

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2014.01.003

# 钢桁架连梁-联肢剪力墙耗能机理及 抗震性能试验研究

林倩, 邓志恒, 黄莹, 胡岳峰

(广西大学土木建筑工程学院, 南宁 530004)

**摘要:**对设置全钢桁架连梁和设置钢筋混凝土、钢桁架混合连梁的双层联肢剪力墙平面结构进行了拟动力试验和低周反复荷载试验,研究了不同工况地震波作用下剪力墙的时程响应,以及其破坏机理、承载力、滞回延性性能、耗能机理、刚度及强度退化机理。试验结果表明:全部设置钢桁架连梁的剪力墙的刚度分布合理,耗能机理及刚度强度退化机理符合联肢剪力墙抗震设计的要求。大震时,在保证较高耗能能力的同时能够维持较高的承载力和刚度,持续约束墙肢,抗震性能优于混凝土连梁-联肢剪力墙体系,是一种较理想的连梁设置方案。

**关键词:**钢桁架连梁-联肢剪力墙;抗震性能;拟动力试验;低周反复荷载试验;耗能机理

**中图分类号:**TU398.2 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2014)01-0016-09

## Experimental Analysis on Energy Dissipation Mechanism and Seismic Performance of Steel Truss Coupling Beam-Coupled Shear Wall Structure

Lin Qian, Deng Zhiheng, Huang Ying, Hu Yuefeng

(College of Civil and Architectural Engineering, Guangxi University, Nanning, 530004, P. R. China)

**Abstract:** Pseudo-dynamic tests and low cyclic reversed loading tests on two-floor coupled shear wall planar structures were conducted, and one is arranged with two steel truss coupling beams, the other is arranged with a steel coupling beam and a RC coupling beam. The shear walls' seismic response under different earthquake intensity was deliberated, Their failure mechanism, bearing capacity, hysteretic ductility, energy dissipation mechanism, and stiffness and strength degradation mechanism were analyzed as well. The results show that the shear wall with two steel truss coupling beams has reasonable stiffness distribution. Its energy dissipation mechanism, stiffness and strength degradation mechanism can fulfill the demands of coupled shear wall's seismic design: under rare earthquake, it can maintain good bearing capacity and stiffness, and keep restraining the walls. Its seismic performance is superior to RC coupling beams-coupled shear wall system.

**Key words:** steel truss coupling beam-coupled shear wall; seismic performance; pseudo-dynamic test; low cyclic reversed loading test; energy dissipation mechanism

地震荷载作用下,高层建筑联肢剪力墙的墙肢会出现剪切破坏或弯曲破坏,墙肢的内力分布及破坏形态与连梁的刚度和承载力有十分密切的关系,

特别是为了满足建筑设计和保证建筑整体抗侧刚度的要求,连梁常被设计成小跨高比形式,而刚度设计过大或者配筋较多的混凝土连梁不屈服,使联肢剪

收稿日期:2013-06-15

基金项目:国家自然科学基金(51268005);广西自然科学基金(2013GXNSFAA019311)

作者简介:林倩(1978-),男,博士,主要从事结构抗震性能研究,(E-mail)hoholinq@126.com。

邓志恒(通讯作者),男,教授,博士生导师,(E-mail)dengzh@gxu.edu.cn。

力墙趋近于悬臂墙,对于实现超静定结构及提高剪力墙的延性是极为不利的<sup>[1]</sup>。为解决小跨高比连梁刚度过大、延性差、耗散地震能力低和震后不便更换等问题,中国、美国、加拿大及韩国的学者研究了实腹型钢连梁形式<sup>[2-8]</sup>,对其跨高比、耗能能力、设计理念及锚固方案等进行了试验研究,以期利用钢材延性耗能好的优势改善联肢剪力墙的抗震性能。在实腹钢连梁的基础上,提出并研究了钢桁架连梁形式,比较实腹型钢连梁,其刚度可以控制调节,可以按抗震需要设计刚度值,使其避开地震卓越周期,避免产生共振。正常使用状态及小震作用下,与剪力墙一起工作保持弹性状态,大震作用下,交叉腹杆抗剪屈服,形成塑性铰,耗散大量地震能量,构筑了联肢剪力墙的多道抗震防线。

课题组先期对这种连梁形式进行了单个构件和节点层面的研究<sup>[9-12]</sup>,证明了其结构合理性。为了进一步研究其剪力墙平面结构的耗能机理和抗震性

能,设计了两幅剪力墙,采用拟动力和拟静力方法(低周反复荷载试验方法)进行试验研究,以期掌握其地震响应规律(包括位移、加速度、底部剪力等时程变化),并研究这种剪力墙结构的耗能机理、滞回延性性能、刚度和强度退化等内容,总结规律,为实现把这种结构体系应用于抗震设计创造条件。

## 1 试验概况

### 1.1 试验设计

试件设计参考某高层框架剪力墙结构顶部 2 层,横向考虑 3 个开间、纵向 2 个进深的平面,开间尺寸为 4.5 m,进深尺寸 6.0 m,层高三层。按 1:3 的缩尺比例,制作完成了 SW 及 RSW 两幅联肢剪力墙模型。其中 SW 2 层配置的是钢桁架连梁,RSW 的连梁首层采用钢桁架,第 2 层按强度相等的原则采用的是钢筋混凝土连梁。试件的墙肢及连梁具体尺寸、配筋如图 1 所示。

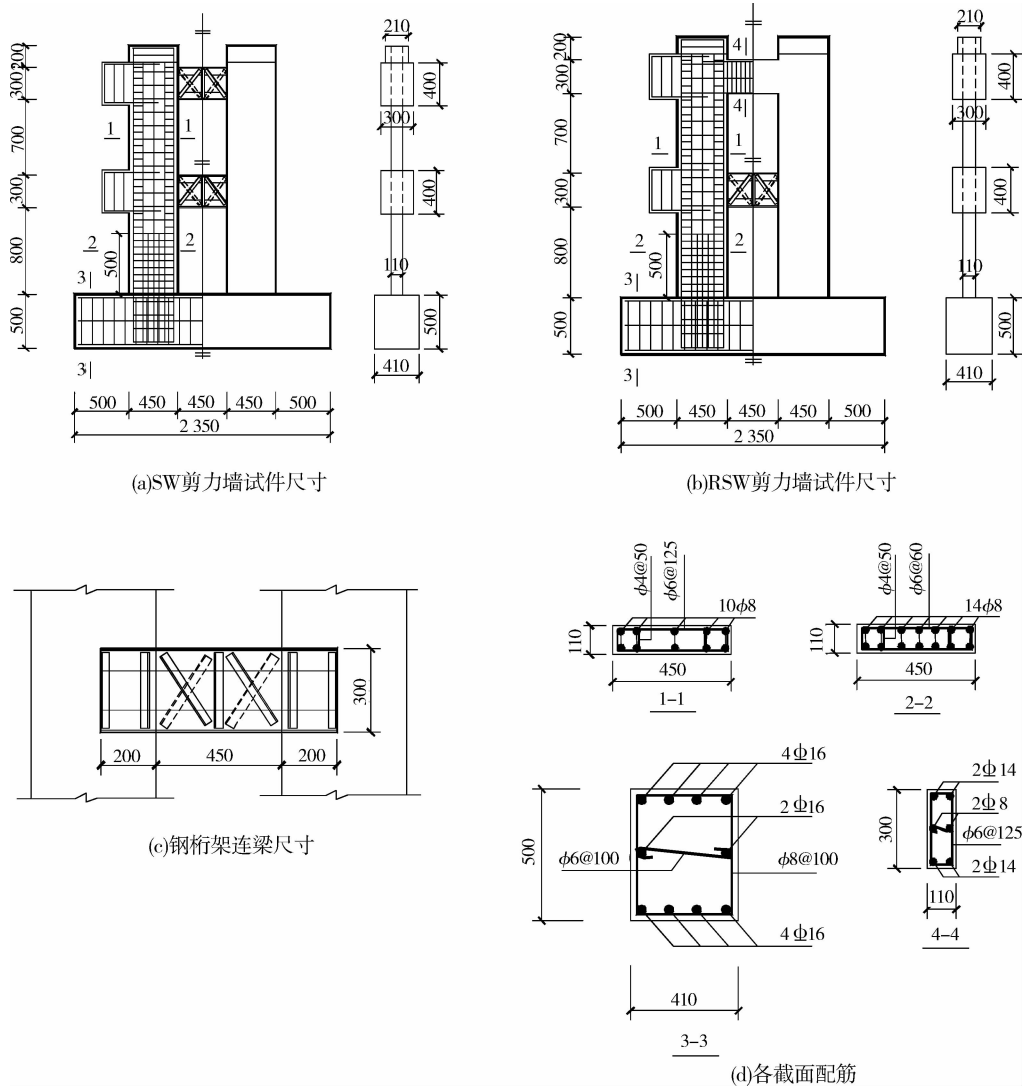


图 1 剪力墙试件设计详图

钢桁架连梁上下弦杆采用半工字型 10 号钢,交叉腹杆采用 L30×3 等边角钢,尺寸如图 1(c)所示,腹杆焊接到半工字型钢的腹板上,桁架端头每边焊接 4 根角钢埋入剪力墙,与剪力墙混凝土形成锚板,具体情况如图 2 所示;联肢剪力墙及混凝土连梁各截面配筋如图 1(d)所示,剪力墙边缘的箍筋加密形成暗柱,墙肢底部 500 mm 高度范围内箍筋及纵向钢筋加密。型钢及钢筋的材料力学性能如表 1 所示。28 d 混凝土立方体抗压强度平均值为 48.98 N/mm<sup>2</sup>。

表 1 剪力墙型钢和钢筋的材料力学性能实测值

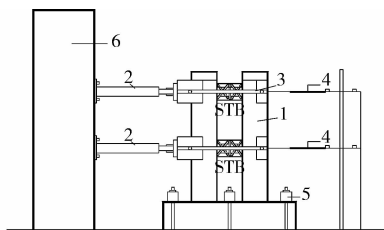
钢材类别	屈服强度/ (N·mm <sup>-2</sup> )	极限强度/ (N·mm <sup>-2</sup> )	弹性模量 (10 <sup>5</sup> N·mm <sup>-2</sup> )
Φ4 钢筋	656.5	732.0	2.02
Φ6 钢筋	229.7	383.0	2.45
Φ8 钢筋	318.1	407.3	1.86
Φ8 钢筋	383.4	552.3	1.82
Φ16 钢筋	345.6	512.2	1.79
I10 工字型钢腹板	342.6	400.5	1.87
I10 工字型钢翼缘	307.69	387.5	1.92
L30×3 等边角钢	463.8	521.7	1.82



图 2 钢桁架连梁详图

## 1.2 试验加载仪器设备

试件水平荷载通过作动器作用于剪力墙加载端头上,并在楼层高度处设置位移计测量剪力墙侧移大小,如图 3 所示。



注:1.试件;2.作动器;3.拉杆;4.位移传感器;5.地脚螺栓;6.反力墙

图 3 剪力墙加载图

试验采用电液伺服加载系统 FCS101A。水平荷载中心线处设置上下 2 根传力钢拉杆;设置上下 2 个压电式位移传感器,与作动器相接,输入信号以

控制作动器位移加载。

## 1.3 加载方案

试验分 2 阶段:1)采用拟动力试验,输入地震波,研究结构的地震响应;2)拟动力试验结束后,采用低周反复荷载试验进行位控加载,研究耗能及抗震性能。

拟动力试验输入 EL Centro(S-N)地震波,根据试验的相似理论,一二楼层质量输入为  $m_1 = m_2 = 19\ 300\text{ kg}$ ;调整 EL Centro(S-N)波峰值为:50、100、200、300、400、600 cm/s<sup>2</sup>,分别模拟 6~9、9 度以上的地震加速度,时间间隔  $\Delta t$  按相似关系计算调整为 0.012 s,地震波持时 12 s。阻尼比输入根据文献 [13]取定,如表 2 所示。

表 2 不同烈度下的峰值加速度及输入的阻尼比

地震波	输入峰值加速度/ (cm·s <sup>-2</sup> )	对应地震烈度	输入阻尼比
EL Centro (S-N)波	50	6 度	0.05
	100	7 度	0.05
	200	8 度	0.05
	400	9 度	0.07
	600	9 度以上	0.09

拟动力试验之后,对 SW 和 RSW 剪力墙进行低周反复荷载试验位控加载。加载制度如图 4 所示。

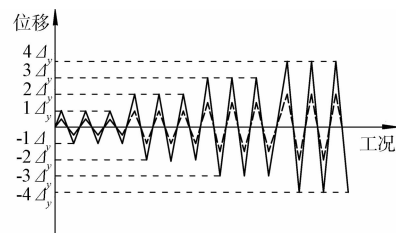


图 4 位控加载制度

弹性阶段,按倒三角形加载,剪力墙上层作动器与下层作动器水平荷载比例为 1:0.487,加载至结构屈服,得到屈服位移和屈服荷载。之后采用位控低周循环加载,以上层位移控制加载为主,每级位移加载正负循环 3 次,加载至剪力墙破坏。

## 2 拟动力试验研究

### 2.1 试验现象对比

拟动力试验,SW 和 RSW 加载至 400 cm/s<sup>2</sup> 之后(即相当于加载至抗震设防烈度 9 度的基本地震加速度值),2 试件并没有观察到过大的破坏,2 种联肢剪力墙表现出较大的承载能力。

试验结束后,SW 的 2 层钢桁架连梁未现明显变形,墙肢也未发现开裂,表明结构处于弹性状态,具有较好的承载能力和抗震性能。

试验结束后,RSW 的连梁本身也没有出现较大变形。当地震波峰值达  $100 \text{ cm/s}^2$  时,下层钢桁架连梁与墙肢连接处混凝土出现裂缝,表明:混凝土连梁与剪力墙墙肢构成整体受力,加大了结构的刚度,使底部受力较大率先出现裂缝,而中部钢桁架连梁刚度小于混凝土连梁,上下两层刚度不均,与其相连的剪力墙混凝土受力较大,出现裂缝。

### 2.2 地震响应时程曲线对比

拟动力试验各级地震波作用下两试件的各层位移、加速度及底部剪力正负向的最大值列于表 3。图 5~8 的分别是地震峰值  $400 \text{ cm/s}^2$  作用下 SW 和 RSW 的地震响应对比,包括:顶层和底层位移、顶层加速度以及底部剪力时程。图 9 为  $400 \text{ cm/s}^2$  时 SW 和 RSW 的底部剪力和顶层位移滞回曲线,图 10 为不同地震波峰值下两试件的层位移反应包络线。

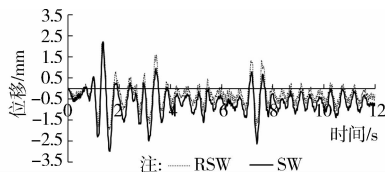


图 5  $400 \text{ cm/s}^2$  SW 和 RSW 顶层位移时程曲线

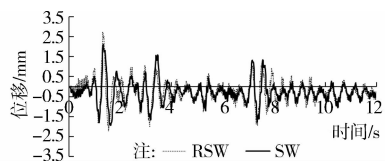


图 6  $400 \text{ cm/s}^2$  SW 和 RSW 底层位移时程曲线

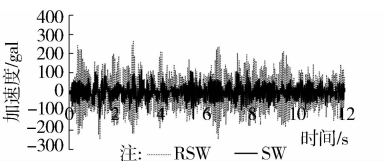


图 7  $400 \text{ cm/s}^2$  SW 和 RSW 顶层加速度时程曲线

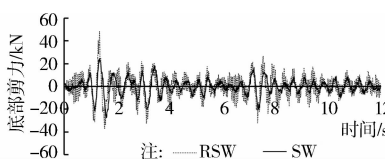


图 8  $400 \text{ cm/s}^2$  SW 和 RSW 底部剪力时程对比

从表 3 和图 5~10 中可以看出:

1)二者顶层和底层位移值的数量级相当,以  $400 \text{ cm/s}^2$  工况为例:RSW 顶层正向位移最大值大

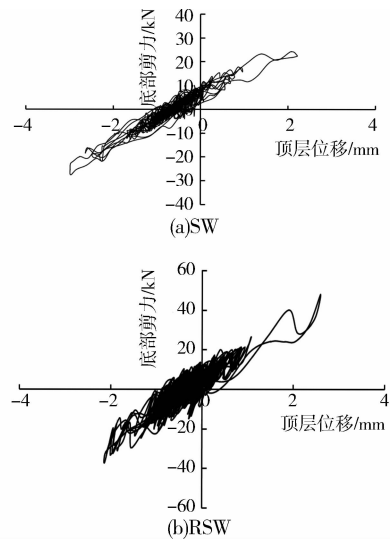


图 9  $400 \text{ cm/s}^2$  底部剪力与顶层位移滞回曲线

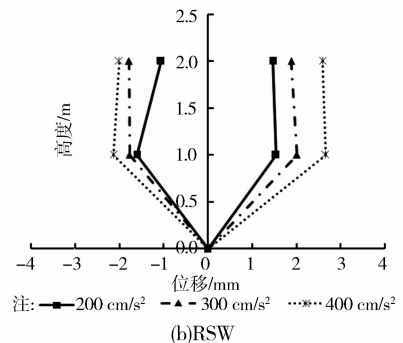
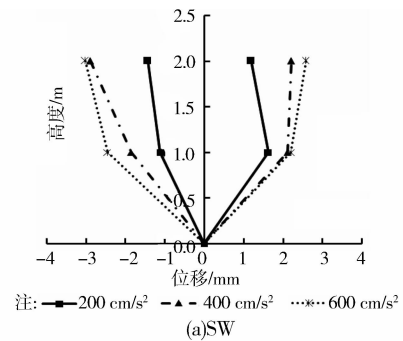


图 10 不同工况下层位移反应包络曲线

于 SW 约 14.5%,而负向 SW 大于 RSW 为 28.5%。 $400, 600 \text{ cm/s}^2$  时试件 SW 位移反应包络线接近倒三角形分布,上下层刚度分布合理、无突变。而 RSW 试件顶层位移和底层位移接近,顶层相对侧移小,主要原因是顶层的钢筋混凝土连梁刚度大,与墙肢组成一个整体变形,故侧移集中于下层相对刚度较小的钢桁架连梁上,其上下层刚度没有 SW 的刚度分布均匀。

2)两剪力墙层间位移角均较小。由于 RSW 上部配置混凝土连梁刚度较大,其顶层最大层间位移角小于 SW;相对来说,各工况底层最大层间位移角

表 3 剪力墙试件拟动力试验的部分简要结果

输入地震波/ ( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ )	试件	顶层最大 位移/mm	顶层最大 层间位移角	底层最大 位移/mm	底层最大 层间位移角	顶层最大 加速度/ ( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ )	底层最大 加速度/ ( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$ )	底部最大 剪力/kN
200	SW	1.19	1/2273	1.63	1/675	104.2	191.6	13.8
		-1.47		-1.11		-102.5	-235.4	-14.4
	RSW	1.47	1/7692	1.54	1/714	221.3	410.2	31.6
		-1.02		-1.15		-242.6	335.7	-23.3
300	SW	2.06	1/3448	2.00	1/550	142.5	220.2	21.2
		-1.96		-1.67		-155.3	-242.7	-20.3
	RSW	1.88	1/7692	2.01	1/547	242.3	443.1	35.4
		-1.78		-1.77		232.7	379.6	-31.2
400	SW	2.21	1/935	2.11	1/521	113.5	223.3	24.4
		-2.98		-1.91		-139.0	-258.7	-27.6
	RSW	2.59	1/11111	2.66	1/413	263.2	430.8	48.1
		-2.13		-2.22		-243.5	-419.2	-36.7
600	SW	2.58	1/1351	1.93	1/447	152.8	201.7	31.2
		-3.20		-2.46		-127.4	-227.7	-27.8

SW 基本小于 RSW, SW 体现更好的抗震性能。两者的层间位移角均远小于剪力墙结构抗震设计要求的层间弹塑性位移角限值 1/120。

3) 2 种剪力墙的加速度峰值差别较大, RSW 底层加速度峰值大于 SW。SW 加速度峰值随输入地震波的增大不断增大, 至 600  $\text{cm}/\text{s}^2$  后有所回落; 而 RSW 加速度反应在 50 gal 时达到最大, 之后减小, 而输入 100、200、300、400  $\text{cm}/\text{s}^2$  地震波时结构的加速度反应相近; 总体来看: RSW 的加速度反应峰值大于 SW。分析可知 RSW 试件上层混凝土连梁与剪力墙墙肢组成一整块钢筋混凝土结构, 刚度大, 故加速度反应较大; 而 SW 上下两层均为钢桁架连梁, 刚度分配均匀, 加速度反应较小。

4) 底部剪力除 100  $\text{cm}/\text{s}^2$  两者的峰值接近以外, 其它各级地震波加载 SW 的底部剪力峰值均小于 RSW, 分析原因也是因为 RSW 的刚度大于 SW 的缘故。

5) 底层 2 者均设置钢桁架连梁, 而拟动力试验采集的应变时程来看, SW 交叉腹杆的应变大于 RSW, 能够较好地发挥抗震设防第一道防线的作用。分析可知, RSW 的混凝土连梁与墙肢组成的整体结构限制了其下层的钢桁架连梁的变形。

6) 相同条件下, 2 种剪力墙的侧移均较小, 均可以抵抗较强地震波的作用; SW 方案的连梁设置更科学合理, 其加速度和底部剪力反应均小于 RSW 方案, SW 双层配置的钢桁架连梁使剪力墙整体刚

度分布均匀, 能够起到耗散地震能量以保护墙肢的作用。

### 3 低周反复荷载试验研究

#### 3.1 剪力墙试件破坏过程分析

对两榀剪力墙进行了低周反复荷载试验加载直至结构破坏。分析试验过程, 可以看出 2 个联肢剪力墙均经历了 3 个受力变形阶段: 弹性阶段、弹塑性阶段和破坏阶段。

1) 对 SW 而言, 弹性阶段为钢桁架连梁和剪力墙一体抵抗水平荷载, 当荷载逐渐加大, 混凝土开裂, 直至交叉腹杆达到屈服; 屈服之后, 交叉腹杆先产生塑性铰, 不断拉压变形, 耗散大量地震能量, 随位控荷载不断增大, 墙肢底部钢筋屈服; 超过极限荷载之后, 承载力下降, 刚度平稳退化; 破坏阶段, 交叉腹杆变形加大, 受压时, 中部弯曲较明显, 外凸加大, 荷载反向腹杆受拉时, 外凸变形部分回复, 有残余变形, 见图 11 所示, 墙肢根部裂缝加大。顶层加载至 5 倍屈服位移荷载时, 顶层承载力明显下降, 低于顶层荷载最大值的 85% 以下, 而此时, 下层钢桁架连梁仍有一定的承载能力, 总体判断体系产生破坏。从图 12(a) 所示 SW 剪力墙墙肢的裂缝开展情况可知: 多为水平裂缝, 墙肢的破坏为延性的弯曲破坏。

2) RSW 联肢剪力墙在弹性阶段结构一起承担水平荷载, 随位控荷载的加大, 混凝土不断开裂, 直至屈服, 由于混凝土连梁的存在, 剪力墙结构刚度较



图 11 SW 钢桁架连梁破坏阶段变形



图 12 低周反复荷载试验结束后 SW 和 RSW 裂缝图

大,屈服荷载比 SW 大。加载全过程中,RSW 顶部混凝土连梁刚度太大,不能开裂,与墙肢形成整块混凝土,限制了下层钢桁架连梁的变形,大部分地震能量由剪力墙开裂及墙肢底部形成的塑性铰耗散。破坏时,下层钢桁架连梁变形不明显,墙肢的裂缝多于 SW,如图 12(b)所示,裂缝形式包括水平向裂缝和部分斜向裂缝,其破坏形态有部分剪切破坏,但总体上仍以弯曲破坏为主。

### 3.2 SW 和 RSW 的耗能机理对比

SW 连梁的耗能机理如下:在弹性阶段,结构开裂变形小;屈服阶段,钢桁架交叉腹杆先屈服产生塑性铰,连梁中部的主拉应力及主压应力由交叉腹杆承担;随正负向水平力的作用不断受压弯曲、受拉回直,发挥钢材延性性能好的优点,不断耗散能量;接着,随腹杆变形加大,钢桁架成为由上下两根钢弦杆耗能,持续约束和保护剪力墙墙肢。所以 SW 联肢剪力墙体系能够充分利用钢材良好的延性及耗能性能,耗散大量的地震能量,体现出被动减震控制性能,成为联肢剪力墙抗震的第一道防线,是一种延性连梁,而这种联肢剪力墙结构也是一种延性的剪力墙结构。

RSW 耗能机理如下:弹性阶段,主要由剪力墙开裂耗散部分地震能量;屈服后,混凝土连梁和墙肢成为一个刚度较大的整体抵抗水平荷载,墙肢根部不断产生裂缝,形成塑性铰,耗散地震能量;混凝土整体刚度过大,限制了下层钢桁架连梁的变形,到加

载后期,钢桁架连梁变形仍然很小,其钢材延性好的优点得不到完全发挥,而钢桁架连梁和混凝土连接节点处裂缝不断发展以耗散地震能量;顶层混凝土连梁刚度大,内部不出裂,而与其相连的墙肢处水平裂缝在加载后期出现贯通。整个过程的 RSW 耗能主要是由墙肢底部塑性铰和墙肢内部钢筋混凝土的变形耗能,而混凝土连梁没有发挥耗能和保护墙肢的作用,钢桁架连梁的耗能也受到限制。

### 3.3 P-Δ 滞回特征曲线

2 试件的底部剪力-顶层位移滞回曲线如图 13 所示。

对比可以看出剪力墙 SW 和 RSW 均具有较高的耗能能力:拟动力试验之后,SW 受到的损伤不大,其滞回曲线呈饱满的梭形,表明双层钢桁架连梁的配置方式滞回性能好,耗能能力强。加载至 2 倍屈服位移之后,滞回环逐渐倾斜,刚度缓慢退化,滞回环面积不断加大。其钢桁架连梁的耗能过程合理,发挥了钢材延性好的优点,体现出优越的耗能能力。

RSW 的滞回曲线形状也表明它能耗散较大地震能量,但是滞回环没有 SW 饱满,耗能能力比 SW 差。拟动力试验对 RSW 剪力墙产生的损伤比 SW 大。

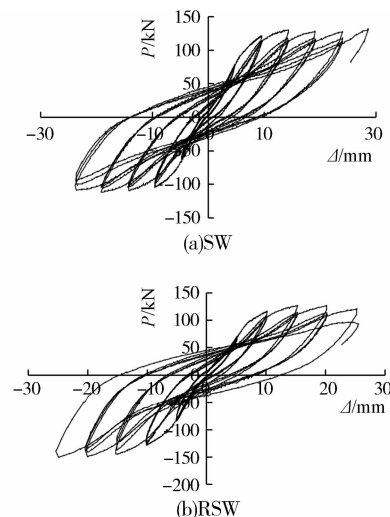


图 13 试件底部剪力-顶层位移滞回曲线

### 3.4 剪力墙试件的骨架曲线

试件的骨架曲线如图 14 所示。由图 14 可知,两剪力墙结构超过极限荷载之后,骨架曲线段变化非常平缓。SW 是经历了  $600 \text{ cm/s}^2$  的拟动力地震波加载之后才进行低周反复荷载试验,但其骨架曲线下落段仍然长而平缓,体系体现出良好的延性性能,承载力状态十分稳定。而对 RSW 而言,其刚度

比 SW 大,正向极限荷载两者相当,反向的极限承载力 RSW 比 SW 大。RSW 也体现出的较高延性性能。

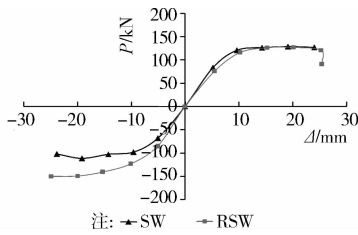


图 14 剪力墙试件骨架曲线

### 3.5 剪力墙滞回延性分析

采用滞回延性系数分析衡量 SW 和 RSW 的延性性能。滞回延性系数定义为极限位移  $\Delta_u$  和屈服位移  $\Delta_y$  之比： $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。计算结果列于表 4，表中  $P_y$  和  $P_u$  分别对应剪力墙的顶层屈服荷载及极限荷载。

从表 4 可知,SW 试件的位移延性系数为 5.98, RSW 为 4.96,两者均大于全混凝土连梁剪力墙和改进混凝土连梁剪力墙的位移延性系数文献 [14-15]箍筋分 3 层布置的混凝土连梁延性系数为 2.0~2.8),体现出良好的延性性能和较强的抗震能力。SW 的延性系数大于 RSW,表明配置双层钢桁架连梁的联肢剪力墙 SW 更能发挥钢桁架的作用,延性性能优于配置钢筋混凝土连梁和钢桁架混合连梁的剪力墙 RSW。

表 4 剪力墙试件的延性系数

试件	屈服荷载 $P_y/kN$	屈服位移 $\Delta_y/mm$	极限荷载 $P_u/kN$	破坏位移 $\Delta_u/mm$	延性系数 $\mu = \Delta_u / \Delta_y$
SW	69.44	4.79	116.18	28.66	5.98
RSW	64.90	5.11	120.9	25.28	4.96

### 3.6 剪力墙耗能能力分析

通过计算试件的等效粘滞阻尼系数  $h_e$  来衡量它们的耗能能力。 $h_e$  的定义如图 15 及式(1)所示。取每一控制位移第 1 循环的滞回环来计算两剪力墙的等效粘滞阻尼系数。

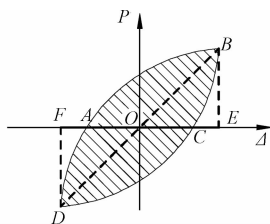


图 15 等效粘滞阻尼系数的计算简图

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{滞回环面积}(S_{ABC} + S_{CDA})}{\text{三角形面积}(S_{OBE} + S_{ODF})} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{\text{滞回环}}}{S_{\text{三角形}}} \quad (1)$$

图 16 为二试件的等效粘滞阻尼系数变化情况对比。二试件等效粘滞系数随屈服位移倍数的增加而不断增加。在 4 倍屈服位移加载的作用下,两者等效粘滞系数均大于 0.15,而位控加载至  $5\Delta_y$  时,SW 和 RSW 的  $h_e$  分别达到 0.174 7、0.170 2,2 个剪力墙均体现出较好的耗能性能。

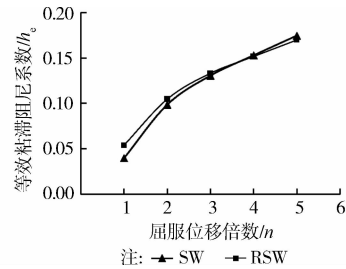


图 16 等效粘滞阻尼系数变化图

### 3.7 剪力墙刚度退化规律

为了考察联肢剪力墙结构刚度随荷载循环加大而降低的现象,用滞回环线刚度  $K_i$  来对比分析两个试件的刚度退化规律。环线刚度按式(2)计算:

$$K_i = \frac{|+P_i| + |-P_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2)$$

式中:  $+P_i(-P_i)$  表示正(负)向水平荷载作用下,第  $i$  次循环的峰值荷载;  $+\Delta_i(-\Delta_i)$  为正(负)向水平荷载作用下,第  $i$  次循环的峰值位移。

从刚度退化规律曲线(图 17)可知:1)随位控加载的增大,剪力墙的刚度持续退化降低,SW 和 RSW 试件刚度下降的规律基本相同;2)总体上,2 个联肢剪力墙的刚度成线性平缓下降的趋势。SW 试件加载前期钢桁架连梁和剪力墙一体抗震,加载后期直至破坏,由于钢桁架连梁腹杆退出刚度贡献,但弦杆仍然能够提供刚度,持续约束混凝土,避免其变成单肢墙肢;而 RSW 试件的混凝土连梁和钢桁架连梁没有发生大的破坏,一直能够提供刚度;3)对比 SW 和 RSW 试件,由于 RSW 顶层配置的是钢筋混凝土连梁,其总体刚度比 SW 高一些。

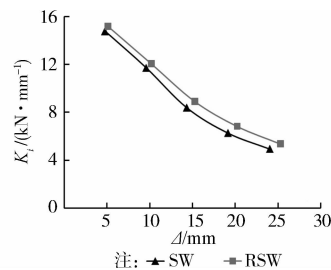


图 17 剪力墙的刚度退化情况

### 3.8 剪力墙强度退化情况

剪力墙的强度退化是由于试件不断变形、损伤

不断累积而产生的,即表示在低周循环荷载作用下,剪力墙的强度随荷载循环次数的增加而不断降低的性质。采用强度退化系数衡量试件的强度退化的情况:

$$\lambda_j^i = \frac{P_{j,\max}^i}{P_{j,\max}^1} \quad (3)$$

式中  $\lambda_j^i$  为第  $j$  级位控位移加载的第  $i$  次循环的强度退化系数;  $P_{j,\max}^i$  为第  $j$  级位控位移加载时第  $i$  次循环的水平荷载峰值;  $P_{j,\max}^1$  为第  $j$  级位控位移加载时第 1 次循环的水平荷载峰值。

图 18 为 2 个试件在各级荷载作用下第 3 循环的强度降低系数折线图。

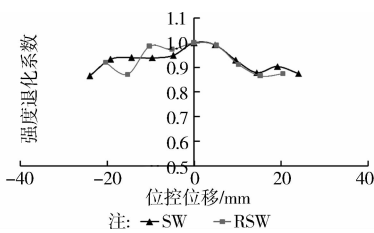


图 18 第 3 循环 2 个试件的强度退化系数折线图

二试件的强度退化规律:SW 剪力墙在加载前期承载力下降的原因是由于剪力墙混凝土的开裂,3 倍屈服位移加载之后,钢桁架连梁受循环荷载作用反复拉压变形的同时能够提供足够的承载力支撑,结构体系强度变化稳定。总的来看,SW 联肢剪力墙强度退化缓慢,抗震性能较好。而对于 RSW 试件,由于墙肢裂缝的反复增大和缩小,结构体系整体强度的波动幅度明显比 SW 试件大。

对比分析可知:虽然 SW 试件在拟动力试验中输入地震波大于 RSW 试件,但是,后期进行低周反复荷载试验,SW 的强度退化规律仍然优于 RSW 试件,试验的前期和后期,强度均能够维持较高水平,能够保证对墙肢的约束,体现出较高的安全储备。

## 4 结论

对双层配置钢桁架连梁的联肢剪力墙平面结构 SW 和混合配置了钢筋混凝土连梁和钢桁架连梁的剪力墙平面结构 RSW 进行拟动力试验和拟静力试验,得到如下结论:

1) 拟动力试验,2 种剪力墙的侧移值均较小,承载能力均较大,2 片剪力墙均没有出现过大的破坏。从变形情况、刚度分布、受力特点及连梁对剪力墙的保护来看,SW 比 RSW 的连梁设置更为合理,能够满足联肢剪力墙抵抗大震作用的要求,是一种较为理想的联肢剪力墙结构形式。

2) 随输入地震波的增大,SW 试件的位移、加速度和底部剪力反应增大,侧移反应峰值包络线呈倒三角形形态,刚度分布合理,试验结束,剪力墙整体处于弹性状态。RSW 试件随输入地震增大,其位移和底部剪力加大,RSW 顶层设置混凝土连梁,刚度加大,加速度反应比 SW 大;整个试验过程,RSW 的连梁本身未出现较大变形,混凝土连梁的存在加大了结构刚度,上下两层刚度分布不均。

3) 低周反复荷载试验得到 SW 的耗能机理为:在正常使用及小震阶段,结构处于弹性阶段,连梁与剪力墙一体受力,钢桁架连梁不屈服;大震作用下,钢桁架连梁内部交叉腹杆率先屈服产生塑性铰,能发挥钢材延性好的优点,反复拉压耗能,滞回曲线呈饱满梭形;随位控加载增大,腹杆变形加大,其作用减小,而结构变为上下钢弦杆不断耗能,并持续约束和保护墙肢,避免其退化成单肢剪力墙。连梁内部的塑性铰早于墙肢塑性铰。总体上这种连梁体现出被动减震功能,连梁破坏为延性破坏。而剪力墙本身也是延性的弯曲破坏,满足联肢剪力墙抗震设防的要求。

4) RSW 的耗能机理为:正常使用及小震阶段,连梁不屈服,与剪力墙一体受力;大震作用下,由上层剪力墙钢筋、底部墙肢钢筋分别形成的塑性铰耗能,钢桁架连梁屈服,但其变形受到墙肢和顶层连梁组成的整体混凝土块的限制,只能部分发挥耗能作用,试验结束钢筋混凝土连梁不屈服,钢桁架连梁未发现较大变形。RSW 的混合连梁设置不合理,连梁本身未能实现对墙肢的保护,不能很好地满足“强墙肢弱连梁”的抗震要求,其耗能能力也小于 SW。

5) 二试件骨架曲线段变化平缓。SW 骨架曲线下降段长且平缓,延性性能好,强度退化缓慢,体现出较高的安全储备。二试件刚度下降的规律基本相同,RSW 总体刚度大于 SW。虽然 RSW 的变形破坏过程及耗能机制不尽合理,但仍然体现出的较高的延性和耗能能力。从耗能、延性、强度退化规律以及连梁对墙肢的保护情况的对比来看,SW 试件优于 RSW 试件。

## 参考文献:

- [1] 方鄂华. 高层建筑钢筋混凝土结构概念设计[M]. 北京:机械工业出版社, 2004.
- [2] Gong B, Shahrooz B M. Concrete-steel composite coupling beams I: Component testing [J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(6): 625-631.
- [3] Gong B, Shahrooz B M. Concrete-steel composite



- coupling beams II: Subassembly testing and design verification [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(6): 632-638.
- [4] Gong B, Shahrooz B M. Steel-concrete composite coupling beams-behavior and design [J]. *Engineering Structures*, 2001, 23: 1480-1490.
- [5] Harries K A. Ductility and deformability of coupling beams in reinforced concrete shear walls [J]. *Earthquake Spectra*, 2001, 17 (3): 457-478.
- [6] Park W S, Yun H D. Seismic behaviour and design of steel coupling beams in a hybrid coupled shear wall systems [J]. *Nuclear Engineering and Design*, 2006, 236: 2474-2484.
- [7] Park W S, Yun H D. Panel shear strength of steel coupling beam-wall connections in a hybrid wall system [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2006 (62): 1026-1038.
- [8] 王丽, 苏明周, 徐明, 等. 钢连梁剪切屈服型混合连肢墙体节点滞回性能有限元分析 [J]. *水利与建筑工程学报*, 2011, 9(2): 11-14.  
Wang L, Su M Z, Xu M, et al. FEM analysis on hysteretic behavior of shear-critical steel coupling beam-column connection in hybrid coupled shear wall system [J]. *Journal of Water Resources and Architectural Engineering*, 2011, 9(2): 11-14.
- [9] 林倩, 邓志恒, 刘其舟, 等. 足尺钢桁架连梁恢复力模型试验研究 [J]. *自然灾害学报*, 2011, 20(4): 38-42.  
Lin Q, Deng Z H, Liu Q Z, et al. Experimental study on the restoring force model of full-scale steel truss coupling beams [J]. *Journal of Natural Disasters*, 2011, 20(4): 38-42.
- [10] 邓志恒, 林倩, 胡强, 等. 新型钢桁架连梁的抗震性能试验研究 [J]. *振动与冲击*, 2012, 31(1): 76-81.  
Deng Z H, Lin Q, Hu Q, et al. Test for aseismic behavior of new steel truss coupling beams [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2012, 31(1): 76-81.
- [11] 林倩, 邓志恒, 刘其舟. 足尺钢桁架连梁抗震性能试验研究及非线性有限元分析 [J]. *工程力学*, 2012, 29(7): 256-263.  
Lin Q, Deng Z H, Liu Q Z. Experimental study and nonlinear finite element analysis on the seismic performance of full-scale steel truss coupling beams [J]. *Engineering Mechanics*, 2012, 29(7): 256-263.
- [12] 刘运宝. 钢桁架连梁节点锚固机理及设计研究 [D]. 南宁: 广西大学, 2012.
- [13] 邱法维, 钱嫁茹, 陈志鹏. 结构抗震实验方法 [M]. 北京: 科学出版社, 2000.
- [14] 梁兴文, 刘清山, 李萍. 新配筋方案小跨高比连梁的试验研究 [J]. *建筑结构*, 2007, 37(12): 26-29.  
Liang X W, Liu Q S, Li P. Experiment research on seismic performance of new reinforcement scheme deep coupling beam [J]. *Building Structure*, 2007, 37(12): 26-29.
- [15] 王英俊, 刘清山, 窦勇. 分段封闭箍筋小跨高比连梁改进方案的计算机仿真分析 [J]. *河南大学学报: 自然科学版*, 2012, 42(13): 321-325.  
Wang Y J, Liu Q S, Dou Y. The computerized simulation analysis on improved scheme of deep reinforced concrete coupling beam with closed stirrups section. [J]. *Journal of Henan University : Natural Science*, 2012, 42(13): 321-325.

(编辑 郭 飞)