

双钢板-混凝土短肢组合剪力墙抗震性能试验

武晓东, 童乐为, 薛伟辰

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 对4个双钢板-混凝土短肢组合剪力墙试件进行了试验, 考虑了单调、循环两种加载方式以及1.0、2.0两种剪跨比, 研究了该类墙体的破坏模式、延性、刚度、承载力、耗能等抗震性能指标。试验结果表明: 组合剪力墙在加载过程中经历了混凝土的开裂和压溃、钢板的屈曲和屈服甚至断裂, 其破坏模式属于典型的弯曲控制型破坏; 组合剪力墙的位移延性系数均超过3.0, 试件具有较好的变形能力; 剪跨比为2.0的组合剪力墙具有更好的延性; 循环加载组合剪力墙表面钢板的屈曲和混凝土的严重损伤, 致使其耗能较差; 循环加载组合剪力墙的极限荷载、延性系数较单调加载组合剪力墙均降低10%以上, 提出限制表面钢板屈曲的优化建议。

关键词: 双钢板-混凝土组合剪力墙; 短肢; 剪跨比; 单调和循环加载; 抗震性能

中图分类号: TU391

文献标志码: A

Experimental Investigation on Seismic Behavior of Short-Leg Steel-Concrete-Steel Composite Shear Walls

WU Xiaodong, TONG Lewei, XUE Weichen

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Four short-leg steel-concrete-steel composite shear wall specimens with shear-span ratio of 1.0 and 2.0 under monotonic and cyclic loading, were designed to investigate their failure mode, ductility, stiffness, load-bearing capacity and energy dissipation. The experimental results indicated that four composite walls failed in a flexure-dominated mode, undergoing concrete cracking, steel faceplate buckling and yielding, concrete crushing, steel faceplate fracture. The composite walls showed good deformation capacity with ductility coefficient more than 3.0. The wall with shear-span ratio of 2.0 had better ductility than the wall with shear-span ratio of 1.0. Compared with the wall under monotonic loading, the load-bearing capacity and ductility coefficient for

the wall under cyclic loading were reduced by more than 10%. The wall under cyclic loading showed severer buckling of steel faceplates and damage of concrete, which reduced its energy dissipation. Structural measures to prevent buckling of steel faceplates are discussed.

Key words: steel-concrete-steel composite shear wall; short-leg; shear-span ratio; monotonic and cyclic loading; seismic performance

现有工程结构领域多以钢筋混凝土剪力墙作为抗侧力构件, 具有刚度和强度大的特点, 但同时也表现出变形能力差、延性低的特点。双钢板-混凝土组合剪力墙 (steel-concrete-steel wall, SCSW) 结构是近年来国内采用的一种新型剪力墙结构形式, 其主要由外包的两侧钢板、核心混凝土以及混凝土与钢板的连接构造组成, 与钢筋混凝土剪力墙相比, 具有延性好、强度高、可工业化建造等优势。

国外 SCSW 主要应用于特种工程领域, 多采用低矮带翼墙片, 研究重点是其内部连接键的布置原则及抗剪承载力。Usami^[1]、Takeuchi^[2]、Emori^[3]等均设计轴压试验研究仅设置点约束 (如栓钉、拉杆等) 或仅设置线约束 (如加劲肋、内隔板等) 作为连接键的 SCSW 墙体的受力性能, 研究表明: 内部连接键的合理设计对于 SCSW 具有重要意义。Sasaki^[4]、Ozaki^[5]以及 Emori^[3]设计受剪试验研究 SCSW 的抗剪性能, 提出了剪切承载力的计算方法, 计算结果与相应的试验结果吻合较好。近年来, SCSW 应用于国内高层建筑结构领域, SCSW 以弯曲破坏为主, 研究重点是 SCSW 在循环加载条件下的弯曲性能, 所设计的试件多为截面高厚比超过 8.0 的剪力墙试件, 重视约束边缘构件的布置。聂建国^[6-7]、刘鸿亮^[8]设计的 SCSW 试件采用钢管混凝土端柱或暗柱作为试件的约束边缘构件, 连接键分别采用栓钉、拉杆,

收稿日期: 2015-08-04

基金项目: 国家自然科学基金重点项目 (No: 51038008)

第一作者: 武晓东 (1986—), 男, 博士生, 主要研究方向为钢及组合结构。E-mail: hap_dew@126.com

通讯作者: 薛伟辰 (1970—), 男, 工学博士, 教授, 主要研究方向为混凝土及组合结构。E-mail: xuewc@tongji.edu.cn

试件的延性系数均值分别达到 3.2、3.57,且试件的耗能较好;纪晓东^[9]设计的 SCSW 试件采用了方管-圆管-混凝土复合暗柱作为约束边缘构件,连接键采用拉杆,试件的延性系数均值达到 5.1,试件同样具有较好的耗能能力;朱立猛^[10]设计的试件以内置型钢加强约束边缘构件,连接键也采用拉杆,试件的延性系数达到 3.54;曹万林^[11]设计的 SCSW 试件以翼墙为约束边缘构件,连接键采用内隔板,综合利用了翼墙的抗弯性能和腹侧墙的抗剪切性能。上述研究表明:设置了约束边缘构件的弯曲破坏型 SCSW 试件的延性和耗能能力较好。

分析国内外 SCSW 的研究进展可知:①SCSW 可考虑设置混合型连接键;②尚未就不设置约束边缘构件的 SCSW 进行试验研究;③尚未对短肢 SCSW 进行充分研究。本文以某实际工程为背景,设计了 4 个短肢 SCSW 试件,未设置边缘约束构件,试件内部连接键采用内置桁架和栓钉的混合构造形式,研究了组合剪力墙的破坏模式、极限荷载、刚度、延性和耗能能力等,考察了剪跨比和加载制度对其受力性能的影响,并提出了优化措施。

1 试验概况

1.1 试件设计

为研究短肢 SCSW 的受力性能,本文设计 4 个截面尺寸均为 800 mm×150 mm 的短肢 SCSW 试件,其截面的高厚比为 5.3,满足《高层建筑混凝土结构技术规程 JGJ3—2010》^[12]规定的短肢剪力墙划分

标准。由引言可知,现有文献中的 SCSW 试件一般仅设置点约束或线约束的单一连接键形式,点约束对钢-混凝土间的整体性改善较弱,线约束对墙体钢-混凝土间的变形协调较弱,本文试件设计内置桁架和栓钉的混合连接键,以利用内置桁架改善整体性、栓钉提高变形协调性,并限制表面钢板的屈曲。内置桁架是由加劲肋和缀板焊接而成,加劲肋截面为 25 mm×3 mm,缀板截面为 30 mm×3 mm,缀板长度 120 mm。栓钉规格为 $\Phi 6 \times 60$ 。缀板和栓钉在墙体高度方向间距分别为 250 mm 和 75 mm。内置桁架和栓钉的分布如图 1 所示, h_w 为试件的高度, b_w 、 t_w 分别为试件截面的宽度和厚度,组合剪力墙所用钢板均为 3 mm 厚,截面含钢率为 4.6%(含加劲肋)。试件编号分别为 W1M、W2M 和 W1C、W2C(W 表示墙体;数字 1 表示剪跨比为 1.0,数字 2 表示剪跨比为 2.0;数字后的字母 M 表示单调加载,C 表示循环加载),试件的详细参数列于表 1。

1.2 试件制作

组合剪力墙试件制作分阶段进行,即钢结构预制和混凝土浇筑。钢结构部分在工厂预制,将栓钉依次在钢板内侧焊接,将加劲肋和缀板焊接形成内置桁架,而后将其与表面钢板焊接成整体。

墙体钢结构两端分别向基础和加载梁延伸并埋入其中,为保证锚固的可靠性,锚固区域的钢板开孔,穿孔钢筋与基础或加载梁纵向钢筋焊接形成整体,如图 2 所示。绑扎基础和加载梁钢筋,将试件定位固定后,混凝土一次整体浇筑。基础和加载梁混凝土与墙体混凝土均采用 C40 商品混凝土。

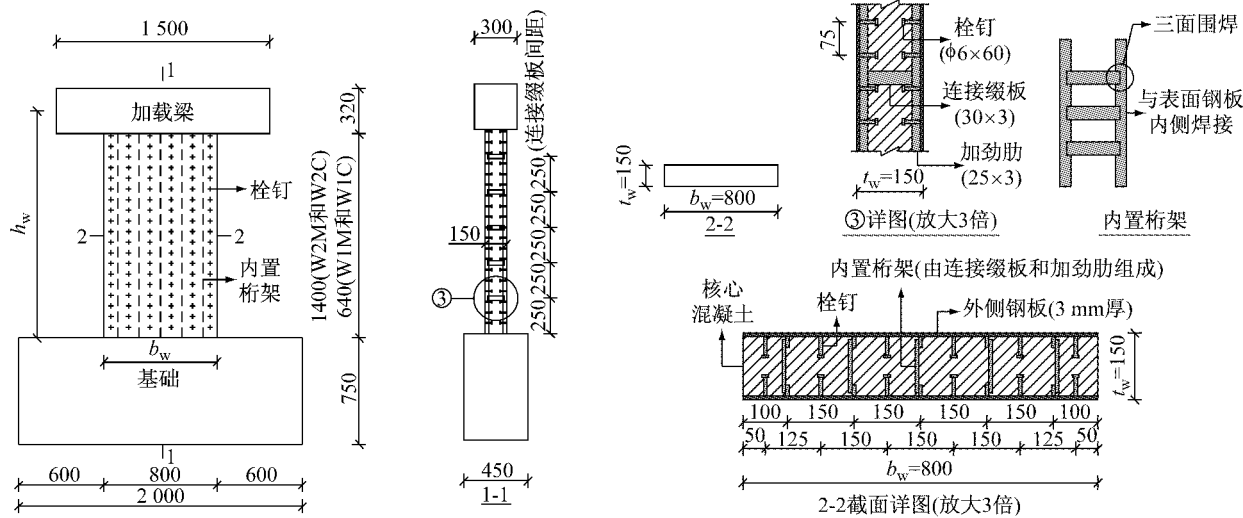


图1 组合剪力墙试件尺寸和构造细节

Fig.1 Dimension and structural details of wall specimens

表 1 组合剪力墙试件基本参数
Tab.1 Parameters of wall specimens

试件编号	墙体			栓钉	内置桁架		剪跨比 $\lambda=h_w/b_w$	加载类别
	截面 $t_w \cdot b_w$ /mm×mm	墙高 h_w /mm	钢板厚 /mm		加劲肋(高×宽) /mm×mm	缀板(高×宽) /mm×mm		
W1M	150×800	640	3	Φ6×60	25×3	30×3	1	单调
W2M	150×800	1 440	3	Φ6×60	25×3	30×3	2	单调
W1C	150×800	640	3	Φ6×60	25×3	30×3	1	循环
W2C	150×800	1 440	3	Φ6×60	25×3	30×3	2	循环

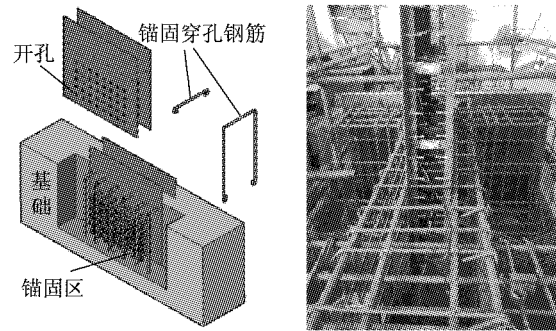


图 2 组合剪力墙试件基础锚固区构造
Fig.2 Anchorage between specimen and base

1.3 试验装置和加载制度

组合剪力墙试件试验加载装置如图 3 所示. 试件的底部为固定端,顶部为悬臂端. W1M 和 W2M 试件进行单调加载试验,在极限荷载前,采用力控制,极限荷载后,采用位移控制. W1C 和 W2C 试件根据《建筑抗震试验方法规程 JGJ 101—1996》^[13] 的规定采用力-位移联合控制法进行循环加载试验,力控制阶段仅按开裂荷载 V_{cr} 进行一次循环;位移控制

阶段按屈服位移 δ_y 控制,每级循环 3 次,级差为 1 倍的屈服位移. 荷载降至极限荷载的 85%以后,结束加载.

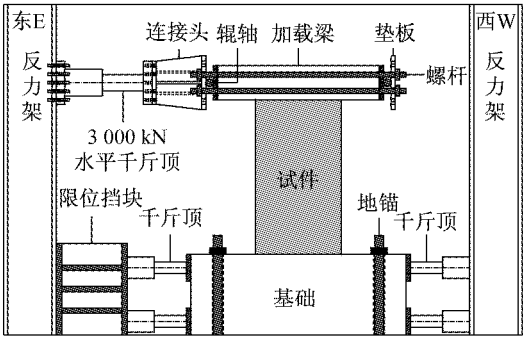
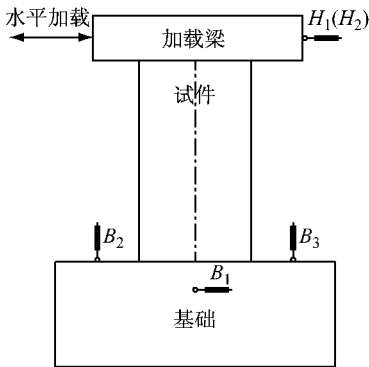


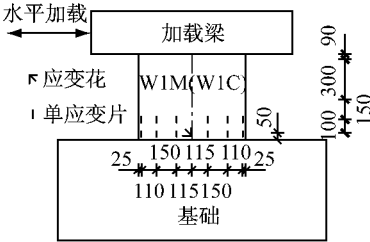
图 3 组合剪力墙试验加载装置
Fig.3 Test setup for wall specimen

1.4 试验测点布置

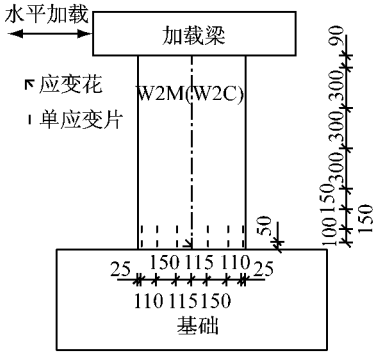
试验测量的内容主要包括位移、应变和水平荷载. 位移测点布置如图 4a 所示,测点 $B_1 \sim B_3$ 用于量测基础的刚体运动,测点 H_1 和 H_2 的均值扣除基础刚体运动的贡献即为试件顶部的水平位移. 应变片布置如图 4b 和图 4c 所示.



a 位移计布置(各试件均同)



b W1M(W1C)试件应变片布置



c W2M(W2C)试件应变片布置

图 4 组合剪力墙试件测点布置

Fig.4 Arrangement of measuring points

1.5 钢材和混凝土的材性

根据《金属材料室温拉伸试验方法 GB/T 228—2002》^[14],测得 3 mm 钢板屈服强度 f_y 为 343 MPa、

抗拉强度 f_u 为 549 MPa. 墙体混凝土标号为 C40,骨料最大粒径为 16 mm,测得混凝土立方体抗压强度 f_{cu} 为 33.7 MPa、弹性模量 E_c 为 28 350 MPa.

2 试验受力过程

试件 W1C、W1M、W2C 和 W2M 在加载过程中均经历了宏观开裂、屈服、极限以及破坏 4 个阶段,其破坏形态如图 5—6 所示。规定图 3 中东向西加载为正向加载,反之则为负向加载。

宏观开裂阶段:试件 W1C 和 W1M 正向加载至 280 kN 左右,试件 W2C 和 W2M 正向加载至 80 kN 左右,受拉侧(即图 3 中的东侧)混凝土在基础顶面附近位置出现第一条水平宏观裂缝。

屈服阶段:试件混凝土均有新增水平裂缝,基础顶面附近的钢板在加载过程中先后受拉屈服、受压屈曲等,试件 W1M、W2M 钢板屈曲时,图 4b 和图 4c 受压侧最外边缘应变测点量测的竖向应变分别为 -535×10^{-6} 、 -755×10^{-6} ,均未超过钢板的屈服应变($-1\ 715 \times 10^{-6}$),表明发生弹性屈曲。随着加载位移的增加,试件荷载-位移曲线的切线刚度逐渐减小并出现明显转折,试件屈服,此时,试件 W1C 和 W1M 相应的水平荷载为 450 kN(正负均值)和 465

kN,试件 W2C 和 W2M 相应的水平荷载为 198 kN(正负均值)和 210 kN。循环加载试件 W1C 和 W2C 屈服后,其钢板受压屈曲逐渐明显,相应位置栓钉的拉力增大并出现断裂。单调加载试件 W1M 和 W2M 因屈曲尚不严重,未出现栓钉断裂。在此阶段,钢板和混凝土之间未现明显的滑移,且钢板屈曲后,连接键对其屈曲发展有一定的限制作用。

极限阶段:试件 W1C 和 W1M 分别加载至 540 kN 和 565 kN,达到极限承载力状态,试件 W2C 和 W2M 分别加载至 260 kN 和 293 kN,达到极限承载力状态。

破坏阶段:极限荷载以后,荷载开始下降,位移明显增加,而各试件混凝土受压损伤累积逐渐增大、钢板的破坏(屈曲或断裂)也更为严重。从图 5a、图 5b 可看出单调加载试件 W1M 和 W2M 受拉侧(即图 3 中的东侧)混凝土分布有多条水平裂缝、受压侧混凝土(即图 3 中的西侧)出现明显竖向裂缝但未压碎,钢板屈曲明显但未断裂,且栓钉也未现断裂。从图 5c、图 5d 可看出循环加载试件 W1C 和 W2C 东、西侧混凝土压碎,钢板沿着屈曲折线断裂,且栓钉断



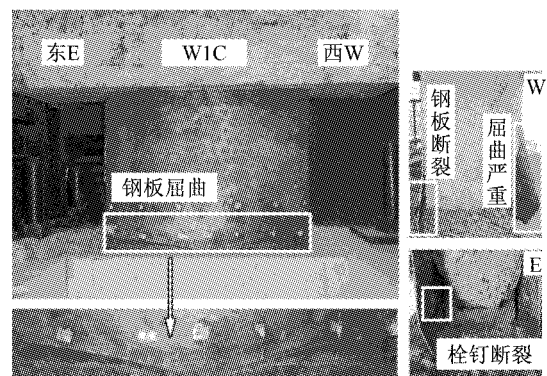
a W1M 试件破坏形态



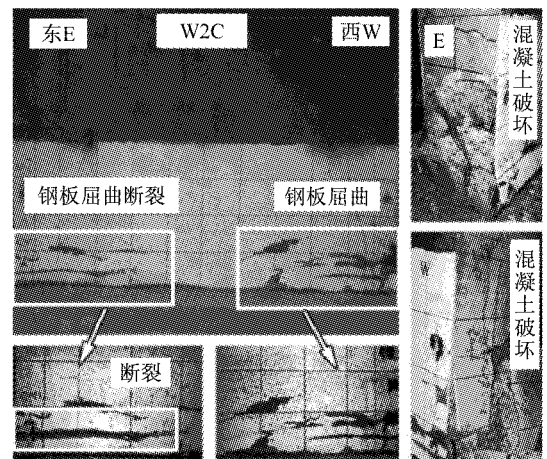
b W2M 试件破坏形态

图 5 单调加载试件破坏形态

Fig. 5 Failure modes of specimens under monotonic loading



a W1C 试件破坏形态



b W2C 试件破坏形态

图 6 循环加载试件破坏形态

Fig. 6 Failure modes of specimens under cyclic loading

裂明显增多.在此阶段,钢板和混凝土之间仍未现明显的滑移,且栓钉断裂后,内置桁架仍对钢板屈曲的发展有一定的限制作用,使钢板的屈曲始终在有限的范围扩展.

单调加载和循环加载条件下试件宏观现象的主要特点有:(1)4个试件的主要破坏(如钢板屈曲、断裂和混凝土压溃)等均集中在试件固定端,试件的其他区域未有其他明显破坏特征,因此,破坏类型为典型的弯曲控制型;(2)试件钢板均在屈服阶段发生弹性屈曲,这对其极限荷载和变形有不利影响;(3)单调加载时,混凝土竖向裂缝和水平裂缝发展充分,循环加载时,塑性变形在试件底部更为集中,塑性变形的集中对试件极限荷载和变形有不利影响;(4)单调加载时,试件栓钉和表面钢板均未断裂,而循环加载时,多处栓钉断裂,钢板也出现明显断裂,因断裂集中发生在破坏阶段,其对试件的极限荷载影响较小,但对试件的变形能力造成不利影响.

3 主要试验结果分析

3.1 滞回曲线和骨架曲线

图7a、图7b给出了试件W1C和W2C的加载点水平荷载-位移($V-\delta$)滞回曲线,加载初期,滞回曲线基本按直线进行加卸载,试件处于弹性工作状态,随着位移的增加,混凝土开裂逐渐增多、钢板受压屈曲,在试件达到极限荷载前,滞回曲线表现出捏缩滑移的特点.

图7c给出了循环加载试件W1C、W2C的骨架曲线和单调加载试件W1M、W2M的荷载-位移曲线.循环加载试件的骨架曲线表明:其正向加载极限荷载略高于负向加载极限荷载,原因在于循环加载试件正向加载的累积损伤较负向加载大;极限荷载后,试件W1C西侧钢板断裂,其负向加载时骨架曲线的下降程度较大,试件W2C东侧钢板断裂,其正向加载的骨架曲线下降程度较大.循环加载试件W1C、W2C的极限荷载和极限位移均小于单调加载试件W1M、W2M的极限荷载和极限位移,且循环加载试件骨架曲线承载力下降较单调加载试件荷载-位移曲线更快.

3.2 荷载、位移特征值和延性系数

表2给出了试件各个阶段的荷载和变形特征值,表中 $V_{y,EXP}$ 、 $V_{u,EXP}$ 、 $V_{d,EXP}$ 分别表示试件的屈服荷载、极限荷载和破坏荷载, δ_y 、 δ_u 、 δ_d 为相应的屈服位移、极限位移和破坏位移, θ 表示试件水平位移角,即

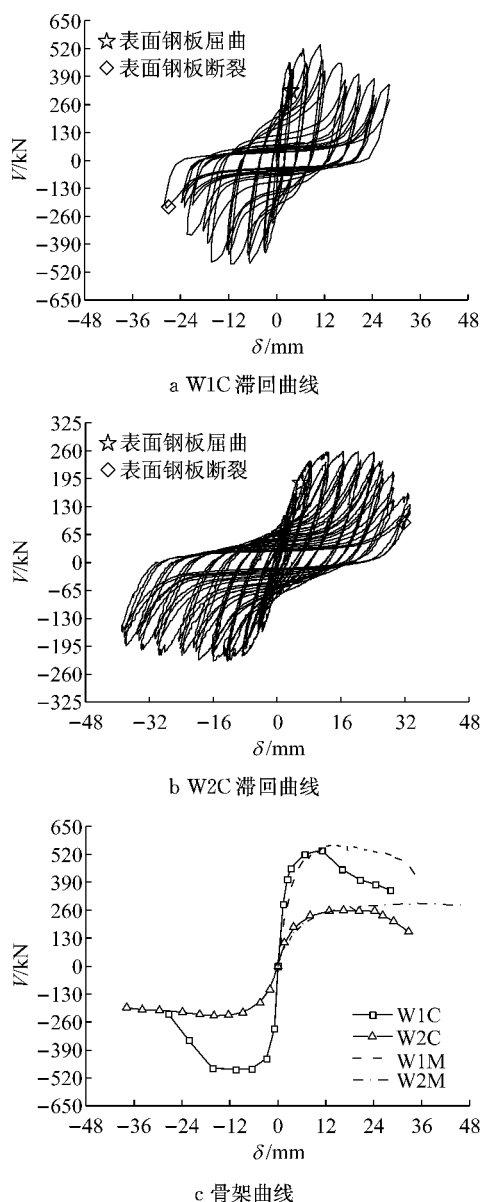


图7 试件滞回曲线和骨架曲线

Fig.7 Force-displacement hysteretic loops and skeleton curves

$\theta = \delta/h_w$, θ_y 、 θ_u 、 θ_d 分别表示相应于 δ_y 、 δ_u 、 δ_d 的水平位移角, $M_{u,EXP}$ 表示试件截面极限弯矩,即 $M_{u,EXP} = V_{u,EXP}h_w$. 屈服荷载 $V_{y,EXP}$ 和屈服位移 δ_y 采用几何作图法确定^[15],破坏荷载 $V_{d,EXP}$ 按极限荷载 $V_{u,EXP}$ 的85%确定.

从表2可知,试件W1C、W2C正负向加载的 $M_{u,EXP}$ 均值相差仅4%,试件W1M、W2M的 $M_{u,EXP}$ 相差仅3%,由此可知,4个SCSW试件的极限荷载取决于截面的极限弯矩,即试件发生弯曲控制型破坏,与第2节所述的试验现象吻合.循环加载试件的截面极限弯矩的较单调加载试件的截面极限弯矩分别小10%(试件W1C和W1M)和17%(试件W2C

表2 单调和循环加载试件试验结果

Tab.2 Experimental results under monotonic and cyclic loading

试件 编号	加载 方向	屈服状态			极限状态					破坏状态			延性系数 $\mu = \delta_d / \delta_y$
		$V_{y,EXP}$ /kN	δ_y /mm	θ_y /rad	$V_{u,EXP}$ /kN	δ_u /mm	θ_u /rad	$M_{u,EXP}$ /(kN·m)	$M_{u,EXP}$ 均值 /(kN·m)	$V_{d,EXP}$ /kN	δ_d /mm	θ_d /rad	
W1M		465	5.4	1/148	565	14	1/57	454	454	480	32	1/25	5.9
W1C	正向	467	3.8	1/210	539	11	1/73	431	408	458	16.5	1/48	4.3
	负向	430	3.3	1/242	481	10.6	1/75	385		409	18.5	1/43	5.6
W2M		220	8.5	1/188	293	35.6	1/45	469	469	248	78.7	1/20	9.3
W2C	正向	210	5.7	1/281	259	16.5	1/97	414	391	220	28	1/57	4.9
	负向	187	5.1	1/314	230	16	1/100	368		195	35	1/43	6.9

和 W2M),表明循环加载降低了截面极限弯矩。

因试件发生弯曲控制型破坏,其截面极限弯矩可基于平截面假定和全截面塑性假定进行计算,并忽略混凝土的抗拉强度和钢板屈曲的影响,同时将加劲肋的截面面积平摊至整个截面得到等效截面以简化计算,如图 8a 所示,等效截面的全截面塑性应力分布如图 8b 所示。图 8 中, t_c 为截面混凝土厚度, t'_s 为等效后钢板的厚度, t'_w 为等效截面的厚度, c 为截面受压区高度, α_1 、 β_1 为混凝土受压区矩形应力分布图形参数, f_c 为混凝土的轴心抗压强度。

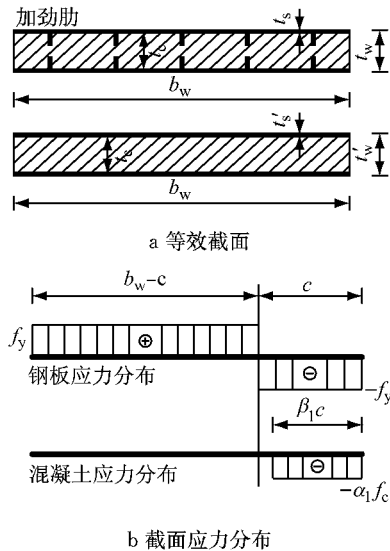


图8 截面极限弯矩计算示意图

Fig.8 Calculation of ultimate bending moment

由此,可推出截面极限弯矩的理论值 $M_{u,Cal}$ 的计算方法,即公式(1):

$$M_{u,Cal} = t'_s [(b_w - c)^2 + c^2] f_y + t_c \beta_1 (1 - 0.5 \beta_1) c^2 \alpha_1 f_c \quad (1)$$

式中: t_w 为横截面厚度; h_w 为试件的高度, A_{sti} 为单个加劲肋横截面面积;等效后钢板的厚度 t'_s 可按式(2)计算;混凝土受压区矩形应力分布图形参数 α_1 、 β_1 依据《混凝土结构设计规范 GB 50010—2010》^[16] 分别取 1.0 和 0.8;截面受压区高度 c 按式(3)~(5)

计算如下:

$$t'_s = t_s + \sum A_{sti} / b_w \quad (2)$$

$$c = b_w / (2 + \mu \eta) \quad (3)$$

$$\mu = \alpha_1 f_c / f_y \quad (4)$$

$$\eta = \beta_1 t_c / (2 t'_s) \quad (5)$$

根据第 1.5 节给出的材性,按式(1)求得试件极限弯矩的理论值 $M_{u,Cal}$ 为 536 kN·m,由表 2 知,该值高于试件极限弯矩的试验值,其原因主要是:(1)本文试件钢板屈曲在试件达到极限荷载以前发生(见 2.1 节),所以钢板屈曲影响试件的极限荷载,但式(1)未考虑这一影响;(2)混凝土材性存在一定的离散性。

从表 2 可知,4 个试件的位移延性系数均超过 3.0,说明组合剪力墙试件具有较好的变形能力。剪跨比影响试件的变形能力,W2C 试件的正负向延性系数均值为 7.2,W1C 试件的正负向延性系数均值为 5.0,表明剪跨比较大试件的变形能力更强。循环加载试件的延性系数较单调加载试件小 16%(试件 W1C 和 W1M)和 36%(试件 W2C 和 W2M)。

3.3 刚度和强度退化

试件在循环加载下损伤不断累积,其刚度随着循环次数的增加不断降低,本文采用同级变形下的环线刚度变化来表征试件抗侧刚度的退化。环线刚度指同一位移幅值下多次加载的平均荷载与平均位移的比值。对试件环线刚度进行量纲一处理,即不同位移级别对应的试件环线刚度 K 除以其正向加载初始刚度 K_0 。量纲一化后试件环线刚度随加载位移的变化规律如图 9a 所示:试件负向刚度低于正向刚度,W2C 试件的刚度退化率较 W1C 试件小;随着加载位移的增加,试件刚度退化均匀,表明试件的延性较好。

循环加载作用下同一级位移对应的强度随着循环次数的增加而降低,这一现象可用强度降低系数 η 来表征, η 定义为同一位移幅值下最后一次循环的峰值点荷载与第一次循环的峰值点荷载的比值。试件

W1C 和 W2C 的强度退化规律如图 9b 所示,强度降低系数随着加载位移的增加不断降低,表明强度退化在循环荷载作用下不断加剧. 试件 W1C 的承载力退化程度高于 W2C 试件,原因是 W1C 试件的混凝土破坏和钢板屈曲均比较严重.

3.4 耗能能力

试件的耗能能力应从累积耗能和阶段耗能两个

方面进行评价. 图 9c 给出了试件的累积耗能曲线,即随着加载位移的增加,试件的累积耗能不断增加. 图 9d 给出了试件的阶段耗能曲线,即试件的阶段耗能出现先增后降的特点, $\pm 4\delta_y$ 加载阶段试件阶段耗能达到峰值,随后,钢板的严重屈曲和混凝土的破坏导致试件的阶段耗能开始下降.

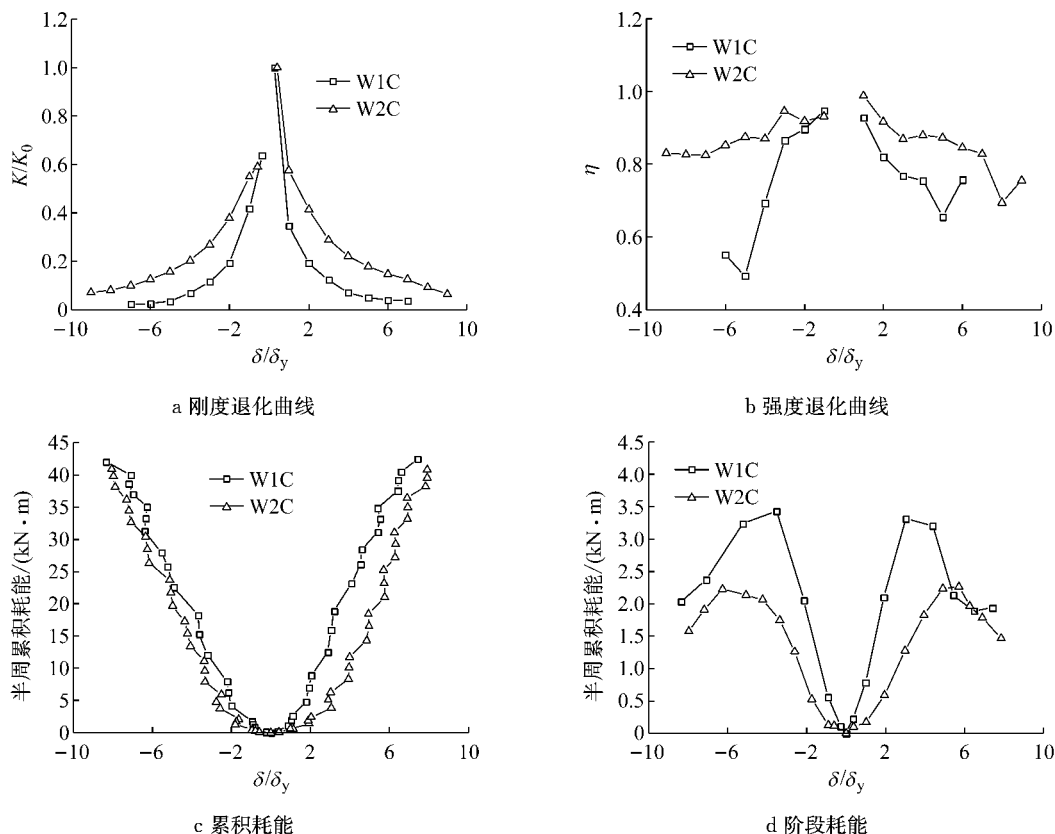


图 9 试件刚度、强度退化规律和耗能

Fig.9 Stiffness, load-bearing capacity degradation curves and energy dissipation

4 优化设计建议

本文 SCSW 试件采用内置桁架和栓钉的混合连接键形式,如第 2 节所述,试件在加载过程中钢板和混凝土之间未出现明显的滑移,且钢板的屈曲始终在有限的范围发展,由此表明:该混合连接键较好地协调了钢板-混凝土之间变形,同时也在一定程度上起到了限制钢板屈曲和屈曲发展的作用. 试验过程中,尽管试件钢板发生屈曲,其试件的延性系数仍超过了 3.0,满足抗震设计的要求,但钢板屈曲在一定程度上削弱了试件的极限荷载和耗能能力,因此,需在本文混合连接键的基础上进行一些优化. 首先,试件未设置约束边缘构件,东、西两侧钢板边缘为自由边界,导致钢板发生了弹性屈曲,故应考虑设置合适

的约束边缘构件(如钢管混凝土端柱、暗柱或 SCSW 翼墙)以约束钢板的弹性屈曲,同时设置约束边缘构件可提高试件的极限荷载和耗能能力;其次,钢板屈曲后,因内置桁架连接缀板之间的距离较大,相邻连接缀板之间的加劲肋对表面钢板的屈曲限制偏弱,故应尽可能减小缀板间距或增加加劲肋的截面尺寸,甚至以隔板(如图 10 所示)代替内置桁架;另外,栓钉的约束刚度在混凝土发生较大损伤时易失效,故可采用其他的点约束代替栓钉(如图 10 所示的拉杆).

5 结论

通过对 4 个双钢板-混凝土短肢组合剪力墙试件的试验研究,主要得到如下结论:

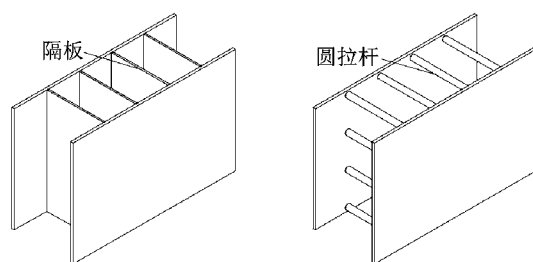


图10 内隔板和圆钢示意图

Fig.10 Partitioning plates and tie bars

(1)短肢组合剪力墙发生弯曲控制型破坏,其延性系数超过3.0,即短肢组合剪力墙有较好的延性;剪跨比影响组合剪力墙的变形性能,剪跨比较大,其延性更好。

(2)与单调加载相比,循环加载致使组合剪力墙的破坏更为严重,从而降低了组合剪力墙的极限荷载和延性;

(3)组合剪力墙采用栓钉和内置桁架的混合连接键,在一定程度上减小了钢板-混凝土之间的滑移并限制了钢板屈曲的发展,但钢板的屈曲削弱了组合剪力墙的极限荷载和耗能能力,可进一步优化混合连接键的设计,包括设置约束边缘构件、减小缀板间距、增加加劲肋截面尺寸或采用拉杆代替栓钉、隔板代替内置桁架的混合连接键。

参考文献:

- [1] Usami S, Akiyama H, Narikawa M, *et al.* Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (Part 2) Compressive Loading Tests on Wall Members [C] // The 13th International & American Associations for Structural Mechanics in Reactor Technology. Porto Alegre: [s. n.], 1995: 21-26.
- [2] Takeuchi M, Narikawa M, Matsuo I, *et al.* Study on a concrete filled structure for nuclear power plants [J]. Nuclear Engineering and Design, 1998(97), 179; 209.
- [3] Emori K. Compressive and shear strength of concrete filled steel box wall [J]. Steel Structures, 2002, 68(2): 29.
- [4] Sasaki, N, Akiyama, H, Narikawa, M, *et al.* Study on a concrete filled steel structure for nuclear power plants (part 3) shear and bending loading tests on wall members [C] // The 13th International & American Associations for Structural Mechanics in Reactor Technology. Porto Alegre: [s. n.], 1995: 27-32.
- [5] Ozaki M, Akita S, Osuga H, *et al.* Study on steel plate reinforced concrete panels subjected to cyclic in-plane shear [J]. Nuclear Engineering and Design, 2004, 228(1-3): 225.
- [6] 聂建国, 卜凡民, 樊建生. 低剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2011, 32(11): 74. NIE Jianguo, BU Fanmin, FAN Jiansheng. Experimental research on seismic behavior of low shear-span ratio composite shear wall with double steel plates and infill concrete [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(11): 74.
- [7] 李盛勇, 聂建国, 刘付钧, 等. 外包多腔钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 土木工程学报, 2013, 46(10): 27. LI Shengyong, NIE Jianguo, LIU Fujun, *et al.* Experimental study on aseismic behavior of concrete filled double-steel-plate composite shear walls [J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(10): 27.
- [8] 刘鸿亮, 蔡健, 杨春, 等. 带约束拉杆双层钢板内填混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(6): 84. LIU Hongliang, CAI Jian, Yang Chun, *et al.* Experimental research on seismic behavior of composite shear walls with double steel plates and infill concrete with binding bars [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(6): 84.
- [9] 纪晓东, 蒋明飞, 钱稼茹, 等. 钢管-双层钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(6): 75. JI Xiaodong, JIANG Mingfei, QIAN Jiaru, *et al.* Experimental study on seismic behavior of steel tube-double steel plate-concrete composite shear walls [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(6): 75.
- [10] 朱立猛, 周德源, 郝明月. 带约束拉杆钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(6): 93. ZHU Limeng, ZHOU Deyuan, HAO Mingyue. Experimental research on seismic behavior of composite concrete and steel plate shear walls with binding bars [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(6): 93.
- [11] 曹万林, 于传鹏, 董宏英, 等. 不同构造双钢板组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2013, 34(增刊1): 186. CAO Wanlin, YU Chuanpeng, DONG Hongying, *et al.* Experimental study on seismic performance of composite shear wall with double steel plates under different constructions [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(Suppl. 1): 186.
- [12] JGJ 3—2010 高层建筑混凝土结构技术规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. JGJ 3—2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [13] JGJ 101—1996 建筑抗震试验方法规程 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996. JGJ 101—1996 Specification for seismic test methods of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.
- [14] GB/T228—2002 金属材料室温拉伸试验方法 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2002. GB/T228—2002 Metallic materials: tensile testing in ambient temperature [S]. Beijing: China Planning Press, 2002.
- [15] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土原理和分析 [M]. 北京: 清华大学出版社, 2003. GUO Zhenhai, SHI Xudong. Reinforced concrete theory and analyse [M]. Beijing: Tinghua University Press, 2003.
- [16] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010. GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.