

# 震损可修复的钢制连接装配式剪力墙抗震性能 试验研究

颜桂云<sup>1</sup>, 陈亚辉<sup>1</sup>, 吴应雄<sup>2</sup>, 张鹏起<sup>1</sup>, 李建辉<sup>3</sup>

(1. 福建理工大学土木工程学院福建省土木工程新技术与信息化重点实验室, 福建 福州 350118;

2. 福州大学土木工程学院, 福建 福州 350108; 3. 中建科技(福州)有限公司, 福建 福州 350803)

**摘要:** 为了加强装配式剪力墙的抗震性能及实现其震损后可修复功能, 提出了一种可修复的钢制连接装配式剪力墙 (Repairable Steel-connection Precast Shear Walls, RS-PSW), 用钢制连接区域替代剪力墙易破坏的底部区域, 实现将结构的损伤集中在钢制连接件上, 在震后通过更换受损的钢制连接件来实现可修复功能。对普通混凝土剪力墙 (编号为 SW0)、试件 RS-PSW1 (初次加载) 及试件 RS-PSW2 (震损修复后加载) 进行了低周往复加载试验, 考察钢制连接装配式剪力墙的破坏模式、滞回性能、刚度和承载力退化、耗能能力及震损可修复性能。结果表明: 相比 SW0, RS-PSW1 在位移角达到 1.43% 时, 上部预制混凝土墙体裂缝显著减少, 塑性变形集中在钢制连接区域; 修复后的试件 RS-PSW2 相比 SW0, 其承载力和刚度略有下降, 但延性和耗能能力有较大提升, 破坏位移角达到了 2.67%, 较 SW0 提升了 66.7%, 具有良好的变形能力。试件 RS-PSW2 再次加载时的各项抗震性能指标与初次加载时基本一致, 验证了 RS-PSW 可实现地震作用下的震损可修复功能, 并通过更换受损的钢制连接件使结构的抗震性能快速恢复。

**关键词:** 抗震性能; 装配式剪力墙; 震损可修复; 钢制连接; 拟静力试验

**中图分类号:** TU352.11; TU398+.2 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2023)06-1579-11

**DOI:** 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2023.06.013

## 引言

剪力墙是高层建筑结构的主要抗侧力构件, 震害研究表明, 普通钢筋混凝土剪力墙结构在地震作用下主要通过混凝土开裂和钢筋拉屈来消耗地震能量, 变形和耗能能力较差, 且震后受损部位无法修复或修复困难, 造成巨大的经济损失<sup>[1-3]</sup>。近年来随着装配式结构的迅速发展, 装配式剪力墙成为了研究热门领域, 其连接区域是保证装配式剪力墙可靠连接和传力的关键部件, 对结构的抗震性能影响较大<sup>[4-5]</sup>。

针对装配式剪力墙连接问题, 马军卫等<sup>[6]</sup>、钱稼茹等<sup>[7]</sup>、Xu 等<sup>[8]</sup>对灌浆套筒连接的装配式剪力墙结构进行了试验研究, 分析了结构的滞回特性、变形能力、刚度退化和耗能能力等性能指标; 朱张峰等<sup>[9]</sup>研究了采用金属波纹管浆锚技术连接竖向钢筋的装配式剪力墙结构的抗震性能, 发现装配式试件能达到与现浇相同的抗震性能; 孙建等<sup>[10]</sup>针对螺栓连接装

配式剪力墙的受力性能, 给出了简化的墙体受剪承载力的计算式, 结果表明该计算方法与试验值吻合较好; Fu 等<sup>[11]</sup>采用钢制连接区域实现了装配式剪力墙的水平拼接, 通过强化钢制连接区域, 使该结构取得几乎等效于现浇剪力墙的抗震性能和失效破坏模式。

为了实现剪力墙的可更换性能, 吕西林等<sup>[12]</sup>基于可恢复功能结构的抗震理念, 提出了一种带有可更换柱脚构件的剪力墙结构, 为可更换剪力墙结构提供了设计思路; 毛苑君等<sup>[13]</sup>、刘其舟等<sup>[14]</sup>用拉压组合橡胶支座代替易破坏的剪力墙柱脚, 对其进行低周往复加载试验, 结果表明, 带可更换柱脚的剪力墙具有更好的变形能力和耗能能力, 抗震性能有较大的提升; Xiao 等<sup>[15]</sup>、陈曦等<sup>[16]</sup>、徐龙河等<sup>[17]</sup>对以自复位碟簧装置作为柱脚的剪力墙结构进行了低周往复试验, 结果表明: 自复位可更换剪力墙结构较现浇剪力墙的承载力和刚度略低, 但具有良好的耗能能力和自复位性; 王威等<sup>[18]</sup>对带可更换阻尼器的波形钢板剪力墙进行了抗震性能试验, 结果表明: 阻尼器可

**收稿日期:** 2022-03-12; **修订日期:** 2022-05-05

**基金项目:** 国家自然科学基金面上项目 (51878174); 福建省自然科学基金资助项目 (2023J01156); 福建省建设厅科技研究开发计划项目 (2022-K-302)。

有效地保护剪力墙,更换阻尼器后该结构承载力略有下降,但滞回曲线饱满,仍拥有稳定的抗震性能。

上述研究对装配式剪力墙的连接方式进行了较为深入的研究,但对利用连接区域作为主要耗能元件的装配式剪力墙的研究相对较少;现有的关于可更换剪力墙的研究中,可更换部件大多为剪力墙的墙脚,对于墙体底部现浇区域的剪切破坏仍无法避免,且可更换性能研究仅针对现浇剪力墙,对于装配式剪力墙震损可修复的研究尚有空缺。

本文提出的可更换钢制连接装配式剪力墙,在保证结构“大震不倒”的前提下,利用连接区域内的部分钢制连接部件的塑性变形消耗能量,提升装配式剪力墙的抗震性能。该结构的拼装均采用高强螺栓,震后通过更换部分损伤的钢制连接部件便可实现可修复功能。通过对试件 RS-PSW1、震损修复后的试件 RS-PSW2 和一片普通混凝土剪力墙(编号

为 SW0) 进行低周往复加载试验,探究试件 RS-PSW 的抗震性能及验证其可以实现震后功能恢复。

## 1 RS-PSW 设计

### 1.1 RS-PSW 构造

RS-PSW 构造如图 1 所示。其由上部预制剪力墙、钢制连接区域和基础组成,上部剪力墙的纵向钢筋焊接在 U 型钢板的内壁,实现了上部结构与 U 型钢板的连接。该结构在剪力墙易受损坏的底部设置钢制连接区域,将上部结构和基础进行连接,设计让钢制连接区域先于其他部位屈服,以此便可将其损伤和变形集中在钢制连接区域内,利用钢材优良的力学性能来承受荷载与塑性耗能,在部分钢制连接件损伤后,还可通过更换受损的钢连接件来实现结构的修复。

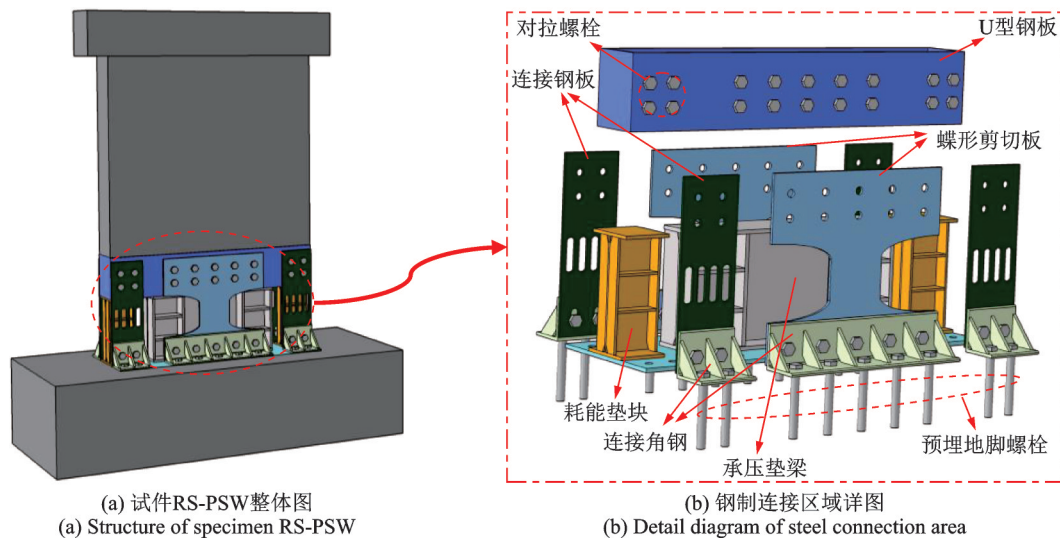


图1 试件 RS-PSW 构造示意图

Fig. 1 Configurations of specimen RS-PSW

RS-PSW 中的钢制连接区域内,主要通过承压垫梁来承担轴向荷载;两侧的连接钢板受拉和耗能垫块受压形成一对力偶来抵抗弯矩,且通过适当地削弱连接钢板和耗能垫块的抗弯屈服能力,让其先于上部预制墙体屈服,实现损伤可控。屈服后利用连接钢板中部开孔形成的高宽比较大的小钢柱拉伸耗能,以及两侧的耗能垫块压屈耗能;中部蝶形剪切板承受剪力,该剪切板由于构造独特,在抵抗剪力的同时,可近似于让该装配式剪力墙绕底部中心发生转动,而在墙体向一侧转动时,连接钢板和耗能垫块组成的抵抗转动的结构体系便可承受弯矩,在往复荷载下,该体系可利用自身更为优异的塑性变形能力来消耗地震能量。震后更换受损的连接钢板和耗能垫块便可实现结构的可修复功能。

### 1.2 试件设计

设计并制作 1 个试件 RS-PSW 和 1 片现浇混凝土剪力墙,墙体截面长 1000 mm、宽 160 mm、高 1500 mm,墙内边缘暗柱宽度为 150 mm,该剪力墙高宽比  $\lambda=1.5$ ,为对比分析,试件 RS-PSW 和 SW0 配筋采用相同方案,各试件的配筋及细部尺寸如图 2 所示。该钢制连接区域内钢构件的材性和几何尺寸依据现浇剪力墙 SW0 的承载力进行设计,让连接钢板和承压垫梁组成的抗弯力偶体系的承载力等于现浇墙体的抗弯承载力乘以折减系数,可保证在“强剪弱弯”的设计理念下实现结构的损伤可控;蝶形剪切板和承压垫梁的设计承载力则与现浇墙体相等,从而可确定各钢构件的几何尺寸。

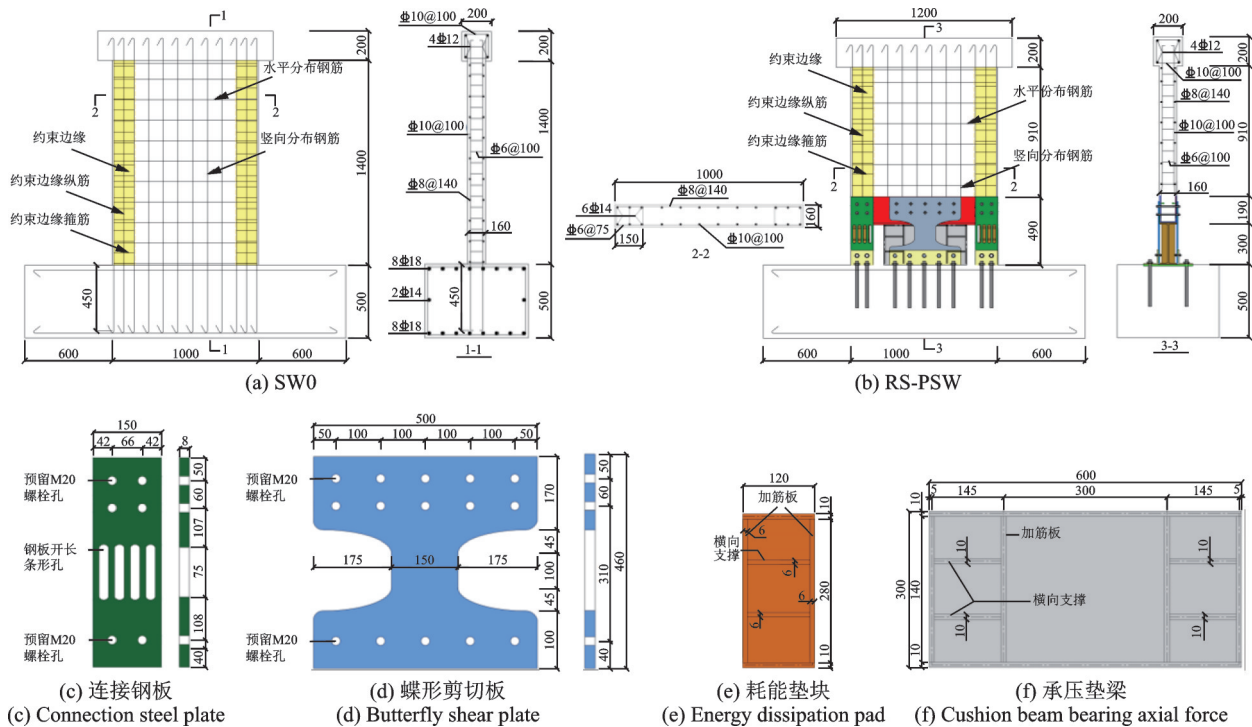


图2 试件几何尺寸及配筋(单位:mm)

Fig. 2 Geometry dimension and reinforcement of specimen (Unit:mm)

该现浇试件在高宽比 $\lambda=1.5$ 时,通过计算分析可知其发生了弯剪破坏。为使试件RS-PSW的损伤主要集中在钢制连接区域内,通过适当削弱钢制连接区域的抗弯屈服承载力,即削弱耗能垫块和连接钢板形成的抗弯抵抗力偶,实现塑性损伤部位可控,并可使试件RS-PSW具有延性更好和耗能更为优异的弯曲破坏模式。此外钢制连接区域内的蝶形剪切板由于其独特的构造,使其主要抵抗剪力,可使整个钢制连接区域内的传力机制更加清晰明确,设计更加准确。

## 2 拟静力实验

### 2.1 材料性能

本试验中所有试件均采用C40强度等级混凝土,为同一批次浇筑,在浇筑过程中预留三个立方体试块,通过抗压试验测得混凝土立方体抗压强度标准值为42.2 MPa,根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[19]</sup>换算为轴心抗压强度标准值为32.1 MPa;钢筋和钢材的力学性能通过拉伸试验获得(如表1所示),且所用高强螺栓等级均为10.9S。

### 2.2 测量方案

测量装置布置如图3所示。试件加载梁中部和距离墙体底部500 mm处的位移计D1和D2用来测量加载梁端及U型钢板处的水平位移;地梁中部位

表1 钢材力学性能

Tab. 1 Mechanical properties of steel

钢筋(材)型号	$d/mm$	$f_y/MPa$	$f_u/MPa$	$E_s/MPa$	$\epsilon_y$
HRB400	8	412	628	$2.0 \times 10^5$	2654
HRB400	10	413	622	$2.0 \times 10^5$	2478
HRB400	14	427	612	$1.9 \times 10^5$	2261
Q235	8	297	437	$2.0 \times 10^5$	2004
Q345	10	410	537	$2.1 \times 10^5$	1785

注: $d$ 为钢筋直径或钢材厚度; $f_y$ 为屈服强度; $f_u$ 为极限强度; $E_s$ 为弹性模量; $\epsilon_y$ 为屈服时应变片对应的微应变值。

移计D3用来监测地梁的锚固效果;试件SW0中的位移计D4~D7和试件RS-PSW中的位移计D4,D5用来测定剪力墙的剪切变形情况;试件RS-PSW中的位移计D6,D7用来测量钢制连接区的剪切位移角。同时在混凝土剪力墙应力较大区域内的受力钢筋和钢制连接区域中的耗能钢构件上布置应变片,用来监测各部位塑性发展情况。

### 2.3 加载装置及加载制度

试件的加载装置如图4所示,通过顶部千斤顶施加770 kN的轴向荷载(轴压比为0.15),并在加载过程中保持不变。MTS作动器对构件施加水平往复荷载,加载点距基础梁顶面1.5 m。加载制度按照《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)<sup>[20]</sup>,分两个阶段进行,第一阶段为荷载控制,以50 kN的增量进行加载,每级循环1次,当观察到试件的荷载( $P$ )-位移( $\Delta$ )曲线出现明显拐点时,认为试件屈服,进入

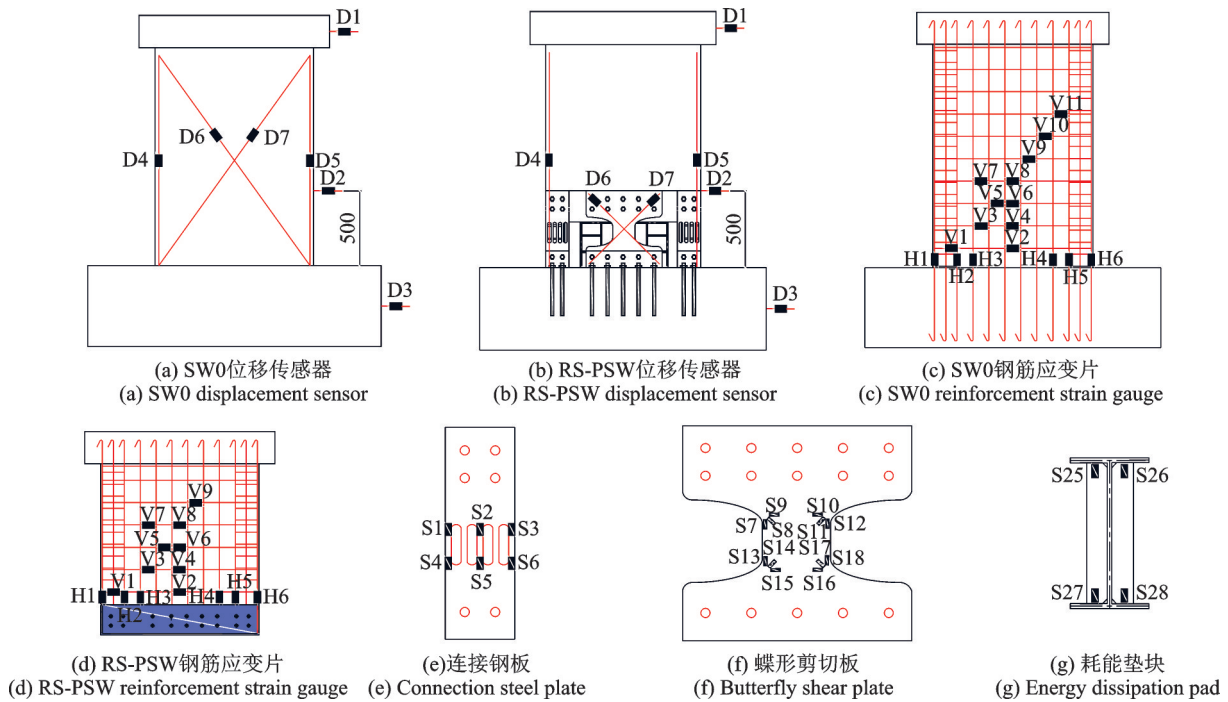


图3 测量装置布置示意图(单位:mm)

Fig. 3 Layout of measurement devices (Unit: mm)

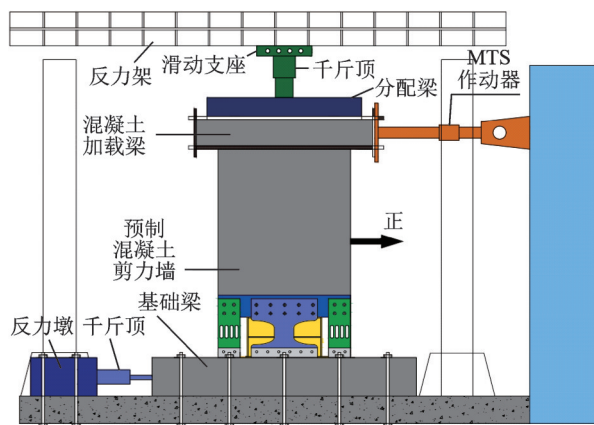


图4 加载装置

Fig. 4 Loading devices

位移加载控制,按屈服位移的倍数进行加载,每级循环3次,直到试件出现明显的破坏现象或承载力下降到峰值荷载的85%以下时停止加载。本文规定初次加载的试件RS-PSW1加载到位移角1.43%时停止,对其钢制连接耗能构件中的损伤部件进行更换,修复后的试件RS-PSW2再次加载到试件明显破坏或承载力下降到峰值荷载的85%以下时试验结束。在试验过程中,加载速率保持一致。规定MTS作动器拉回的力和位移为正。

### 3 试验现象及破坏形态

#### 3.1 试件SW0

荷载加载至287 kN时,剪力墙中下部出现了多

条肉眼可见的斜裂缝,方向为从侧边向墙体中下部开裂,此时可见试件的荷载-位移曲线出现拐点,MTS作动器推拉平均位移为4 mm。当水平位移达到8 mm时,又出现了多条裂缝,且之前出现的斜裂缝有3条向墙体中下部继续延伸。继续加载至位移为12 mm时,在墙体的中部出现了多条斜裂缝,分别从墙体侧边向中下部延伸。当位移达到16 mm时,两侧墙脚分别出现了一条宽度为1.5 mm的横裂缝,在墙体受拉时可见墙脚混凝土已与基础梁脱开,同时也可见墙脚混凝土保护层局部碎裂,有剥落的趋势。当位移达到20 mm时,墙体上部也出现了多条斜裂缝,两侧墙脚与基础之间的横向裂缝继续加宽,在墙体受拉侧,肉眼可见墙脚与基础脱开,同时墙脚混凝土保护层剥落,暗柱纵向钢筋裸露。当加载位移为24 mm时,墙脚混凝土被压碎,斜裂缝加宽贯穿整个墙体,形成明显的X型斜裂缝。当加载位移刚达到28 mm时,伴随着一声巨响,试件被压溃,墙脚混凝土被完全压碎,并向墙体中部延伸,剪力墙的水平荷载降至85%以下,试验终止。图5给出了加载过程中试件SW0的主要破坏特征及最终破坏形态,试件SW0在往复荷载作用下墙体最终发生脆性的弯剪破坏形态。

#### 3.2 试件RS-PSW1

试件RS-PSW1加载初期处于弹性状态,无明显现象,当荷载达到172.2 kN时,观测到试件应力-应变曲线出现拐点,推拉平均位移为4 mm,加载位

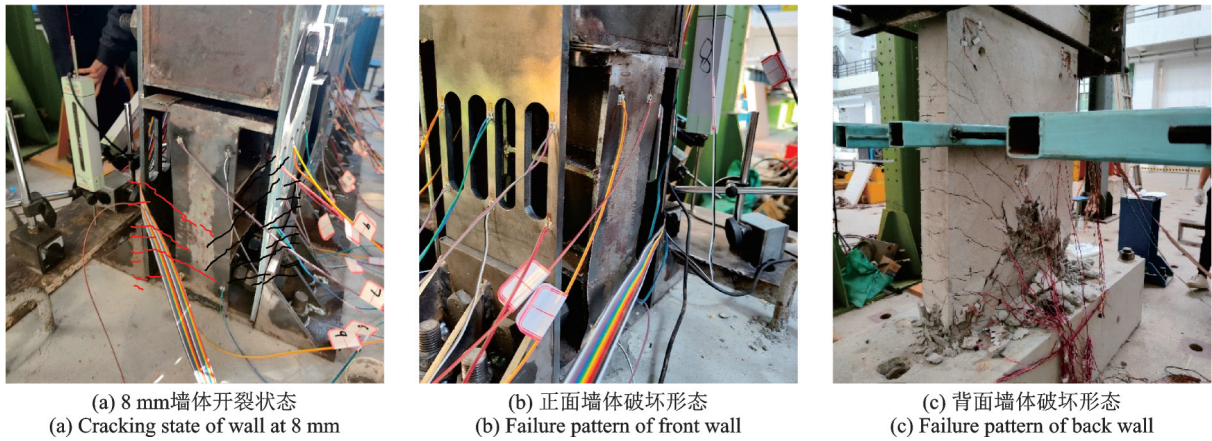


图 5 SW0 破坏过程

Fig. 5 Failure process of SW0

移大于 4 mm 后,伴随着加载过程可明显听到钢构件摩擦的咣咣声。当加载位移达到 8 mm 时,受拉端 U 型钢板抬起,与耗能垫块脱离 2 mm;受压端 U 型钢板和垫梁及耗能垫块发生滑移,滑移距离为 2 mm。当位移达到 12 mm 时,受拉端 U 型钢板抬起更加明显,与耗能垫块分离大约 5 mm,且连接钢板有明显被拉伸的痕迹;受压端连接钢板受压向外发生微小鼓曲。加载位移为 16 mm 时,上部预制混凝土墙体背面出现了 3 条肉眼可见的微裂缝,长度

约为 15 cm。当加载位移达到 20 mm 时,受拉端 U 型钢板与耗能垫块抬起约 10 mm;受压端连接钢板向外鼓曲加剧。当加载位移达到 24 mm 时,上部墙体又出现了一条长达 1.1 m 的斜裂缝,但裂缝仅为肉眼刚可见的微裂缝;受压端耗能垫块也被明显压屈。此时试件 RS-PSW1 位移角已超过 1.43%,此位移角下现浇剪力墙已完全被破坏,该试件加载结束。图 6 给出了加载过程中试件 RS-PSW1 的主要破坏特征。

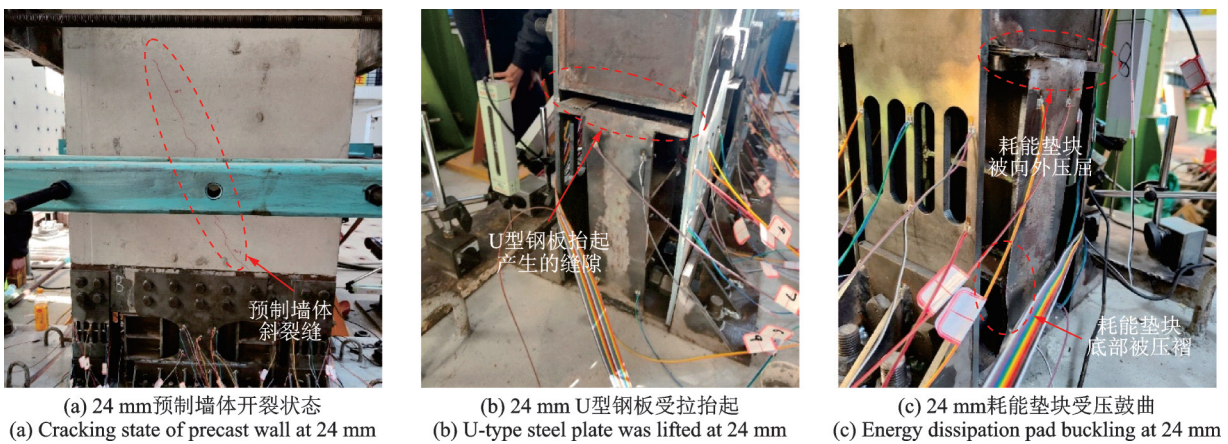


图 6 试件 RS-PSW1 破坏形态

Fig. 6 Failure form of specimen RS-PSW1

整个加载过程中上部预制混凝土墙体仅出现了几条微裂缝,相比现浇试件 SW0,其上部墙体裂缝显著减少,试件的变形及损伤几乎都集中在钢制连接区域内,为通过更换受损钢连接部件来实现结构的可修复功能提供条件。

### 3.3 试件 RS-PSW2

对加载后的试件 RS-PSW1 更换其钢制连接区域内损伤的钢连接部件实现结构的修复功能,更换过程如图 7 所示,对修复后的试件 RS-PSW2 再次进行低周往复加载试验。

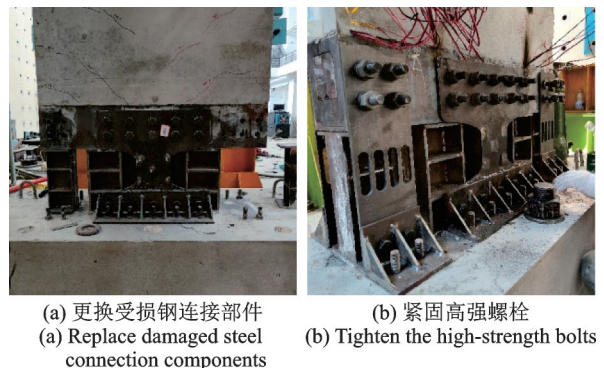


图 7 试件 RS-PSW1 修复过程

Fig. 7 Repair process of specimen RS-PSW1

试件 RS-PSW2 在加载初期的加载现象与试件 RS-PSW1 相似,当加载位移达到 24 mm 时,墙体出现了两条长度 20 mm 的微裂缝。加载位移达到 28 mm 时,墙体又出现多条斜裂缝,受拉端连接钢板拉伸明显;受压端耗能垫块的加筋板受压变形明显。当位移

达到 32 mm 时,受拉端连接钢板中长条状小钢柱由于拉伸端部产生裂缝,有被拉断的迹象。当位移达到 40 mm 时,连接钢板的小钢柱被拉断,试件承载力下降到峰值荷载的 85% 以下,试验结束。图 8 给出了加载过程中的主要破坏现象及最终破坏形态。

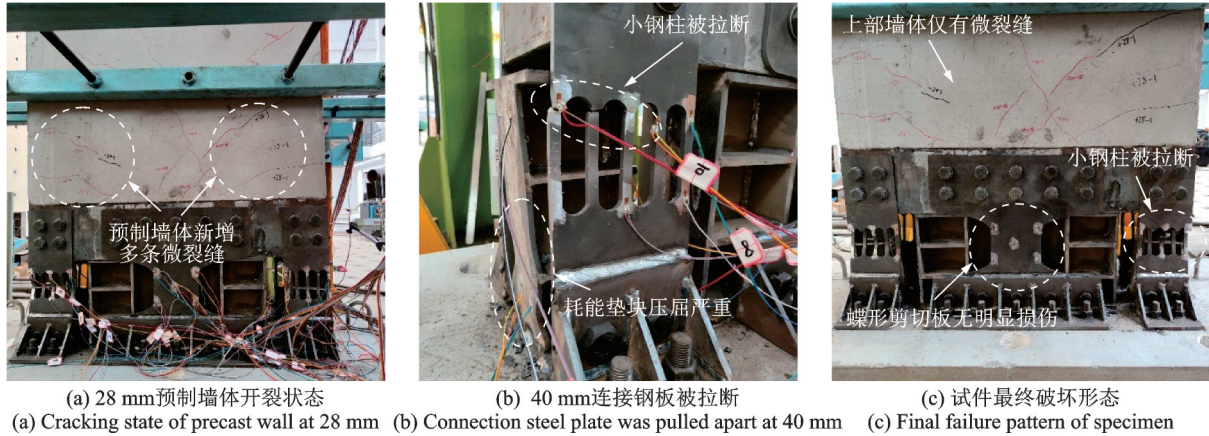


图 8 试件 RS-PSW2 破坏形态

Fig. 8 Failure form of specimen RS-PSW2

试件 RS-PSW2 最终破坏发生在钢制连接区域,由连接钢板和耗能垫块组成的抗弯体系破坏导致,连接钢板中小钢柱被拉断,耗能垫块也被明显压屈,但此时上部预制剪力墙结构仅有多条微裂缝,表明该结构可有效地将损伤控制在钢制连接区域内,实现损伤可控。

## 4 试验结果及分析

### 4.1 滞回性能

图 9 为试件 SW0, RS-PSW1 及 RS-PSW2 的实测水平力-位移关系曲线。由图 9 可知,试件 SW0 的承载力在达到峰值荷载后下降较快,下降段陡峭,表现为不利的脆性破坏,且其滞回曲线也不饱满,耗能较差;而试件 RS-PSW 的滞回曲线在更换前后均表现出塑性变形能力和耗能能力较好的“弓形”,整个结构在低周往复试验中塑性变形能力优异,能较好地吸收地震能量,其初期刚度和承载力较现浇剪力墙略低。

试件 RS-PSW 更换前后滞回曲线吻合较好,试件 RS-PSW1 相较于 RS-PSW2 有更高的刚度和承载力,因为试件 RS-PSW2 是在试件 RS-PSW1 结构损坏修复后的加载试验,初次加载时 RS-PSW1 上部预制剪力墙中产生了数条微裂缝,墙体存在一定损伤,故修复后加载时,试件 RS-PSW2 的位移需要先克服上部墙体的微裂缝,才能使其继续承受荷载,故在相同的位移下,相较于试件 RS-PSW1,其承载

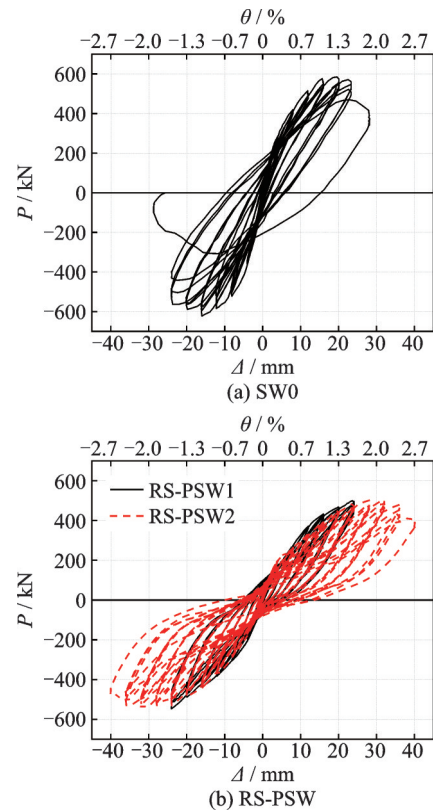


图 9 试件水平荷载-位移滞回曲线

Fig. 9 Hysteretic curves of horizontal load-displacement of specimens

力和刚度略微下降,但对整体结构影响甚微,修复后的试件 RS-PSW2 仍表现出较好的滞回性能。

### 4.2 骨架曲线

图 10 为试件的骨架曲线。当加载位移达到

16 mm,即1.07%的位移角时,试件SW0达到极限承载力为569.7 kN;当位移达到24 mm,即1.6%位移角时,试件SW0承载力下降到431.2 kN,试件SW0在达到峰值荷载后,承载力急剧下降,其最终破坏形式为弯剪破坏,延性较差。试件RS-PSW1在位移加载到24 mm时,承载力还在继续增加,而对应SW0,在此位移下已经完全破坏。试件RS-PSW2在位移达到32 mm,即2.13%的位移角时达到峰值荷载539.6 kN,极限位移角更是达到2.67%,相比SW0提高了66.7%。相同加载位移下,试件PS-PSW的承载力较SW0小,这是由于该结构对钢制连接区域进行了削弱,使其先于上部结构屈服,使得PS-PSW初期刚度和承载力有所降低,但延性大幅提升。

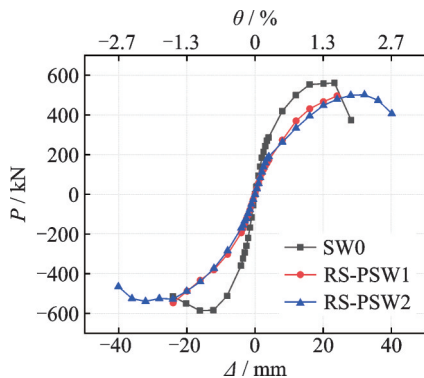


图10 试件骨架曲线对比

Fig. 10 Comparison of skeleton curves of specimens

试件RS-PSW2的骨架曲线与RS-PSW1相近,其前期刚度和承载力有所降低,但整体力学性能稳定,且相较于SW0有更长的下降段,变形能力较好,表明试件RS-PSW在震损修复后仍能满足正常使用需求,可修复性良好。

#### 4.3 水平刚度退化

本文采用水平荷载作用下每级加载到最大位移处的割线刚度 $k_j$ 衡量各试件的水平刚度退化,其表达式为:

$$k_j = \frac{|+P_j| + |-P_j|}{|+\Delta_j| + |-\Delta_j|} \quad (1)$$

式中 $P_j$ 和 $\Delta_j$ 分别为第 $j$ 级往复荷载作用下对应的最大荷载和位移;(+),(-)表示加载的不同方向。

将公式(1)计算得到试件的割线刚度 $k_j$ 进行无量纲化,取每一级的割线刚度 $k_j$ 与初始割线刚度 $k_0$ 的比值作为刚度退化系数 $\tau$ ,得到无量纲退化系数 $\tau$ 与位移加载级别 $\Delta$ 的关系,如图11所示。

图11为各试件的刚度退化曲线。可知在加载

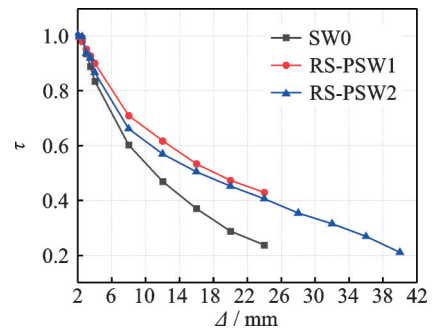


图11 各试件刚度退化系数对比分析

Fig. 11 Comparative analysis of stiffness degradation coefficient of each specimen

初期,各试件刚度退化系数保持一致,当位移大于4 mm时,试件SW0相较于其他2个试件刚度退化速率加快,这是由于现浇混凝土墙体产生了大量的裂缝,且受压混凝土逐渐进入塑性变形阶段;而试件RS-PSW1和RS-PSW2刚度退化较为缓慢,这得益于其上部预制墙体裂缝较少,且塑性变形集中在钢制连接区域。试件SW0在位移达到24 mm时破坏,而试件RS-PSW在此时仍保持着较高的刚度,使结构能够继续工作。修复后的试件RS-PSW2前期刚度退化较RS-PSW1慢,但差距较小,其仍然拥有稳定的刚度退化曲线,表明试件RS-PSW实现了震损可修复的目的。

#### 4.4 承载力退化

承载力退化指结构承载力随加载循环次数的增加而降低的特性,采用承载力退化系数 $\lambda$ 来探究这一特性。 $\lambda$ 等于同一加载位移下最后一次循环的最大荷载与首次最大荷载之比,计算公式如下:

$$\lambda = \frac{P_3}{P_1} \quad (2)$$

式中 $P_3$ 及 $P_1$ 分别表示同一加载位移下最后一次循环及首次循环的最大荷载。

各试件的承载力退化曲线如图12所示。由图12可知,在加载初期,各试件的承载力稳定,下降幅

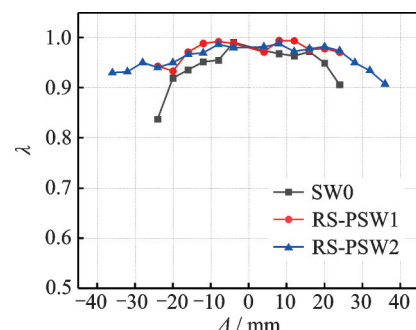


图12 各试件承载力退化对比

Fig. 12 Comparison of bearing capacity degradation of each specimen

度不大,表明试件 RS-PSW 的钢制连接方式可靠。在位移达到 8 mm 时,试件 SW0 较 RS-PSW1 和 RS-PSW2 下降加快;位移由 16 mm 加载到 24 mm 过程中,试件 SW0 的承载力迅速退化,呈现突然的脆性破坏,而试件 RS-PSW1 此时承载力仍比较稳定,退化系数维持在 0.95 以上,表示该结构在往复荷载作用下仍能维持较高的承载力,力学性能良好。在试件 SW0 破坏后,RS-PSW2 的承载力仍能保持缓慢且稳定的退化趋势,表明其抗震性能良好,也表明试件 RS-PSW 实现了可修复功能。

#### 4.5 延 性

本文根据韩林海<sup>[21]</sup>所提的方法确定试件的屈服位移及屈服荷载。表 2 中给出了试件 SW0, RS-

PSW1 和 RS-PSW2 的屈服位移( $\Delta_y$ )、屈服荷载( $P_y$ )、峰值荷载( $P_{max}$ )、极限位移( $\Delta_u$ )、极限位移角( $\theta$ )、延性系数( $\mu$ )、平均延性系数( $\mu'$ ),由于试件 RS-PSW1 仅加载到 1.43% 位移角,此时其承载力还在上升阶段,故仅可得到  $\Delta_y$  和  $P_y$ 。由表 2 可知,修复前后的试件 RS-PSW1 和 RS-PSW2 的屈服荷载及峰值荷载较试件 SW0 有所降低,但屈服位移较试件 SW0 增加 34.25%;试件 RS-PSW2 的延性系数比试件 SW0 的延性系数增长了 24.1%,表明试件 RS-PSW2 具有较好的变形能力;试件 RS-PSW2 的屈服位移较试件 RS-PSW1 有所增大,主要是由于第一次加载试验中上部预制混凝土墙出现了多条微裂缝,存在一定的损伤,导致试件 RS-PSW2 的屈服位移有所增大。

表 2 各试件性能点处的承载力及位移

Tab. 2 Bearing capacity and displacement at the performance point of each specimen

试件	加载方向	$\Delta_y$ /mm	$P_y$ /kN	$P_{max}$ /kN	$\Delta_u$ /mm	$\theta$ /%	$\mu$	$\mu'$
RS-PSW1	正向	8.94	299.78	—	—	—	—	—
	负向	-10.18	-343.91	—	—	—	—	—
RS-PSW2	正向	9.03	281.24	501.33	40.12	2.67	4.44	4.07
	负向	-10.83	-345.99	-539.65	-40.11	2.67	3.70	
SW0	正向	7.83	413.85	561.20	23.30	1.55	2.97	3.28
	负向	-6.69	-455.95	-586.50	-24.10	1.61	3.60	

#### 4.6 耗能能力

耗能能力是反映结构抗震性能的重要指标。图 13 给出了各试件每级位移下的累计耗能,图中,  $E_p$  为各试件滞回加载中的累积耗能量。由图 13 可知,在加载位移小于 20 mm 时,试件 SW0 与 RS-PSW1 的耗能能力基本相同,试件 RS-PSW2 的耗能能力略小于其他构件。当位移达到 28 mm 时,试件 SW0 的耗能能力最强,由于此时其已发生破坏,大量混凝土压碎及钢筋屈服消耗了较多的能量。试件 RS-PSW2 在 SW0 破坏后仍具有稳定的耗能能力,最终破坏时其总耗能为 SW0 的 1.62 倍,表明该结构在修复后耗能能力良好。

#### 4.7 钢筋及钢材应变分析

为分析修复前后试件 RS-PSW1 和 RS-PSW2 的应力发展过程,取试件塑性变形较大部位处的应变片进行分析。图 14 和 15 分别给出了试件 RS-PSW1 和 RS-PSW2 中关键部位钢筋及钢制连接部件上应变片的应变时程曲线,图中各应变片的具体位置如图 3 所示,图中  $\epsilon_y$  为对应钢筋或钢材的屈服时应变片对应的微应变值。

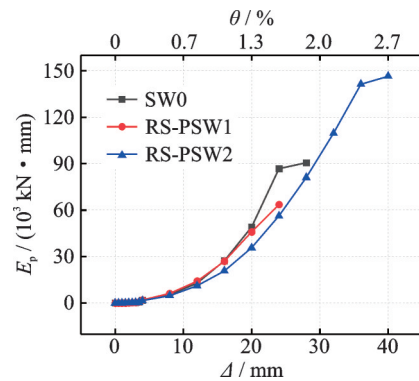


图 13 各试件累计耗能对比

Fig. 13 Comparison of cumulative energy consumption of each specimen

由图 14(a),(b)和图 15(a),(b)可知,试件 RS-PSW 上部预制墙体内钢筋在整个加载过程中应变与荷载呈线性关系,表明上部预制混凝土结构始终处于弹性阶段。由图 14(c),(d)和图 15(c),(d)可知,钢制连接区域内连接钢板和耗能垫块应变片的微应变均超过屈服微应变,表明其产生了明显的塑性变形。综上可知,加载过程中装配式剪力墙的塑性变形主要集中在钢制连接部件上,上部预制混凝土墙体基本保持完好。



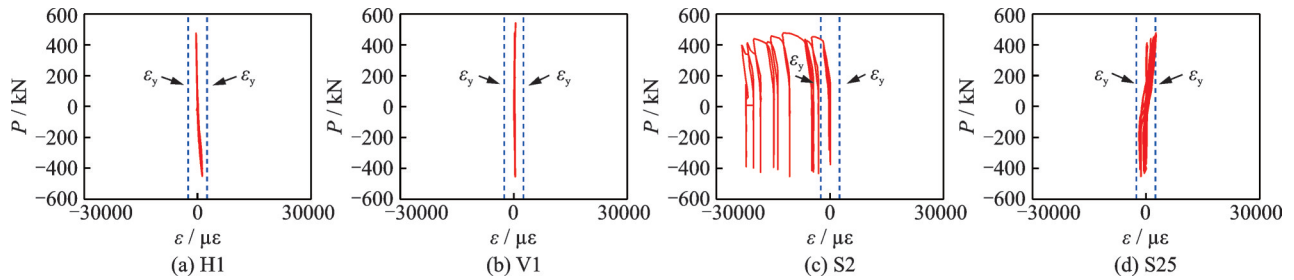


图14 试件RS-PSW1关键部位应变曲线

Fig. 14 Strain curves of key parts of specimen RS-PSW1

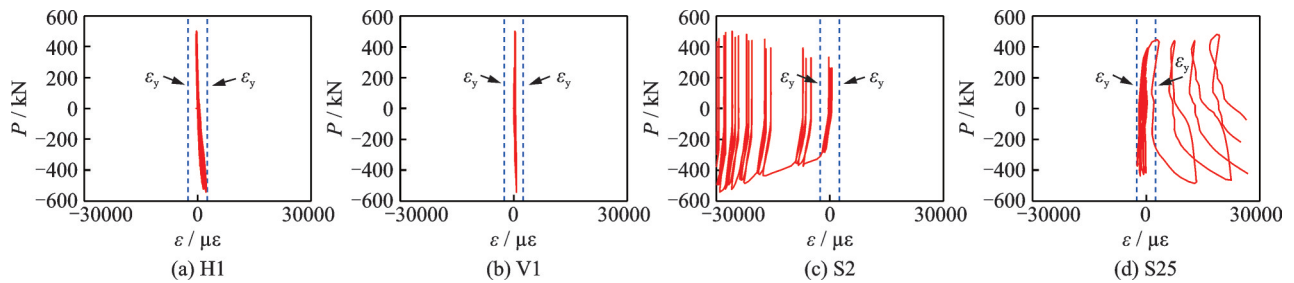


图15 试件RS-PSW2关键部位应变曲线

Fig. 15 Strain curves of key parts of specimen RS-PSW2

## 5 结论

本文提出了一种震损可修复的钢制耗能连接装配式剪力墙,介绍了其构造和工作原理,对其进行低周往复加载试验,得出以下结论:

(1)试件RS-PSW1和RS-PSW2在低周往复试验中表现出良好的整体性和抗震性能,结构最终失效是由钢制连接区域内的连接钢板拉断导致的,相较于现浇SW0,其表现出延性更好的破坏形式。

(2)当位移角达到1.43%时,试件RS-PSW1上部预制墙体裂缝相较于SW0大量减少,其变形主要集中在钢制连接区域内,此时现浇SW0已经破坏,而RS-PSW1承载力还处于上升阶段,但其初期刚度和承载力略小于SW0。

(3)震损修复后的试件RS-PSW2耗能能力和变形能力较SW0有较大提升,其延性系数达到4.07,较SW0增大了24.1%,累计耗能也相较于普通剪力墙SW0提升了62%;且其刚度及承载力退化缓慢,能在较大的位移下维持稳定的承载力。

(4)震损修复后的试件RS-PSW2加载时,其各项抗震性能和初次加载的RS-PSW1基本保持一致,且修复后的RS-PSW2抗震性能仍较现浇剪力墙SW0有较大提升,表明RS-PSW具备良好的震损可修复功能。

## 参考文献:

- [1] 肖魁,张其林. RC框架-内填带竖缝剪力墙结构的滞回性能及计算模型研究[J]. 振动工程学报, 2016, 29(6): 1108-1118.  
Xiao Kui, Zhang Qilin. Research on the hysteretic performance and calculation model of RC frame-filled shear wall structure with vertical slits[J]. Journal of Vibration Engineering, 2016, 29(6): 1108-1118.
- [2] 李想,孙建刚,张书进,等. 一种基于再生混凝土的装配式结构抗震性能试验研究[J]. 振动工程学报, 2021, 34(5): 899-910.  
Li Xiang, Sun Jiangan, Zhang Shujin, et al. Experimental study on seismic performance of prefabricated structure based on recycled concrete[J]. Journal of Vibration Engineering, 2021, 34(5): 899-910.
- [3] 郑山锁,侯丕吉,李磊,等. RC剪力墙地震损伤试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(2): 51-59.  
Zheng Shansuo, Hou Piji, Li Lei, et al. Experimental study on seismic damage of RC shear walls[J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(2): 51-59.
- [4] 李爱群,王维,贾洪,等. 预制钢筋混凝土剪力墙结构抗震性能研究进展( I ):接缝性能研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2013, 33(5): 600-605.  
Li Aiqun, Wang Wei, Jia Hong, et al. Progress of investigation on seismic behavior of precast RC shear wall structures ( I ): joint property study[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2013, 33

- (5): 600-605.
- [5] 朱张峰,郭正兴. 预制装配式剪力墙结构节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(1): 69-76.  
Zhu Zhangfeng, Guo Zhengxing. Seismic test and analysis of joints of new precast concrete shear wall structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2012, 45(1): 69-76.
- [6] 马军卫,潘金龙,尹万云,等. 灌浆套筒连接全装配式框架-剪力墙结构抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(10): 178-187.  
Ma Junwei, Pan Jinlong, Yin Wanyun, et al. Experimental study on seismic performance of fully assembled frame-shear wall structure with grouting sleeve connection[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(10): 178-187.
- [7] 钱稼茹,韩文龙,赵作周,等. 钢筋套筒灌浆连接装配式剪力墙结构三层足尺模型子结构拟动力试验[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(3): 26-38.  
Qian Jiaru, Han Wenlong, Zhao Zuozhou, et al. Pseudo-dynamic test of three-story full-scale model substructure of prefabricated shear wall structure with reinforced sleeve grouting[J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(3): 26-38.
- [8] Xu G S, Wang Z, Wu B, et al. Seismic performance of precast shear wall with sleeves connection based on experimental and numerical studies[J]. Engineering Structures, 2017, 150: 346-358.
- [9] 朱张峰,郭正兴. 考虑竖向与水平接缝的工字形装配式混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2019, 36(3): 139-148.  
Zhu Zhangfeng, Guo Zhengxing. Experimental study on seismic performance of I-shaped prefabricated concrete shear wall considering vertical and horizontal joints [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(3): 139-148.
- [10] 孙建,邱洪兴,蒋洪波. 螺栓连接装配式一字形钢筋混凝土剪力墙承载力分析[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(8): 23-30.  
Sun Jian, Qiu Hongxing, Jiang Hongbo. Analysis on load bearing capacities of rectangular precast reinforced concrete shear wall assembled by high strength bolts [J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(8): 23-30.
- [11] Fu Y Q, Fan G L, Tao L, et al. Seismic behavior of prefabricated steel reinforced concrete shear walls with new type connection mode [J]. Structures, 2022, 37: 483-503.
- [12] 吕西林,毛苑君. 带有可更换墙脚构件剪力墙的设计方法[J]. 结构工程师, 2012, 28(3): 12-17.  
Lü Xilin, Mao Yuanjun. Design method of shear wall with replaceable base members [J]. Structural Engineer, 2012, 28(3): 12-17.
- [13] 毛苑君,吕西林. 带有可更换墙脚构件剪力墙的低周反复加载试验[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2014, 45(6): 2029-2040.  
Mao Yuanjun, Lü Xilin. Experimental study on low-cycle and repeated loading of shear wall with replaceable base members [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2014, 45(6): 2029-2040.
- [14] 刘其舟,蒋欢军. 新型可更换墙脚部件剪力墙设计方法及分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2016, 44(1): 37-44.  
Liu Qizhou, Jiang Huanjun. Design method and analysis of a new type of shear wall with replaceable corner parts [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2016, 44(1): 37-44.
- [15] Xiao S J, Xu L H, Li Z X. Development and experimental verification of self-centering shear walls with disc spring devices [J]. Engineering Structures, 2020, 213: 110622.
- [16] 陈曦,徐龙河,肖水晶. 碟簧装置恢复力模型及其在自复位RC剪力墙中的应用[J]. 工程力学, 2021, 38(9): 100-109.  
Chen Xi, Xu Longhe, Xiao Shuijing. Restoring force model of disc spring devices and its application in self-reset RC shear wall [J]. Engineering Mechanics, 2021, 38(9): 100-109.
- [17] 徐龙河,陈曦,肖水晶. 内置碟簧自复位钢筋混凝土剪力墙拟静力试验及损伤分析[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(7): 56-64.  
Xu Longhe, Chen Xi, Xiao Shuijing. Pseudo-static test and damage analysis of reinforced concrete shear wall with self-reset inner disc spring [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(7): 56-64.
- [18] 王威,韩斌,王万志,等. 带有可更换阻尼器的波形钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2020, 51(5): 1350-1360.  
Wang Wei, Han Bin, Wang Wanzhi, et al. Experimental study of seismic performance of corrugated steel plate shear wall with replaceable damper [J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2020, 51(5): 1350-1360.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.  
MOHURD. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [20] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震试验规

程: JGJ/T 101—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.

MOHURD. Specifications for seismic test of buildings: JGJ/T 101—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.

[21] 韩林海. 钢管混凝土结构: 理论与实践[M]. 三版. 北京: 科学出版社, 2016.

Han Linhai. Concrete Filled Steel Tube Structure: Theory and Practice[M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2016.

## Experimental study on seismic performance of steel-connection precast shear walls with earthquake-damage reparability

YAN Gui-yun<sup>1</sup>, CHEN Ya-hui<sup>1</sup>, WU Ying-xiong<sup>2</sup>, ZHANG Peng-qi<sup>1</sup>, LI Jian-hui<sup>3</sup>

(1.Fujian Provincial Key Laboratory of Advanced Technology and Information in Civil Engineering, School of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350118, China; 2.College of Civil Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350108, China; 3.CSCEC Science & Technology (Fuzhou) Co., Ltd., Fuzhou 350803, China)

**Abstract:** To enhance the seismic performance of prefabricated shear walls and realize structural reparability after earthquake-induced damage, a repairable steel-connection precast shear wall (RS-PSW) is proposed. It could be achieved that the damage to the structure is concentrated on the steel connection by replacing the vulnerable bottom area of shear walls with steel-connection area. The function of reparability is implemented by replacing damaged steel-connection members after earthquakes. The ordinary concrete shear wall (SW0), specimen RS-PSW1 (initial loaded), and specimen RS-PSW2 (loaded after seismic damage) are subjected to low circumferential reciprocal loading tests to compare and analyze the failure modes, hysteretic behavior, stiffness and bearing capacity degradation, energy dissipation and seismic damage reparability of RS-PSW. The results show that compared with SW0, RS-PSW1 exhibits a sharp reduction of cracks in the upper precast concrete wall when the displacement angle reached 1.43%, and the deformation is concentrated in the steel-connection area. Compared with SW0, the bearing capacity and stiffness of repaired specimen RS-PSW2 have slightly decreased, but the ductility and energy dissipation have greatly improved, the failure displacement angle of RS-PSW2 reaches 2.67%, which is 66.7% higher than SW0. It indicates that RS-PSW2 presents a better deformation capacity. The seismic performance indexes of specimen RS-PSW2 under reloading are basically the same as those under initial loadign, which verifies that RS-PSW can realize the repairable function of earthquake-induced damage, and the seismic performance of the structure can be quickly restored by replacing the damaged steel connectors.

**Key words:** seismic performance; precast shear walls; earthquake-damage reparability; steel connection; quasi static test

**作者简介:** 颜桂云(1974—),男,博士,教授。E-mail: yanguiyun@sina.com。

**通讯作者:** 吴应雄(1969—),男,博士,教授。E-mail: wyxfz2006@163.com。