823
17	WCW	0.370	0.430	35	W10	0.050	0.051
18	ELW	0.370	0.351				

2.3 试验现象

根据表 2 试验工况进行加载,随着输入地震波加速度的逐渐增大,结构的反应明显增大. 在前 7 个工况下,模型未发现可见裂缝. 在第 8 工况 SHW 后,在 1~2 层框架梁 KL1, KL2, KL5, KL6 端部首先出现自下向上和自上向下发展的细微弯曲裂缝. 在第 27 工况 SHW 后,在 1~2 层框架梁 KL1, KL5 右端和框架梁 KL2, KL6 左端出现垂直裂缝贯通现象,裂缝宽度约 1.5 mm; 2 层框架柱 KZ1 上端和 1~2 层框架柱 KZ6 上、下端及 3 层框架柱 KZ6 下端首先出现细微垂直裂缝. 之后,随着输入激励加大,梁端裂缝增多,开裂梁的位置向上层、向下层发展. 在加载结束后,试验模型 1~2 层破坏最严重,梁柱节点裂通甚至压碎,裂缝宽达 3 mm,形成塑性铰. 在整个试验过程中,结构在 SHW 作用下的位移和加速反应最大,这与 SHW 的频谱特性有关,SHW 是长周期地震波,适合 IV 类场地土. 模型的裂缝开展情况见图 3.

3 模型试验地震反应分析

3.1 模型结构动力特性

在不同水准地震波输入前后对试验模型进行白噪声扫频,得到测点对应的传递函数. 对传递函数进行分析,得到模型结构的自振频率、振型和阻尼比等动力特征参数.

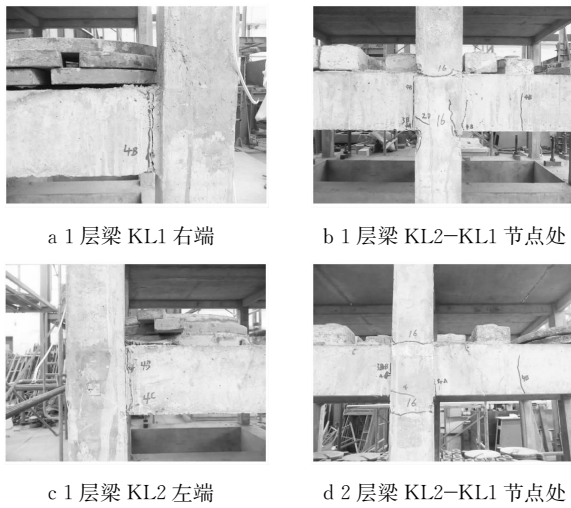


图 3 试验模型裂缝开展

Fig.3 Crack developing for frame model

3.1.1 结构自振频率

表 3 列出了试验模型在不同工况的前 2 阶自振频率值. 试验前通过白噪声扫频, 实测得试验模型的 x 方向 1 阶平动自振频率为 3.715 Hz, y 方向 1 阶平动自振频率为 3.450 Hz. 说明模型结构在 x 和 y 方向布置是非对称的. x 方向的抗侧移刚度大于 y 方向的抗侧移刚度. 在同一次试验中由各个测点的传递函数曲线得到的自振频率理论上应该相等, 试验结果表明, 各测点所得的 1 阶频率都相等; 除试验后期个别测点得到的频率略有差别外, 其他测点得到的 2 阶频率都相等. 图 4 表示随着模型混凝土开裂程度的加剧结构等效刚度 K 的变化规律, 图中以 0.066g 地震试验的结构等效刚度 K_0 作为标准. 图 4 表明, 随着混凝土裂缝的发展, 模型结构等效刚度随

表 3 各试验阶段实测频率值
Tab.3 Natural frequencies of the model

不同波型	方向	试验前	地震水准/g									Hz
			0.066	0.130	0.185	0.264	0.370	0.415	0.550	0.750	1.170	
白噪声	x 向	3.715	3.715	2.654	2.256	2.123	1.725	1.592	1.194	1.061	0.796	
白噪声	y 向	3.450	3.450	3.184	3.052	2.919	2.654	2.521	2.256	1.858	1.858	
WCW	x 向	3.715	2.919	2.654	2.123	1.990	1.725	1.592	1.194	1.061	0.929	
ELW	x 向	3.715	2.919	2.521	2.123	1.858	1.725	1.592	1.194	1.061	0.796	
SHW	x 向	3.715	2.654	2.256	1.725	1.592	1.194	1.061				

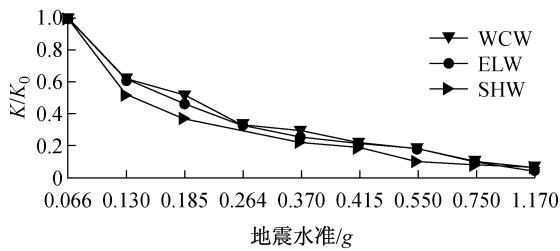


图 4 模型结构等效刚度变化

Fig.4 Variation of effective stiffness of the model

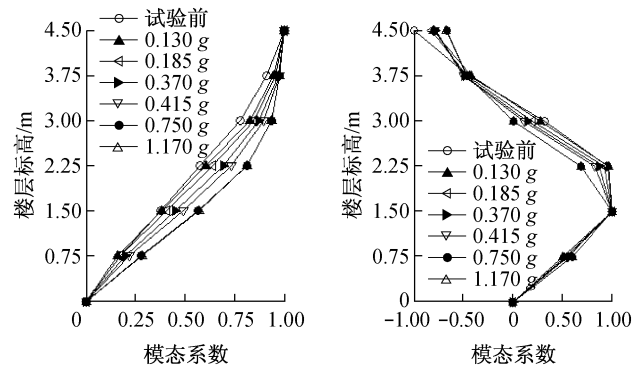


图 5 x 主方向振型变化

Fig.5 Variation of vibration mode in direction x

之下降, 输入不同地震波时, 结构等效刚度的变化不一样, SHW 地震波下结构等效刚度退化最明显.

3.1.2 结构振型

图 5 表示试验模型在不同试验阶段 x 方向的前 2 阶平动振型. 从中可见, 在地震试验前期模型的振型变化不大且形状比较规整, 只是在模型中部出现了局部外凸情况. 随着模型裂缝和非弹性变形的发展, 模型振型曲线也在不断发生变化. 2 阶振型在第 1~3 层出现非常明显的外凸现象, 振型幅值零点的位置也随之下移, 这表明模型下部几层的层间刚度退化较快, 破坏较严重.

模型结构在不同试验阶段的振型主要是平动, 沿高度方向的位移曲线和基本振型曲线形状比较接近, 因此振型系数规律也反映了结构位移的变化规

律. 再生混凝土框架模型在不同试验阶段的地震反应都以基本振型为主.

3.1.3 结构阻尼比

随着输入地面峰值加速度的提高框架模型的损伤不断积累, 其自振频率不断下降, 对应的结构阻尼比随着结构累积损伤的不断增加而变大, 模型在各试验阶段前后由白噪声扫频试验测得的阻尼比列于表 4, 总体上可见: x 向 1 阶平动振型的阻尼比比 y 向 1 阶平动振型的阻尼比大; 阻尼比随着地震强度的增加而逐渐增大, 这是由于随着结构损伤的加剧

而引起结构耗能能力的增大. 结构受到较大强度的地震作用后进入弹塑性状态, 因此阻尼比相对于弹性状态也有较大幅度的提高.

表 4 实测阻尼比
Tab.4 The measured damping ratio

波型	方向	试验前	地震水准/g								
			0.066	0.130	0.185	0.264	0.370	0.415	0.550	0.750	1.170
白噪声	x 向	0.044	0.061	0.099	0.110	0.117	0.135	0.174	0.223	0.226	0.230
白噪声	y 向	0.046	0.060	0.063	0.065	0.067	0.068	0.077	0.085	0.122	0.127
WCW	x 向		0.061	0.065	0.090	0.097	0.128	0.138	0.143	0.166	0.194
ELW	x 向		0.062	0.066	0.101	0.115	0.129	0.139	0.146	0.167	0.210
SHW	x 向		0.064	0.073	0.106		0.138	0.142	0.156	0.171	

3.2 模型结构加速度反应

通过安置在各层的加速度传感器测得了模型对各层的绝对加速度反应. 结构的加速度反应与地震波的频谱特征、结构的自振周期以及结构的阻尼比有关, 是结构动力反应的重要内容. 不同楼层处测点加速度反应峰值与输入台面加速度峰值的比值为各楼层相应的加速度放大系数(AF).

图 6 表示不同试验阶段模型分别在 WCW, ELW 和 SHW 激励下的 AF 分布. 分析图 6 发现: 在同一工况中, 各个测点的 AF 总体上沿楼层高度方向逐渐增大, 1 层顶部的 AF 为 0.798~1.602, 2 层顶部为 0.938~2.318, 3 层顶部为 0.892~2.827, 4 层顶部为 0.758~3.257, 5 层顶部为 0.870~3.858, 模型顶层的为 1.187~3.998. AF 不仅与层间刚度和各层强度有关, 同时与非弹性变形的发展以及台

面输入地震波的频谱特性等因素有关. 结构的 AF 可能会出现沿楼层高度方向减小的现象. 随着地震加速度峰值的提高, AF 在总的趋势上是逐渐降低的. 一般来说, 随着地震强度的增加, 结构出现一定程度的破坏后, 模型抗侧移刚度退化、结构的阻尼比增大, AF 逐渐降低. 但随着结构破坏的加剧, 结构周期逐渐加大, 结构受高阶振型的影响也随之增大, 在一定的周期范围内, 结构的 AF 可能出现随着结构周期的增大而提高的现象. 再生混凝土框架结构其加速度分布特征与普通混凝土结构的类似^[12-13]. 在同一地震水准作用下, 3 条地震波在同一测点处的 AF 不同, SHW 波引起的动力反应最大, ELW 波最小, 造成这种差别的主要原因是由于不同的地震波其相应的频谱特性不同.

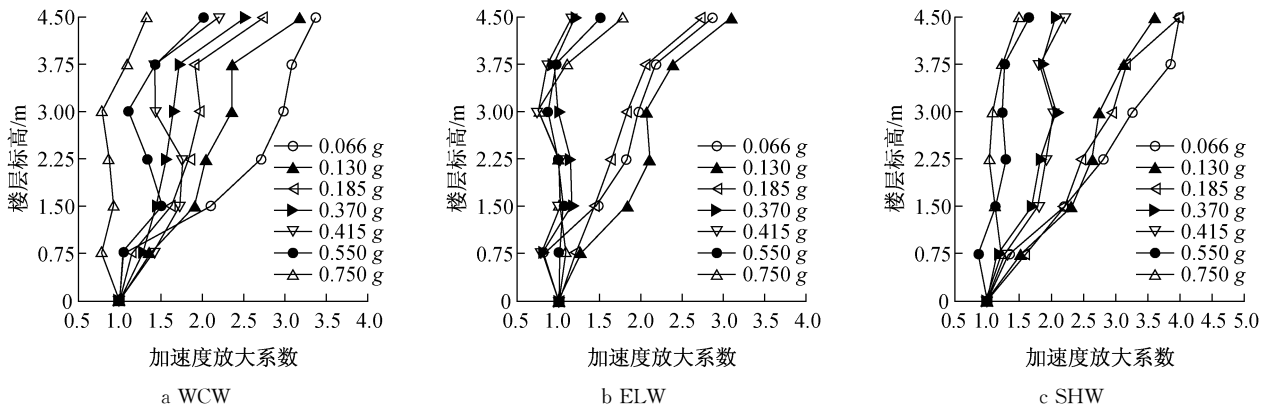


图 6 模型在不同地震波下的加速度放大系数分布

Fig.6 Distribution of acceleration amplitude factor under different earthquake waves

3.3 位移反应

图 7 表示地震试验中楼层标高处的相对于基础底面的最大位移反应. 图 7 表明: 随着地震强度不断加大, 模型各楼层相对位移也随之增大; 在地震试验中输入同一条地震波时, 结构的位移变形曲线的形状大致相同, 位移变形值随地震动幅值的增加而变

大; 从 3.1.2 节关于振型的讨论中可知结构的位移曲线与模型的 1 阶振型接近, 通过比较图 7 a~7 c 可以进一步验证上述规律. 总体上, 模型楼层位移曲线是很光滑的, 位移曲线上没有明显的弯曲点, 这表明结构的等效抗侧刚度沿模型高度方向的分布是合理的. 从楼层位移曲线形状可以看出, 该框架模型结

构变形曲线呈剪切型。

图 8 为地震波时的各楼层最大层间位移反应。可以看出,随着地震强度的不断加大,楼层层间最大位移也随之增大;除 0.130g 地震模拟试验外,在其他各地震水准下 2 层层间位移最大,约占屋顶总位移的 20%~40%,其次是 1 层层间位移,2 层以上各

楼层层间位移大小关系依次为 3 层、4 层、5 层、6 层。在同一工况中,随着地震强度的增加,各楼层层间位移的增长幅度也不相同,模型 2 层的层间位移增长幅度最大,这说明模型 2 层破坏最严重,层间刚度退化最快。

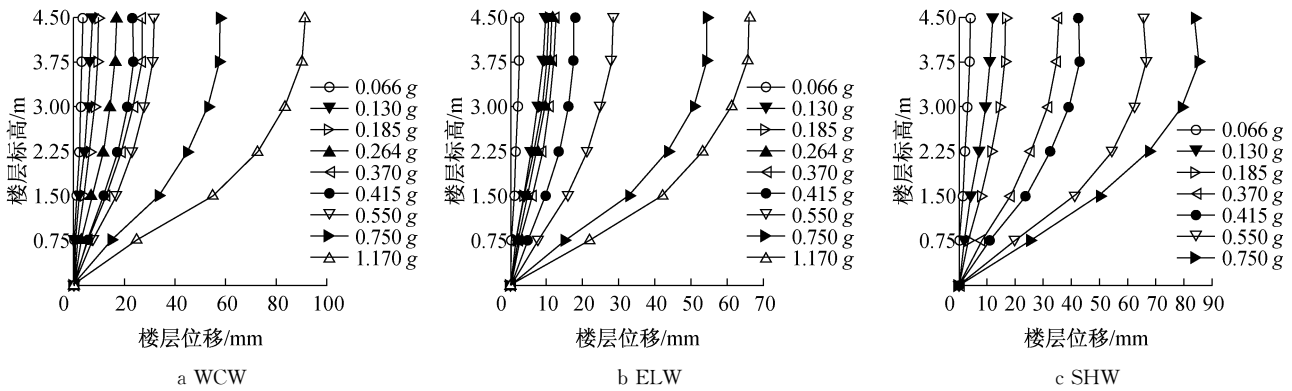


图 7 不同地震水准下模型的最大位移

Fig. 7 The maximum displacement envelop of the model on different earthquake levels

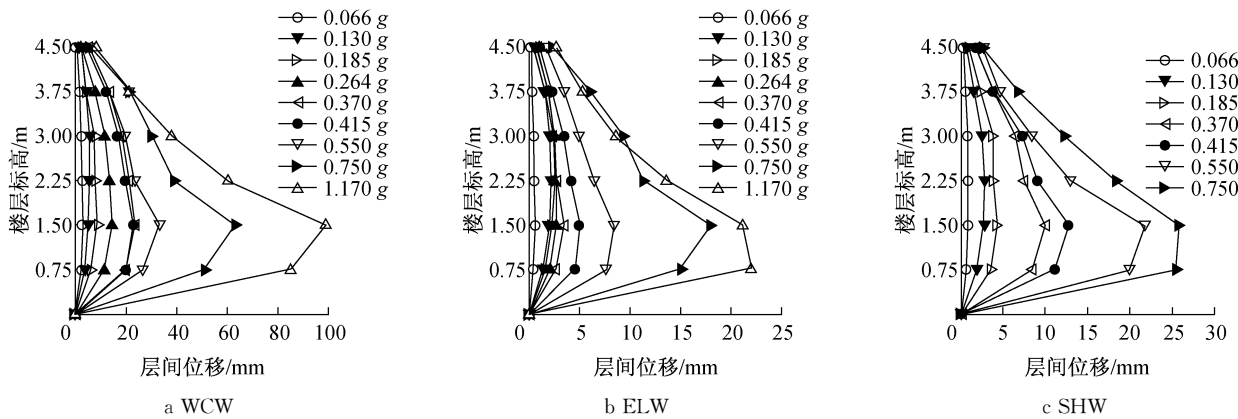


图 8 不同地震水准下模型的层间最大位移

Fig. 8 The maximum inter-storey drift envelop of the model on different earthquake levels

表 5 表示地震试验中各楼层最大层间位移角 (DR). 按照规范 GB 50011—2010^[10] 钢筋混凝土框架结构在多遇地震作用下的弹性层间位移角限值为 1/550,在罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值为 1/50. 表 5 表明,再生混凝土框架模型在 0.130g (8 度多遇)地震试验中的 DR 为 1/266,大于抗震设计规范规定的混凝土结构层间位移角限值;在 0.370g(8 度基本)地震试验中的 DR 为 1/75;在 0.750g(8 度罕遇)地震试验中的 DR 为 1/29,大于规范^[10] 规定混凝土结构的层间位移角限值. 在 0.066g,0.130g,0.185g,0.370g,0.415g,0.550g,0.750g 的地震试验中模型屋顶的最大相对扭转值分别为 0.001 0,0.002 0,0.002 3,0.003 6,0.004 6,0.005 8,0.007 3,可以发现随地震强度的不断增加扭转角随之变大. 1.170g 地震试验中的最大扭转角

表 5 再生混凝土框架模型各层最大层间位移角
Tab. 5 Maximum inter-storey drift ratio (DR) of recycled aggregate concrete fram structure model

地震水准/g	1 层	2 层	3 层	4 层	5 层	6 层
0.066	1/114	1/824	1/863	1/957	1/220	1/295
0.130	1/405	1/280	1/266	1/292	1/444	1/844
0.185	1/211	1/174	1/198	1/199	1/334	1/733
0.264	1/215	1/170	1/185	1/212	1/319	1/993
0.370	1/89	1/75	1/100	1/116	1/182	1/455
0.415	1/67	1/58	1/82	1/101	1/188	1/426
0.550	1/38	1/34	1/58	1/88	1/164	1/300
0.750	1/29	1/29	1/41	1/61	1/111	1/293
1.170	1/29	1/25	1/41	1/66	1/117	1/276

值是 0.066g 地震试验中最大扭转角的 7.3 倍. 在整个地震试验过程中顶层相对扭转值都非常小,框架模型扭转不明显。

4 抗震能力评估

根据对振动台试验模型的破坏形态和层间位移等分析可以得到如下结论:在 0.066g(7 度多遇)地震试验中模型的 DR 为 1/824, 小于 1/500, 结构处于弹性工作状态, 模型保持完好. 在 0.130g(8 度多遇)的地震试验中模型的 DR 为 1/266, 小于 1/200, 模型发生很轻微破坏, 结构进入弹塑性阶段. 在 0.185g(7 度基本)的地震试验中模型的 DR 为 1/174, 小于 7/1 000, 模型发生轻微破坏. 在 0.370g(8 度基本)的地震试验中模型最大层间位移角为 1/75, 小于 3/200, 模型发生中等破坏. 在 0.415g(7 度罕遇)的地震试验中模型的 DR 为 1/58, 小于 1/40, 模型发生严重破坏. 在 0.750g(8 度罕遇)的地震试验中模型的 DR 为 1/29, 小于 1/20, 模型发生很严重破坏. 在 1.170g(9 度罕遇)的地震试验中模型的 DR 为 1/25, 小于 1/20, 模型发生很严重破坏. 再生混凝土框架结构在 8 度多遇和 8 度罕遇地震下的最大层间位移角均大于规范^[10]规定的混凝土结构层间位移角限值, 但完全满足规范规定的 7 度抗震设防烈度的要求.

5 结论

(1) 结构在进入弹塑性状态后, 梁是主要的耗能构件, 而柱则基本保持完好, 结构能够实现“强柱弱梁”这一抗震设计的基本原则.

(2) 试验模型的自振频率随地面峰值加速度的增大而降低, 阻尼比随着结构损伤程度的增大而增大, 结构的位移曲线与模型的 1 阶振型接近, 变形曲线呈剪切型.

(3) 在同一工况中, 各个测点的 AF 总体上沿楼层高度方向逐渐增大; 随着地震强度的增加, 结构出现一定程度的破坏后, 模型抗侧移刚度退化、结构的阻尼比增大, AF 呈逐渐降低的趋势.

(4) 在 0.066g 地震试验中模型的 DR 为 1/826, 小于 1/500, 结构处于弹性工作状态, 模型保持完好. 在 0.264g 地震试验中模型的 DR 为 1/168, 小于 1/140, 模型发生轻微破坏. 在 0.370g 地震试验中, 模型最大层间位移角为 1/75, 小于 3/200, 模型发生中等破坏. 在 1.170g 地震试验中, 模型的 DR 为 1/25, 小于 1/20, 模型发生很严重破坏. 经过多次重复地震试验后, 尽管再生混凝土框架的破坏较为严重, 但仍没有倒塌, 说明再生混凝土框架结构有良好的变形能力和抗震能力.

(5) 对于模型试验在 8 度多遇和 8 度罕遇地震下的最大层间位移角超出了规范规定的层间位移角

限值的问题需进一步研究.

参考文献:

- [1] 肖建庄. 再生混凝土[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. XIAO Jianzhuang. Recycled concrete [M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008.
- [2] Sato R, Maruyama I, Sogabe T, et al. Flexural behavior of reinforced recycled aggregate concrete beam [J]. Journal of Advanced Concrete Technology, 2007, 5(1): 43.
- [3] Han B C, Yun H D, Chung S Y. Shear capacity of reinforced concrete beams made with recycled aggregate [J]. ACI Special Publication, 2001, 200: 503.
- [4] Shingo M, Tokio K, Ryoichi S. Fatigue behavior of reinforced concrete beam with recycled coarse aggregate [J]. JCA Proceedings of Cement and Concrete, 1999, 53: 566.
- [5] Corinaldesi V, Moriconi G. Behavior of beam-column joints made of sustainable concrete under cyclic loading [J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2006, 18(5): 650.
- [6] Nishiura N, Kasamatsu T. Experimental study of recycled aggregate concrete half-precast beams with lap joints [J]. Transactions of the Japan Concrete Institute, 2001, 23: 295.
- [7] Ajdukiewicz A, Kliszczewicz, A. Comparative tests of beams and columns made of recycled aggregate concrete and natural aggregate concrete [J]. Journal of Advanced Concrete Technology, 2007, 5(2): 259.
- [8] 谢多夫. 力学中的相似方法与量纲理论[M]. 沈清, 倪锄非, 李维新, 译. 北京: 科学出版社, 1982. Sedov. Similar methods and dimension theory in mechanics [M]. Translated by SHEN Qing, NI Chufei, LI Weixin. Beijing: Science Press, 1982.
- [9] 张敏政. 地震模拟实验中相似律应用的若干问题[J]. 地震工程与工程振动, 1997, 17(2): 52. ZHANG Minzheng. Study on similitude laws for shaking table tests [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, 17(2): 52.
- [10] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010.
- [11] 中华人民共和国建设部. JGJ 101—1996 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 建设部标准定额研究所, 1996. Ministry of Construction of the People's Republic of China. JGJ 101—1996 Specification of testing methods for earthquake resistant building [S]. Beijing: Standard Quota Institute of Ministry of Construction, 1996.
- [12] LU Xilin, CHEN Linzhi, ZHOU Ying, et al. Shaking table model tests on a complex high-rise building with two towers of different height connected by trusses [J]. Structural Design of Tall and Special Buildings, 2009, 18(7): 765.
- [13] Hosoya H, Abe I, Kitagawa Y, et al. Shaking table tests of three-dimensional scale models of reinforced concrete high-rise frame structures with wall columns [J]. ACI Structural Journal, 1995, 92(6): 765.