

DOI:10.11918/202002052

装配式钢框架-带肋薄墙板结构振动台试验

张宗敏^{1,2}, 曹万林¹, 王如伟¹, 侯建群³, 陈宇军³, 李东彬⁴

(1. 北京工业大学 建筑工程学院, 北京 100124; 2. 华北水利水电大学 土木与交通学院, 郑州 450046;
3. 清华大学建筑设计研究院有限公司, 北京 100084; 4. 中国建筑技术集团有限公司, 北京 100013)

摘要: 为研究装配式钢框架-带肋薄墙板结构的抗震性能, 设计制作了一个两层两跨的足尺房屋模型, 并对其展开了12个工况组的振动台试验. 试验选用El Centro波、Taft波和人工波, 地震动加速度峰值(peak ground acceleration, PGA)从0.07 g逐级增长至1.2 g. 研究了模型在各工况下的破坏特征、动力特性和地震响应. 结果表明: 8度基本地震动时模型处于弹性阶段, 8度罕遇地震动时模型损伤集中于装配式薄墙板, 而钢框架应变较低. 随着PGA增大, 薄墙板作为结构的第一道抗震防线逐渐开裂变形, 使得结构刚度逐渐退化, 而钢框架损伤轻微. 最终PGA达到1.2 g时模型X向、Y向抗侧刚度分别下降37.8%和33.6%. 试验过程结构阻尼比介于4.29%~7.19%, 呈逐渐增长的趋势; 各楼层加速度放大系数介于0.93~2.46, 低于传统刚性结构. 模型在8度多遇、罕遇地震动时的最大层间位移角分别为1/868和1/220, 满足规范限值要求; 在9度极罕遇地震动时最大层间位移角达到1/71而模型未倒塌, 表明结构具有良好的抗震性能, 可在高设防烈度地区应用.

关键词: 方钢管混凝土柱; 带肋墙板; 振动台试验; 残余层间位移; 抗震性能

中图分类号: TU398

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2020)10-0010-09

Shaking table test on prefabricated steel frame structure with ribbed thin walls

ZHANG Zongmin^{1,2}, CAO Wanlin¹, WANG Ruwei¹, HOU Jianqun³, CHEN Yujun³, LI Dongbin⁴

(1. College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China;

2. School of Civil Engineering and Communication, North China University of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450046, China; 3. Architectural Design and Research Institute of Tsinghua University Co. Ltd., Beijing 100084, China;

4. China Building Technique Group Co. Ltd., Beijing 100013, China)

Abstract: To investigate the seismic performance of prefabricated steel frame structure with ribbed thin walls, a full-scale two-story two-span structural model was designed and constructed, and shaking table tests of 12 test groups were performed. Three seismic waves, i. e., El Centro wave, Taft wave, and an artificial wave, were selected for the tests. Peak ground acceleration (PGA) increased from 0.07 g to 1.2 g gradually during the tests process. Failure characteristics, dynamic characteristics, and seismic responses of the model were studied under different working conditions. Results show that the model was in elastic state under frequent ground motion of 8 degrees, and the damage of the model mainly occurred in the ribbed thin walls, while the strain of the steel frame was low under rare ground motion of 8 degrees. With the increase of PGA, the thin walls cracked gradually, and the lateral stiffness of the model degraded gradually, while minor damage occurred in the steel frame. When PGA reached 1.2 g, the lateral stiffness of the model decreased by 37.8% in X direction and 33.6% in Y direction. During the whole tests process, the damping ratio of the model increased gradually between 4.29% and 7.19%, and the acceleration magnification factor of the model was between 0.93 and 2.46, which was obviously lower than that of traditional rigid structure. The maximum inter-story drift ratios of the model under frequent ground motion and rare ground motion of 8 degrees were 1/868 and 1/220, which meet the drift ratio limits according to the design code. The maximum inter-story drift ratio of the model under very rare ground motion of 9 degrees was 1/71, and there was no danger of collapse, indicating good seismic performance. Hence, prefabricated steel frame structure with ribbed thin walls can be applied in high seismic fortification intensity regions.

Keywords: concrete-filled square steel tubular column; ribbed wallboard; shaking table test; residual inter-story drift; seismic performance

收稿日期: 2020-02-18

基金项目: 国家重点研发计划(2019YFD1101003)

作者简介: 张宗敏(1979—),男,博士,副教授;

曹万林(1954—),男,教授,博士生导师

通信作者: 曹万林, wlcao@bjut.edu.cn

随着中国装配式建筑的快速推广, 钢框架与各种墙体的装配技术成为学界研究重点. 理想的装配式墙体既要满足快速建造的需求, 还要能和主体框架协同工作以改善结构的抗震性能. 目前的墙体装配方式主要有内嵌式和外挂式. 李国强等^[1-2]通过

钢框架-蒸压轻质加气混凝土 (ALC) 墙板结构的拟静力试验和振动台试验,研究了墙板外挂式、内嵌式对结构刚度、抗震延性和破坏机理的影响,认为内嵌式墙板对结构刚度和承载力贡献较大,可在设计中计入,而外挂式墙板对结构性能影响较小。卢林枫等^[3]通过拟静力试验研究了钢框架-内嵌式轻质空心条板 (GRC 板) 墙体 (钢片限位连接,砂浆填缝) 结构和纯框架结构在承载力、刚度、延性方面的差异。孙国华等^[4]通过对 3 个采用不同抗剪键连接的钢框架-内嵌钢筋混凝土 (RC) 墙结构试件的拟静力试验,分析了不同抗剪键对试件抗震性能的影响。金晓飞等^[5]研究了采用钩头螺栓连接的钢框架-内嵌式分块围护墙板结构的抗侧力性能。曹正罡等^[6]研究了内嵌竖排 ALC 条板和轻钢龙骨纸面石膏 (LSF) 板对钢框架抗震性能的影响。此外, Hoenderkamp 等^[7]通过拟静力试验研究了不同参数的钢框架-预制装配混凝土内嵌墙板的抗震性能。Dall' Asta 等^[8]在拟静力试验和理论研究的基础上提出一种延性计算模型来模拟计算钢框架-内嵌 RC 填充墙的内力和变形。

在钢框架-内嵌式墙体结构的动力试验研究方面,胡精武等^[9]对钢框架-内嵌式竖排 ALC 条板 (U 型卡件连接) 结构模型实施了振动台试验,结果表明该结构满足 8 度设防要求。何敏娟等^[10]通过振动台试验评估了钢框架-轻木剪力墙结构的抗震性能并分析了轻木剪力墙的刚度贡献。

以上针对钢框架-内嵌式墙体结构的研究多为基于平面框架的拟静力试验,框架柱以 H 型钢柱为主,动力试验中的墙体也均为拼接式墙板,对钢管混凝土柱框架-整体式墙板的研究较少。结合建筑装配化需求,课题组提出一种适合工业化建造的低层钢框架-单排配筋薄墙板结构,采用方钢管混凝土 (concrete-filled square steel tubular, CFSST) 柱和全栓接式整体墙板,装配过程无焊接和湿作业,可在提高框架整体性能的基础上实现快速建造的目的。前期已对该结构进行了拟静力试验研究^[11-13],结果表明结构具有两道抗震防线且抗震性能良好。为进一步研究该结构在地震作用下的工作性能,开展两层两跨足尺模型的振动台试验研究,观测模型的破坏形态,分析模型结构的动力特性变化和地震响应规律,为该结构的受力分析和抗震简化计算提供依据。

1 试验概况

1.1 模型设计

在前期研究的基础上,确定本试验中装配式薄墙板的厚度为 40 mm,配单排双向 $\phi 4@100$ 钢丝,与

文献[13]相同。考虑实际工程需要和试验要求做出如下调整:1) 为加强墙板平面外刚度并提高平整度以便装配,增设 60 mm 高的肋格;2) 为模拟低层住宅实际情况,在墙板中对应肋格位置设置门窗洞口;3) 用于外墙时,一般将薄墙板视为结构层,在薄墙板外复合带燕尾槽的 EPS 保温模块见图 1,本试验为便于观测薄墙板开裂现象仅保留结构层。

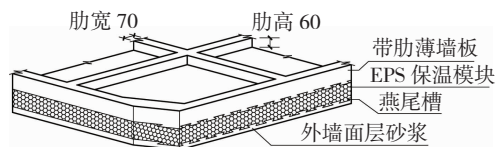


图 1 薄墙板与 EPS 模块复合墙 (mm)

Fig. 1 Composite wall of thin wallboard and EPS board (mm)

带肋薄墙板的构造方法和配筋设计见图 2,预先在构件工厂将钢丝肋格与单排丝网、单排丝网与角钢边框做点焊处理,然后浇筑再生混凝土。

综合考虑振动台尺寸、承载能力和实验室场地条件,装配式钢框架-带肋薄墙板结构模型采用足尺方案,见图 3。模型为两层两跨结构,层高 2.7 m,坡屋面,总高 6.71 m。钢框架由 CFSST 柱、H 型钢梁、L 型带加劲肋式梁柱节点^[11]及预制楼板装配而成。CFSST 柱为截面规格 $\square 100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} \times 4 \text{ mm}$ 的方钢管内灌再生混凝土,在方钢管侧面焊接 5 mm 厚的耳板,耳板开有螺栓孔。钢梁为定制 H130 mm $\times 100 \text{ mm} \times 4 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$,上下翼缘也设置耳板,梁顶均匀设置 $\phi 12@250$ 栓钉。预制再生混凝土楼板厚 40 mm,配置 $\phi 4@60$ 双层双向钢丝网,在楼板中对应梁顶栓钉的位置设 $\phi 50$ 圆孔,吊装时将楼板圆孔对准梁顶栓钉水平落下,然后在孔中注入灌浆料并抹平。

基于快速建造的需求,钢框架与带肋薄墙板采用螺栓连接。带肋薄墙板中内螺纹为 M12,考虑到可能出现的加工误差,耳板圆孔孔径设计为 18 mm,装配过程采用 M12 螺栓和 $\phi 30$ 垫片。为充分利用薄墙板的平面内刚度并使钢框架与薄墙板协同工作,按“强连接、弱构件”的原则设计,同一墙板的螺栓间距不大于 400 mm。模型共装配 16 块薄墙板,其中带门洞墙板 4 块,分布在 A 轴与 C 轴东侧,其余位置的 12 块墙板均为带窗洞墙板。

CFSST 柱、预制楼板及带肋薄墙板中使用同期浇筑的再生混凝土,其中粗骨料粒径为 5 ~ 10 mm,粗骨料取代率为 100%,配合比见表 1,实测混凝土立方体抗压强度为 49.3 MPa,弹性模量为 3.02×10^4 MPa。模型中方钢管及柱侧耳板所用钢材均为 Q235B,根据 GB/T 2975—2018《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》^[14]和 GB/T 228.1—2010

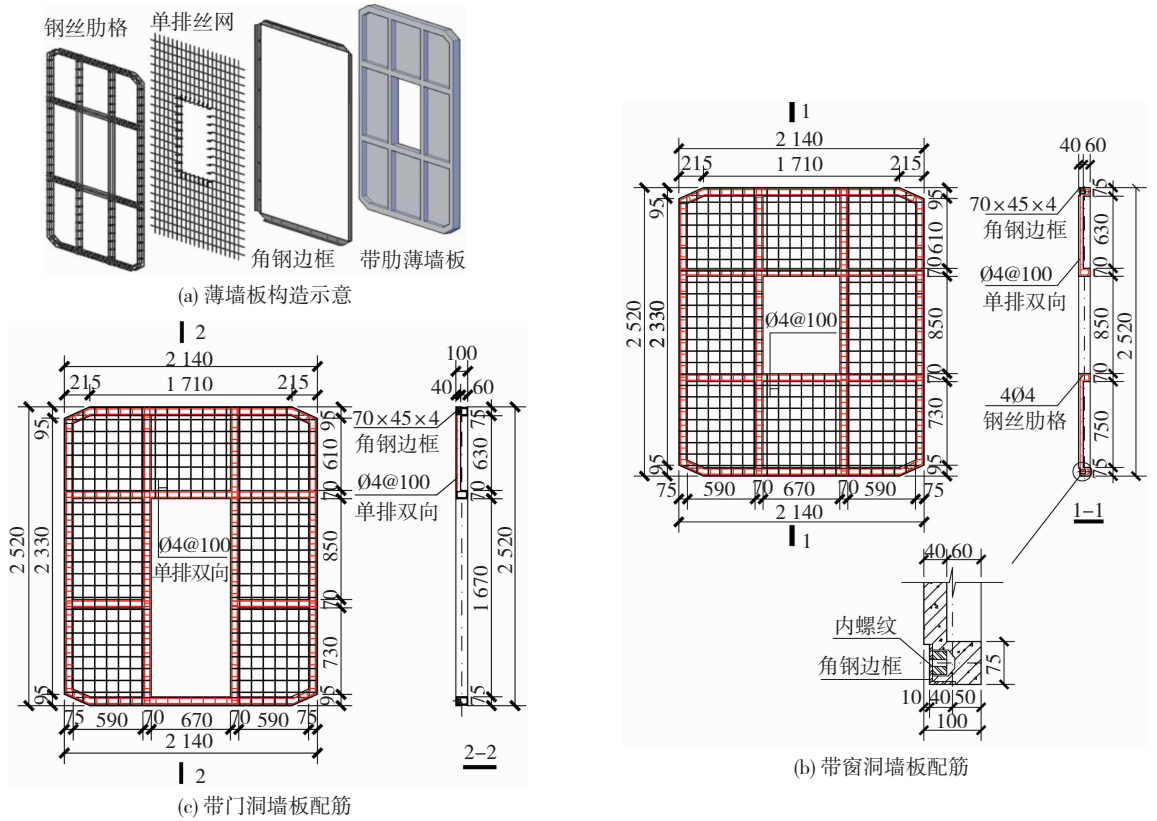


图 2 薄墙板构造及配筋 (mm)

Fig. 2 Structural diagram and reinforcement details of thin wallboard (mm)

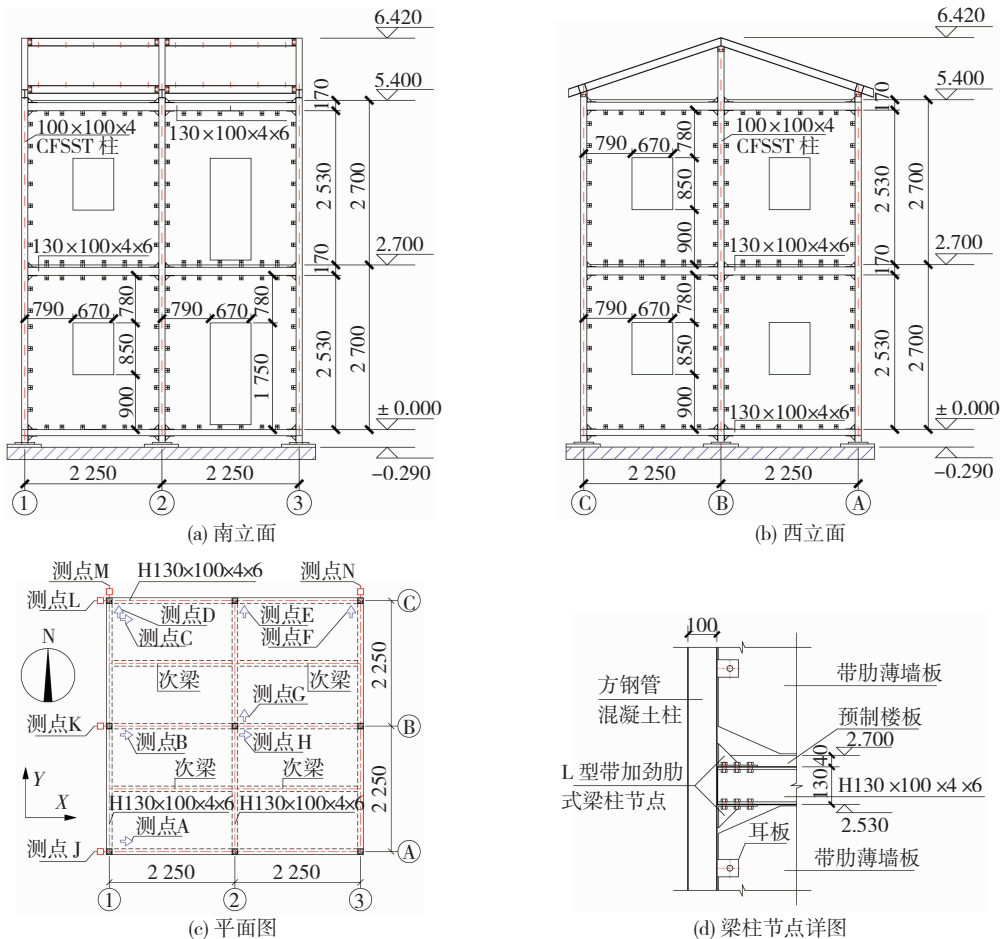


图 3 模型尺寸 (mm)

Fig. 3 Model dimensions (mm)

《金属材料 拉伸试验:第 1 部分:室温试验方法》^[15] 的相关规定对以上钢板及钢丝进行了材性试验,其主要力学性能参数见表 2。

表 1 再生混凝土配合比

Tab. 1 Mix proportions of recycled aggregate concrete $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$

42.5#水泥	粉煤灰	矿粉	再生粗骨料	细砂	减水剂	水
323.0	70.0	70.0	804.0	825.0	4.3	165.0

表 2 钢材力学性能

Tab. 2 Mechanical properties of steel

钢材	E/GPa	f_y/MPa	f_u/MPa	$\delta/\%$
4.0 mm 厚方钢管管壁	207.6	373	444.3	21.5
4.8 mm 厚带孔耳板	204.8	324	430.6	28.9
$\phi 4.0$ mm 墙板钢丝	189.0	599	647.3	3.3

注: E 为弹性模量, f_y 为屈服强度, f_u 为抗拉强度, δ 为伸长率。

设计配重时,2.7 m 标高处楼面活荷载标准值按住宅考虑取 2.0 kN/m^2 ,5.4 m 标高处活荷载标准值按阁楼层考虑取 1.0 kN/m^2 ,然后乘以地震作用下荷载效应的组合值系数,换算为配重钢块后用砂浆固定在预制楼板上。完成装配的模型共 20.56 t,固定配重后总质量 23.2 t。模型结构制作及测试的部分照片见图 4。



(a) 装配墙板 (b) 模型测试

图 4 模型制作及测试

Fig. 4 Model construction and test

1.2 试验加载方案

振动台试验在中国地震局工程力学研究所地震工程与工程振动重点实验室的 $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ 振动台上实施,以实验室 W-E 向为 X 向、S-N 向为 Y 向对模型输入地震波。

根据北京地区的抗震设防烈度(8 度设防)和相关场地条件及模型动力特性,选取 El Centro 波、Taft 波和根据某 II 类场地参数合成的人工波进行输入。为获得结构在不同强度地震波作用下的破坏过程、动力特性和地震响应,输入台面的地震波加速度峰值(peak ground acceleration, PGA)从 8 度多遇地震动的 0.07 g 开始,逐级增加到 0.20 g 、 0.40 g 、 0.62 g 等。相同 PGA 的一组工况中,地震波依次按照 El Centro 波双向输入、Taft 波双向输入、人工波单

向输入进行。双向输入时,先以 X 为主向、Y 为次向进行输入,然后以 X 为次向、Y 为主向进行,次向的 PGA 为主向 PGA 的 0.85 倍^[16]。单向输入时,先输入 X 向,后输入 Y 向。每组工况结束后,对模型输入加速度幅值为 0.05 g 的双向白噪声激振,以测定其动力特性的变化。PGA > 0.62 g 以后,仅采用 El Centro 波进行加载,加载工况见表 3。

表 3 各工况组的加速度峰值

Tab. 3 PGA of all test groups

工况组	工况编号	PGA/g	设防水准
1	1-1~1-6	0.07	8 度多遇
2	2-1~2-6	0.20	8 度基本
3	3-1~3-6	0.30	8.5 度基本
4	4-1~4-6	0.40	8 度罕遇
5	5-1~5-6	0.51	8.5 度罕遇
6	6-1~6-6	0.62	9 度罕遇
7	7-1,7-2	0.70	
8	8-1,8-2	0.80	
9	9-1,9-2	0.90	
10	10-1,10-2	1.00	
11	11-1,11-2	1.10	
12	12-1,12-2	1.20	9 度极罕遇

1.3 测点布置

根据试验内容及目的,在振动台台面、基础钢梁、2.7 m 标高楼板、5.4 m 标高楼板处共布置了 24 个加速度传感器;在模型西边和北边的固定钢架上设置了 15 个拉线式位移传感器,以测定 CFSST 柱上不同测点的绝对位移,具体分布见表 4。其中加速度传感器 X 轴方向以 E 向为正,Y 轴方向以 N 向为正,拉线式位移传感器以拉出为正。此外为考察主要构件在地震作用下的内力变化情况,在带肋薄墙板的钢丝网、方钢管管壁及耳板上设置了电阻式应变片,见图 5。

表 4 测点分布

Tab. 4 Distribution of testing points

传感器	测点	标高/m	位置	
941B 型 加速度 传感器 (24 个)	A(X 向)、C(X 向) D(Y 向)、F(Y 向)	± 0.000	基础梁	
	A(X 向)、B(X 向) C(X 向)、D(Y 向) E(Y 向)、F(Y 向)	2.700 5.400	楼板 楼板	
		-0.290	台面	
	H(X 向)、G(Y 向)	2.700 5.400	楼板 楼板	
		6.420	屋架梁	
	拉线式位移 传感器 (15 个)	J(X 向)、K(X 向) L(X 向)、M(Y 向) N(Y 向)	± 0.000 2.700 5.400	柱侧 柱侧 柱侧

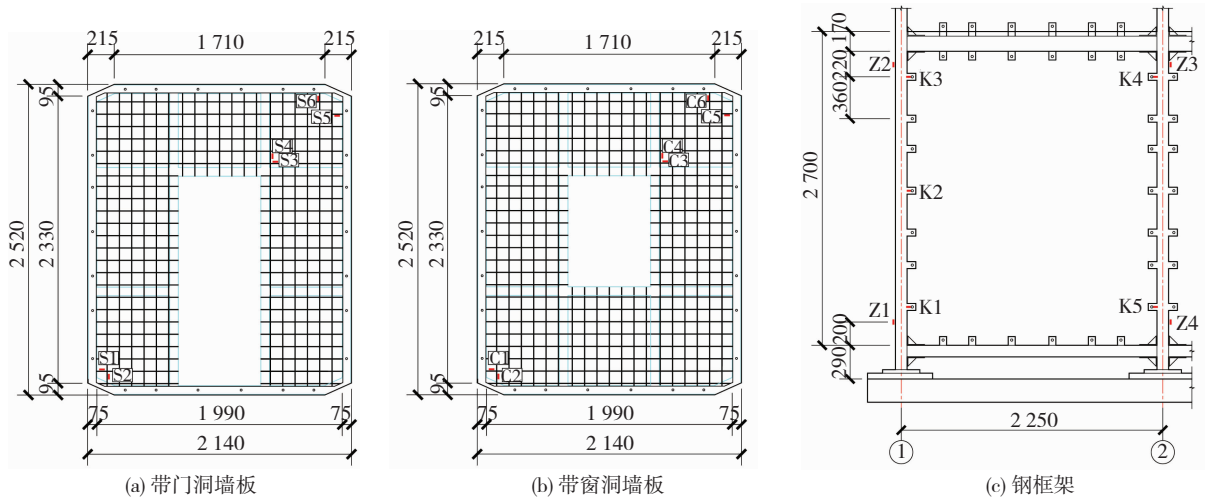


图 5 应变片布置 (mm)
Fig. 5 Layout of strain gauges (mm)

2 试验现象

PGA 为 $0.07\text{ g} \sim 0.2\text{ g}$ 时,模型振幅较小,钢框架及各薄墙板未发现明显破坏,且加载结束后模型各测点位移读数均能回零,说明模型基本处于弹性状态. PGA 为 0.3 g 时,模型振幅略增大,工况 3-1 加载后发现模型首层 A 轴薄墙板门洞角部出现 45° 斜向细微裂缝,长度为 60 mm ,宽度约 1 mm ,而 CFSST 柱及柱侧耳板无明显异常. PGA 为 $0.4\text{ g} \sim 0.51\text{ g}$ 时,模型振幅显著加大,同时可听到明显的噪音,加载结束后发现薄墙板裂缝宽度和数量明显增加,裂缝主要出现在首层门窗洞口和墙板角部,部分裂缝位置和肋格位置重叠,见图 6(a). 工况 4-1 加载后在模型首层 A 轴东侧墙板角部发现部分耳板与螺栓垫片间有小幅错动痕迹,但梁柱节点处连

接板与螺栓间无异常. 此外,模型标高 5.4 m 处 X 向位移各测点均有不同程度的残余位移. PGA 为 $0.62\text{ g} \sim 0.9\text{ g}$ 时,模型振幅进一步增大,薄墙板上的裂缝继续增多,见图 6(b),而梁柱节点处无明显破坏. 工况 8-1 后发现首层墙板上侧部分耳板出现不同程度的塑性翘曲现象,见图 6(c). PGA 达到 $1.0\text{ g} \sim 1.2\text{ g}$ 时,模型振幅较之前继续增大,部分墙板在加载时有振颤现象,同时伴随有较大响声,主要裂缝宽度较之前进一步增加,个别墙板斜向裂缝甚至大幅延伸继而贯通,见图 6(d),模型 X、Y 向各测点残余位移也持续增加. 同一工况组不同地震波加载时,试验现象无明显差异. 在 $\text{PGA} = 1.2\text{ g}$ 后的工况中,部分加速度传感器和配重钢块因振幅过大而与楼板脱离,考虑到 PGA 已相当于 9 度极罕遇地震动(9 度基本地震动 PGA 的 3 倍)的水平,试验结束.

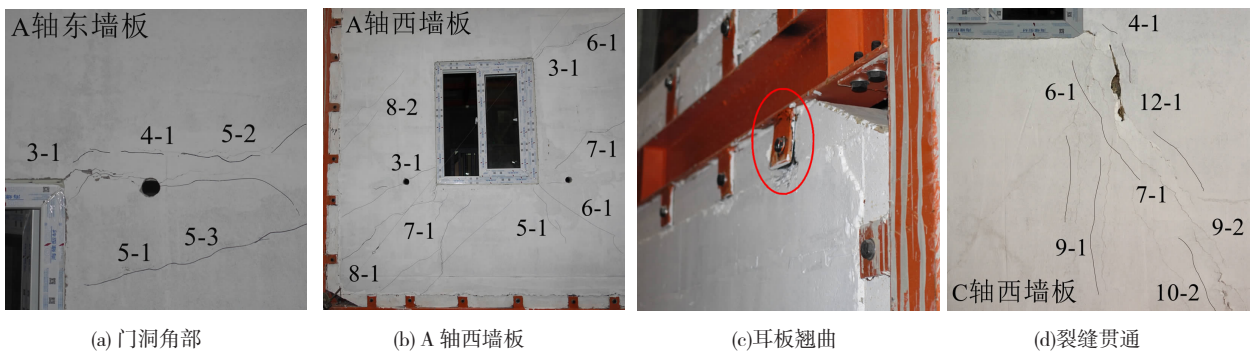


图 6 模型破坏现象
Fig. 6 Failure phenomena of model

从模型各组成部分的破坏形态和破坏顺序来看, $\text{PGA} \leq 0.62\text{ g}$ 时模型的破坏集中于薄墙板,主要表现在不均匀分布的斜向裂缝,其中带门洞薄墙板的开裂情况比带窗洞薄墙板严重; $\text{PGA} > 0.7\text{ g}$ 后除薄墙板裂缝外柱侧耳板出现了轻微翘曲,共 3 处,均位于首层薄墙板角部,而 CFSST 柱、钢梁及梁柱节

点并未发现明显破坏. 薄墙板在柱侧耳板约束下无平面外变形,始终按照面内剪切机制工作,充分发挥了材料性能,充当了结构的第一道抗震防线,并率先进入塑性阶段,延缓和减轻了钢框架的破坏. 最终模型 X 向和 Y 向最大残余位移分别为 6.9 mm 和 4.4 mm ,小于各地水准下 ITG-5.1 提出的结构残

余位移限值^[17],具有一定的震后功能可恢复的特征.

3 试验结果与分析

3.1 模型动力特性

对模型在白噪声激振下的加速度时程进行信号处理,将振动台面中心测点的加速度时程作为输入信号,将模型上部各楼层质量中心测点的加速度时程作为输出信号,用 MATLAB 软件进行数学变换后得到传递函数,继而求得模型 X 向、Y 向的前两阶振型的自振频率^[18](X 向: f_{1x}, f_{2x} ;Y 向: f_{1y}, f_{2y})和一阶振型的阻尼比(X 向: ζ_{1x} ;Y 向: ζ_{1y}).模型在各工况组作用后白噪声激振测得的动力特性见表 5.由表可知,随着 PGA 增大,模型的损伤逐渐积累,自振频率逐渐降低,阻尼比上升.试验结束时 X 向、Y 向自振频率比试验前分别降低了 21.1% 和 18.5%,阻尼比分别增加了 56.9% 和 64.1%.模型 X 向自振频率略低于 Y 向,说明受墙板开洞差异影响,模型 Y 向刚度稍大,这与实测模型 Y 向位移响应略小于 X 向相符.在 8 度基本地震动到 9 度罕遇地震动阶段,模型阻尼比在 5% 左右,大于钢结构的 2% 和冷弯薄壁型钢结构^[19]的 3%,和混凝土结构基本一致,说明模型结构在 PGA = 0.2 g ~ 0.62 g 的地震作用下的阻尼耗能水平高于前两种结构,与混凝土结构接近.

表 5 模型自振频率与阻尼比

Tab. 5 Natural frequencies and damping ratios of model

PGA/g	X 向			Y 向		
	f_{1x}/Hz	f_{2x}/Hz	$\zeta_{1x}/\%$	f_{1y}/Hz	f_{2y}/Hz	$\zeta_{1y}/\%$
初始	5.49	15.52	4.29	5.73	15.93	4.38
0.07	5.46	15.46	4.39	5.69	15.62	4.44
0.20	5.41	15.38	4.56	5.65	15.16	4.72
0.30	5.32	15.27	4.85	5.59	14.99	5.05
0.40	5.22	14.88	4.99	5.47	14.83	5.22
0.51	4.92	14.45	5.10	5.35	14.79	5.36
0.62	4.75	13.48	5.23	5.17	14.57	5.47
0.70	4.62	13.01	5.34	4.97	14.34	5.59
0.80	4.55	12.57	5.47	4.86	14.19	5.74
0.90	4.50	12.41	5.84	4.79	14.02	6.14
1.00	4.44	12.14	6.16	4.76	13.89	6.60
1.10	4.40	12.06	6.50	4.71	13.77	6.98
1.20	4.33	11.93	6.73	4.67	13.74	7.19

结构一阶自振频率只与结构自身的质量、刚度和边界条件有关,由自振频率计算公式可知当模型总质量和边界条件不变时,刚度 k 与自振频率 f 的平方成正比,因此可通过模型一阶自振频率的变化趋势来研究结构刚度退化规律.用模型刚度退化率 η

来表征模型在工况组 i 加载后的刚度退化程度^[20].

$$\eta_i = \frac{k_i - k_0}{k_0} = \frac{f_i^2 - f_0^2}{f_0^2}, \quad (1)$$

式中: k_0, k_i 分别为模型初始刚度和工况组 i 加载后的刚度, f_0, f_i 分别为结构的初始一阶自振频率和工况组 i 加载后的一阶自振频率.利用表 5 中的 f_{1x}, f_{1y} 数据按式(1)计算可得模型刚度退化率见图 7.

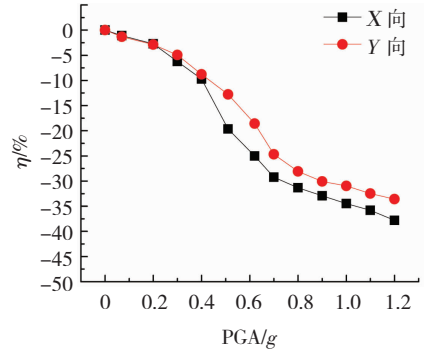


图 7 模型刚度退化率

Fig. 7 Stiffness degradation ratio of model

由图 7 可知,PGA < 0.2 g 时,模型刚度下降幅度小于 3%,基本处于弹性阶段;PGA > 0.3 g 后模型刚度下降速度变快,至 9 度罕遇地震动(0.62 g)时,X 向、Y 向刚度的降幅分别为 25.1% 和 18.6%,结合试验现象分析,试件刚度退化与薄墙板的开裂变形和栓接构件间的摩擦滑移有关;PGA > 0.62 g 后模型刚度下降速度有所减缓,说明随着有限滑移完成,刚度退化仅由薄墙板及其连接部位的塑性变形决定;最终经过 PGA = 1.2 g 的地震波作用后,模型 X 向、Y 向刚度的降幅分别为 37.8% 和 33.6%,震后抗侧刚度仍足以支撑结构,使其免于倒塌.整个试验过程表明结构具有经受较高烈度地震动的抗震能力.

3.2 加速度放大系数

将模型结构各楼层测点的加速度峰值与同工况下台面输入加速度峰值的比值称为该工况下模型的楼层加速度放大系数 β ,该值可用于表征模型结构的加速度响应.模型在各工况下的 β 值见图 8.由图可知:1) 随着 PGA 增大,各测点 β 值总体呈下降趋势,但降幅较小,说明随着薄墙板的裂缝发展和墙框连接处局部变形,模型上部楼层的加速度响应小幅减弱;2) 各工况下均为坡屋顶处 β 值最大,“鞭梢效应”明显;3) El Centro 波作用下的 β 值略大于 Taft 波,体现出地震波频谱和模型动力特性对加速度响应的影响;4) 总体来说,模型各楼层的加速度放大系数在 0.93 ~ 2.46 之间,与混凝土结构等刚性结构的 2 ~ 4 相比,属于偏低水平,说明钢框架-薄墙板结构对水平地震作用的响应小于传统刚性结构.

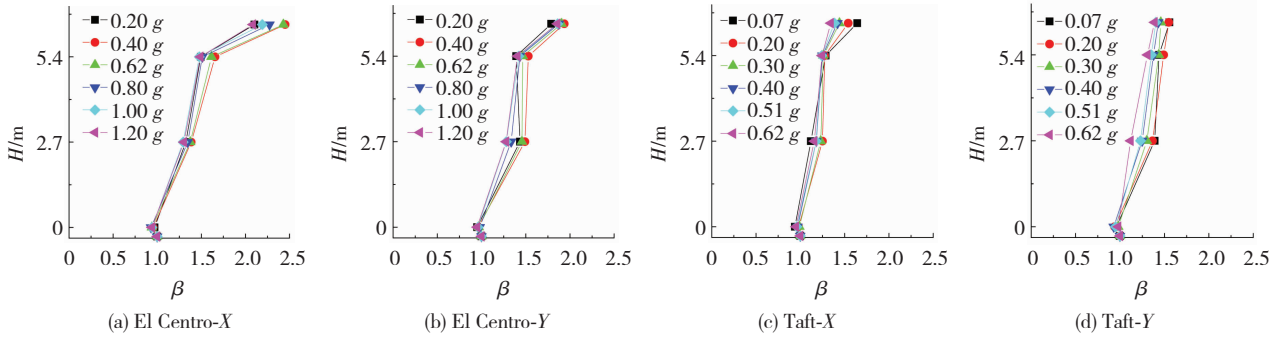


图 8 模型加速度放大系数

Fig. 8 Acceleration magnification factors of model

3.3 位移响应

提取各拉线式位移传感器的时程记录,并将模型各个楼层对应测点的位移时程相减,得到模型的层间位移时程. 试验各工况下模型的最大层间位移情况见图 9. 其中 X 向最大层间位移取 A 轴和 C 轴均值, Y 向取 1 轴和 3 轴均值. 由图 9 可知:1) 随着 PGA 增大,最大层间位移也逐渐增大,且增速基本稳定,说明模型未发生明显的刚度突变;2) 各工况下一层最大层间位移普遍大于二层,表现出剪切型

变形的特征;3) 受 X 向、 Y 向薄墙板刚度差异影响,PGA 相同时 X 向最大层间位移大于 Y 向;4) 模型在 8 度多遇、罕遇地震动时的最大层间位移角分别为 $1/868$ 和 $1/220$,分别小于《钢管混凝土结构技术规范》(GB 50936—2014)^[21] 提出的钢管混凝土柱框架-剪力墙结构的弹性层间位移角限值($1/800$)和弹塑性层间位移角限值($1/100$);5) 模型在 9 度极罕遇地震动 (PGA = 1.2 g) 时的最大层间位移角为 $1/71$,并无倒塌趋势,表现出较强的抗倒塌能力.

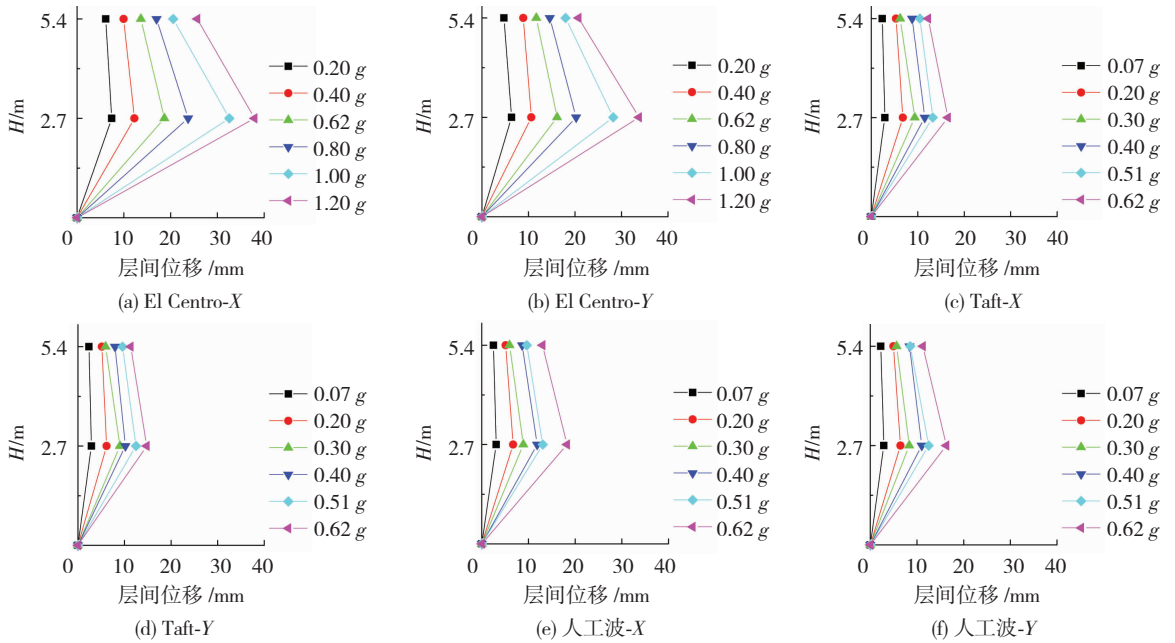


图 9 模型最大层间位移

Fig. 9 Maximum inter-story drift of model

由于模型 A 轴和 C 轴的抗侧刚度远大于 B 轴,使得试验中 B 轴的 X 向绝对位移(测点 K)一直大于 A 轴(测点 J)和 C 轴(测点 L),导致模型西侧出现 $A-B$ 轴段、 $B-C$ 轴段局部扭转. 根据 A 轴、 B 轴、 C 轴 X 向位移差计算出模型在 PGA = 0.2 g、0.4 g、0.62 g 时的局部最大扭转角分别为 $1/642$ 、 $1/540$ 、 $1/261$. 这也说明 40 mm 厚的装配式楼板刚度不足,难以协调各轴线同步变形,实际工程中楼板厚度一般大于 100 mm,其平面内刚度远大于试验中所用楼板,因此该扭转效应会显著降低.

3.4 应变响应

由构件关键测点应变的相对变化可分析模型结构在地震作用下的损伤程度或薄弱环节. 由于模型对称,可以由 A 轴首层柱侧面应变、耳板应变及 A 轴薄墙板内钢丝应变来分析模型内力变化及钢框架-薄墙板之间的相互作用. 图 10 列出不同 PGA 的 El Centro 波作用下首层 CFSST 柱测点 $Z1 \sim Z4$ 的正应变最大值. 由于试验前对应变通道清零,故图中应变数值不包含重力荷载代表值作用下的应变,正应变表示压应力减小. 由图可知:1) 各测点应变

随 PGA 增大而逐渐增大,下部测点应变大于上部; 2) 在 $PGA \leq 0.4 g$ 时,各测点最大应变值基本呈线性增加,说明 CFSST 柱仍处于弹性阶段, $PGA > 0.4 g$ 后,柱侧应变的增长具有非线性特征但曲线斜率变化较小,说明 CFSST 柱框架损伤轻微; 3) 总体来说,各工况下最大柱侧应变均在 0.4×10^{-3} 以下,仍处于较低水平。

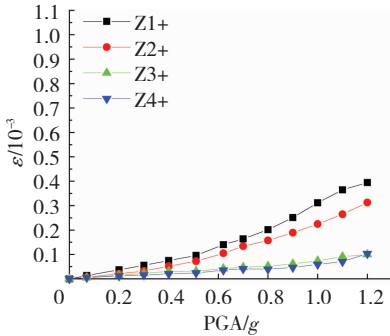


图 10 柱应变幅值变化

Fig. 10 Variation of strain on column

图 11 列出了不同 PGA 的 El Centro 波作用下 A 轴首层耳板测点 K1 ~ K5 的拉应变最大值。由图可知: 1) $PGA = 0.3 g$ 之前,应变变化具有线性增长的特征; 2) $PGA = 0.3 g \sim 0.62 g$ 时,应变进入平台阶段,增速明显降低,说明该阶段耳板与墙板之间的摩擦滑移造成框架内力重新分布,使得耳板最大应力增长减缓; 3) 基于“强连接”的设计原则,耳板各测点最大应变在 0.7×10^{-3} 以下,具有较高安全储备。

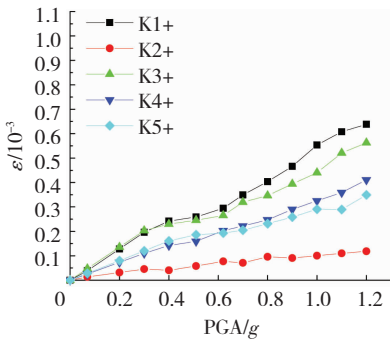


图 11 耳板应变幅值变化

Fig. 11 Variation of strain on ear-plate

图 12 列出了不同 PGA 的 El Centro 波作用下 A 轴首层带门洞薄墙板测点 S1 ~ S6 的拉应变最大值。由图可知: 1) 相对于 CFSST 柱和耳板,墙板钢丝应变的变化曲线斜率更大,说明薄墙板内力对地震作用的变化更敏感; 2) 不同测点应变增速变大对应的工况也不同,结合试验现象分析,说明薄墙板局部裂缝的出现和延伸减弱了混凝土对钢丝的约束作用,使部分钢丝应变增速变大; 3) 整个试验过程,各测点最大应变持续增长,未出现拐点且远未达到屈服应变,说明带肋薄墙板仍有足够的承载力储备,可在高设防烈度地区应用。

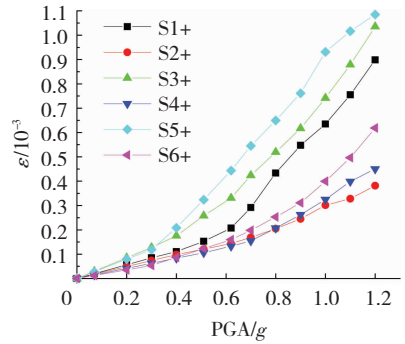


图 12 钢丝应变幅值变化

Fig. 12 Variation of strain on steel cable

3.5 抗震性能评估

装配式钢框架-带肋薄墙板结构模型在 8 度多遇、罕遇地震动时的最大层间位移角可满足规范限值要求; 在 8 度基本地震动时的最大层间位移角为 $1/476$,未发现破坏现象; 在 PGA 为 $0.62 g$ 、 $0.8 g$ 时的最大层间位移角分别为 $1/145$ 和 $1/113$,仍低于规范提出的弹塑性层间位移角限值 ($1/100$),表现出良好的抗震韧性,即使在 $PGA = 1.2 g$ 时最大层间位移角达到 $1/71$,也未倒塌。因此,装配式钢框架-带肋薄墙板结构不仅满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震要求,其个别性能还有所超越。在实际工程中,可视抗震设防烈度或建筑功能需求适当调整,例如加大门窗洞口尺寸或改变洞口位置等,在满足抗震要求的基础上兼顾建筑的整体需求。

从模型刚度退化情况来看,在薄墙板塑性变形和栓接构件间的微量摩擦滑移共同作用下,模型刚度经历了快速下降阶段和降速减缓阶段,表现出渐进的塑性变形过程。由于本试验中带肋薄墙板承受的实际水平作用低于其极限荷载,故未能研究模型的最终破坏形态,但在同类结构的拟静力试验^[12-13]中,各试件均测得不同程度的“蝴蝶形”滞回曲线,破坏形态表现出明显的延性特征。因此,装配式钢框架-带肋薄墙板结构最终可实现延性破坏。

4 结 论

1) 模型结构在 8 度基本地震动时处于弹性阶段; 8 度罕遇地震动时进入弹塑性阶段,破坏主要集中于带肋薄墙板而钢框架损伤轻微; 9 度罕遇地震动时模型塑性变形加大; 9 度极罕遇地震动后模型 X 向、Y 向刚度分别退化了 37.8% 和 33.6%,表现出渐进的塑性变形过程和良好的抗震性能。

2) 随着 PGA 的增大,模型 X 向、Y 向的阻尼比分别从 4.29% 和 4.38% 逐渐增大到 6.73% 与 7.19%, 8 度基本、罕遇地震动和 9 度罕遇地震动时的阻尼比约为 5%,阻尼耗能水平和混凝土结构相近。模型各楼层加速度放大系数为 0.93 ~ 2.46,地

震响应小于传统刚性结构。

3) 模型结构在 8 度多遇、罕遇地震动时的最大层间位移角分别为 1/868 和 1/220, 满足规范提出的限值要求; 在 9 度极罕遇地震动时未倒塌, 满足“小震不坏、中震可修、大震不倒”的抗震要求。

4) 模型结构在 CFSST 柱框架和带肋薄墙板间采用螺栓连接, 无焊接和湿作业, 不仅符合快速建造、绿色建造的装配化要求, 还能充分利用带肋薄墙板的材料强度, 具有良好的抗震性能, 可在高抗震设防烈度地区的装配式建筑中应用。

参考文献

- [1] 李国强, 王城. 外挂式和内嵌式 ALC 墙板钢框架结构的滞回性能试验研究[J]. 钢结构, 2005(1): 52
LI Guoqiang, WANG Cheng. The hysteretic behavior of steel frames with ALC out-hung and in-filled walls [J]. Steel Construction, 2005(1): 52
- [2] 李国强, 方明霖, 刘宜靖, 等. 钢结构住宅体系加气混凝土外墙板抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(10): 27
LI Guoqiang, FANG Mingji, LIU Yijing, et al. An experimental study on the seismic behavior of ALC external wall panels in steel frames[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(10): 27. DOI:10.15951/j.tmgxsb.2005.10.005
- [3] 卢林枫, 张涛, 孙凯. GRC 填充墙钢框架抗震试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(增刊 1): 7
LU Linfeng, ZHANG Tao, SUN Kai. Study on the seismic test of steel frame with GRC lath [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(S1): 7. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2010.s1.004
- [4] 孙国华, 顾强, 方有珍, 等. 半刚接钢框架内填 RC 墙结构滞回性能试验—整体性能分析[J]. 土木工程学报, 2010, 43(1): 35
SUN Guohua, GU Qiang, FANG Youzhen, et al. Experimental study of partially-restrained steel frame with RC infill walls: global performance analysis[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(1): 35. DOI:10.15951/j.tmgxsb.2010.01.011
- [5] 金晓飞, 孟永杰, 杨晓滨, 等. 内嵌围护墙板对钢框架抗侧力性能的影响效应[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2013, 45(4): 21
JIN Xiaofei, MENG Yongjie, YANG Xiaojie, et al. Effect of embedded enclosure wallboard on the lateral load behavior of steel frames [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2013, 45(4): 21
- [6] 曹正罡, 杜鹏, 房明, 等. 轻质填充墙装配式钢框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(8): 9
CAO Zhenggang, DU Peng, FANG Ming, et al. Experimental research on seismic performance of fabricated frames with light weight infill walls [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(8): 9. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2015.08.002
- [7] HOENDERKAMP J C D, SNIJDER H H, HOFMEYER H. Racking shear resistance of steel frames with corner connected precast concrete infill panels [J]. Steel and Composite Structures, 2015, 19: 1403. DOI:10.12989/scs.2015.19.6.1403
- [8] DALLASTA A, LEONI G, MORELLI F, et al. An innovative seismic-resistant steel frame with reinforced concrete infill walls [J]. Engineering Structures, 2017, 141: 144. DOI:10.1016/j.engstruct.2017.03.019
- [9] 胡精武, 徐锋, 杜东升, 等. 整体钢框架内嵌加气混凝土填充墙板足尺模型振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(6): 141
HU Jingwu, XU Feng, DU Dongsheng, et al. Experimental study on shaking table test of full-scale steel frame with embedded autoclaved lightweight concrete wall panels [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(6): 141. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.06.015
- [10] 何敏娟, 罗琪, 董翰林, 等. 钢框架—轻木剪力墙混合结构抗震性能振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(9): 1
HE Minjuan, LUO Qi, DONG Hanlin, et al. Experimental study on seismic performance of steel frame and light-frame timber shear wall hybrid structure through shaking table tests [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(9): 1. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2017.0478
- [11] 曹万林, 王如伟, 刘文超, 等. 装配式轻型钢管框架—轻墙共同工作性能[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2017, 49(12): 60
CAO Wanlin, WANG Ruwei, LIU Wenchao, et al. Experimental study of joint work characteristic of assembly light steel tube frame with recycled concrete-thin wall [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2017, 49(12): 60. DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.201612064
- [12] 贾穗子, 曹万林, 王如伟, 等. 适于低层农房的装配式轻钢边框—薄墙板组合结构抗震性能试验研究[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(2): 323
JIA Suizi, CAO Wanlin, WANG Ruwei, et al. Experimental study on seismic performance of fabricated composite structure of thin slab with lightweight steel frame for low-rise housing [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2018, 48(2): 323. DOI:10.3969/j.issn.1001-0505.2018.02.021
- [13] 刘文超, 曹万林, 张克胜, 等. 装配式轻钢框架—复合轻墙结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(10): 11
LIU Wenchao, CAO Wanlin, ZHANG Kesheng, et al. Seismic performance of fabricated composite structures with lightweight steel frames and single-row-reinforced recycled concrete wallboards [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(10): 11. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.0340
- [14] 钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备: GB/T 2975—2018 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2018
Steel and steel products—Location and preparation of samples and test pieces for mechanical testing: GB/T 2975—2018 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2018
- [15] 金属材料拉伸试验第 1 部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2010 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2010
Metallic materials—Tensile testing—Part 1: Method of test at room temperature: GB/T 228.1—2010 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2010
- [16] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010, 343
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010: 343
- [17] RAHMAN M A, SRITHARANS. Performance-based seismic evaluation of two five-story precast concrete hybrid frame buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1489. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:11(1489)
- [18] 李国强, 李杰. 工程结构动力检测理论与应用 [M]. 北京: 科学出版社, 2002: 24
LI Guoqiang, LI Jie. Theory and application of dynamic testing of engineering structure [M]. Beijing: Science Press, 2002: 24
- [19] 低层冷弯薄壁型钢房屋建筑技术规程: JGJ 227—2011 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011: 20
Technical specification for low-rise cold-formed thin walled steel buildings: JGJ 227—2011 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011: 20
- [20] 薛建阳, 许丹, 任国旗, 等. 穿斗式木结构民居模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(4): 123
XUE Jianyang, XU Dan, REN Guoqi, et al. Earthquake simulation shaking table test of column-and-tie wooden structure dwellings [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(4): 123. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2019.04.013
- [21] 钢管混凝土结构技术规范: GB 50936—2014 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014: 15
Technical code for concrete filled steel tubular structures: GB 50936—2014 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014: 15