

# 双层钢板组合剪力墙抗震性能试验研究

李 健<sup>1</sup>, 罗永峰<sup>1</sup>, 郭小农<sup>1</sup>, 董年才<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 南通建筑工程总承包有限公司, 江苏 南通 226124)

**摘要:** 以盐城广播电视塔实际工程中剪力墙的构造形式为基础, 通过九个缩尺试件, 研究不同构造形式的双层钢板内填混凝土组合剪力墙在常轴力和反复水平荷载作用下的刚度变化特征、破坏机理与破坏模式、抗震性能和极限承载能力。分析了墙板的高宽比、轴压比、钢板厚度、混凝土强度等级等对双层钢板内填混凝土组合剪力墙受力性能的影响。结果表明: 双层钢板内填混凝土组合剪力墙能够充分发挥钢板与混凝土材料各自的优点, 是一种良好的抗侧力构件。

**关键词:** 高层建筑; 双层钢板内填混凝土组合剪力墙; 抗震性能; 滞回试验

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

## Experimental Research on Seismic Behavior of Double Skin Composite Shear Wall

LI Jian<sup>1</sup>, LUO Yongfeng<sup>1</sup>, GUO Xiaonong<sup>1</sup>, DONG Niancai<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Nantong Construction General Contractor Co. Ltd., Nantong 226124, China)

**Abstract:** A case study was made of Yancheng Radio and Television Tower to investigate about the variation characteristics of stiffness, failure mechanism and failure mode, seismic performance and ultimate load-bearing capacity of double-steel-layer-concrete composite shear walls with different construction forms under constant axial forces and repeated horizontal loading on the basis of 9 scaled test models. An analysis was also made of the influence of height-width ratio, axial compression ratio, plate thickness, concrete strength grade of the wall on the double-steel-layer-concrete composite shear walls. The test results show that the the double -steel-layer-concrete composite shear wall can make full use of steel and concrete, which is a structural member with better lateral resistance.

**Key words:** high-rise buildings; double-steel-layer-concrete

composite shear wall; seismic performance; hysteresis test

双层钢板内填混凝土组合剪力墙由两层钢板、内部混凝土和钢板之间的对拉栓钉与加劲肋等组合而成。双层钢板间设置对拉栓钉与加劲肋以防止钢板的局部屈曲, 提高剪力墙的承载力和延性, 同时, 设置抗剪螺栓以保证钢板与混凝土的协同工作。与普通剪力墙和纯钢板剪力墙相比, 双层钢板内填混凝土组合剪力墙具有承载力高、抗震性能好、施工方便等优点<sup>[1-2]</sup>。因而, 这种构件由于其优异的结构性能, 多应用于核电站、防护结构及特殊结构中<sup>[3]</sup>。近年来, 这种结构形式被越来越多地应用在高层、高耸等民用建筑结构中。目前, 国内已建成的结构中, 采用双层钢板内填混凝土组合剪力墙的有盐城广播电视塔和千手观音像<sup>[4-5]</sup>。

虽然双层钢板内填混凝土剪力墙已有实际工程应用, 但其设计方法还远不成熟。国内外已有学者进行了这种结构的力学性能包括轴压、抗剪性能等的试验研究<sup>[6-10]</sup>。Eom 等<sup>[11]</sup>对内设加劲肋的双层钢板组合剪力墙进行了往复水平荷载作用下的试验研究。清华大学聂建国等<sup>[3,12]</sup>对两边带端柱的双层钢板组合剪力墙进行了抗震性能试验研究。然而, 关于双层钢板内填混凝土剪力墙结构抗震性能的试验研究还为数不多, 缺乏对众多影响因素及其影响程度的研究。所得的数据还不足以满足理论验证的需要, 也不足以形成合理准确的设计方法。

目前, 我国现行《建筑抗震设计规范》<sup>[13]</sup>和《高层建筑混凝土结构技术规程》<sup>[14]</sup>对钢筋混凝土剪力墙的设计作了比较全面且详细的规定。关于钢板剪力墙以及组合剪力墙, 仅可在《高层民用建筑钢结构技

收稿日期: 2013-02-20

基金项目: 住房和城乡建设部 2010 年科学技术项目计划(2010-K2-26)

第一作者: 李 健(1985—), 男, 博士生, 主要研究方向为大型复杂空间结构抗震性能分析。E-mail: 277147025@qq.com

通讯作者: 郭小农(1978—), 男, 副教授, 工学博士, 主要研究方向为结构抗震与稳定理论。E-mail: guo-xiao-nong@tongji.edu.cn

术规程》<sup>[15]</sup>中找到一些规定,具体为关于钢板剪力墙、内藏钢板支撑剪力墙、带竖缝混凝土剪力墙条文.在《型钢混凝土组合结构技术规程》<sup>[16]</sup>中仅有内嵌型钢梁、柱、剪力墙等构件的相关规定.目前我国设计规范还没有具体条文规定双层钢板组合剪力墙这种结构构件的设计.因而,深入研究这种钢板剪力墙结构的承载能力、抗震性能,具有重要的理论意义和实用价值.

本文以盐城电视塔双层钢板内填混凝土组合剪力墙结构为依托,研究了不同构造形式、不同轴压比、高宽比以及不同钢和混凝土强度等级影响下的双层钢板剪力墙在常轴力和反复水平荷载作用下的刚度变化特征、破坏机理与破坏模式、抗震性能以及极限承载能力,为类似工程提供参考资料.

1 试验概况

本文根据盐城电视塔双层钢板内填混凝土组合剪力墙高耸结构的构造及受力特点,设计这类剪力墙构件的抗震性能试验.试件的缩尺比例为 1.0 : 2.5. 剪力墙试件均为单片双层钢板内填混凝土组合剪力墙,在固定轴向压力作用下,承受墙顶往复水平力作用.

1.1 试件设计

双层钢板内填混凝土组合剪力墙试验共设计了九个试件,试件编号为 SCSW1~SCSW9. 试件钢板采用 Q235,混凝土强度等级有 C30 和 C50 两种. 根据工程常用轴压比,选用两种轴压比 0.40 和 0.25. 具体试件设计参数见表 1,试件设计示意图见图 1.

表 1 试件设计参数

Tab.1 Design parameters of specimens

试件编号	$H/mm$	$T/mm$	$B/mm$	$t/mm$	隔板数量	抗剪螺栓	对拉栓钉	混凝土强度等级	$n$	开洞形式
SCSW1	2 160	120	1 200	8	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C30	0.40	不开洞
SCSW2	2 160	120	1 200	8	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	不灌混凝土	0.25	不开洞
SCSW3	2 160	120	1 200	8	3			C30	0.40	不开洞
SCSW4	2 160	120	1 200	8	1			C30	0.40	不开洞
SCSW5	2 160	120	1 200	8	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C30	0.25	开洞, 880 mm $\times$ 320 mm
SCSW6	3 000	120	1 200	8	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C30	0.40	不开洞
SCSW7	3 000	120	1 200	6	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C30	0.25	不开洞
SCSW8	2 160	120	1 200	6	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C30	0.25	不开洞
SCSW9	2 160	120	1 200	8	3	$\Phi 8@160$	$\Phi 8@160$	C50	0.25	不开洞

注: $H$ 为剪力墙高度, $B$ 为剪力墙宽度, $T$ 为剪力墙厚度, $t$ 为钢板厚度, $n$ 为轴压比.

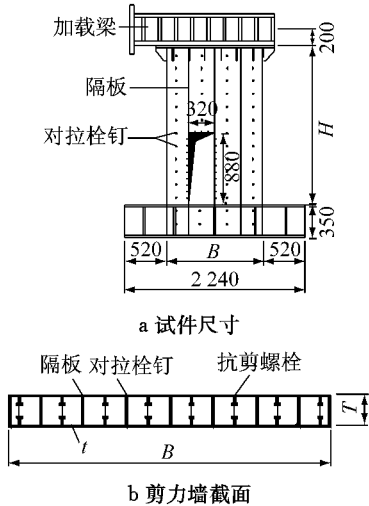


图 1 试件设计示意图(单位:mm)  
Fig.1 Design sketch of specimens

根据工程实际构造,剪力墙试件下端的约束条件为刚接.为了避免试验过程中试件底端与支座间的焊缝过早出现脆性破坏,本试验在试件下端均设计了刚性支座,采用将剪力墙插入刚性支座、再将支座通过地脚螺栓与地面刚接的构造方法(见图 2),以

保证试验过程尽可能反映剪力墙的变形与失效现象及其抗震性能. 支座与剪力墙连接的地方采用焊缝连接,焊缝高度根据《钢结构设计规范》<sup>[17]</sup>中相关条文确定.

为了使试件在试验加载过程中受力均匀,并且符合剪力墙上部约束条件,在试件上部设计了可重复利用的加载梁和销轴.销轴处可以转动,保证只能传递水平力.试件加载示意图如图 3 所示,试件墙体摆放方位见图 4.

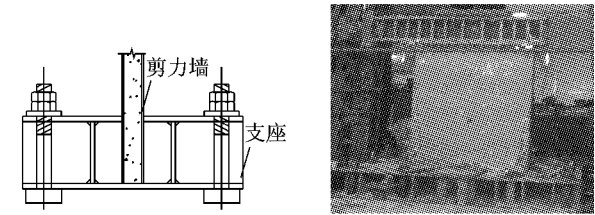


图 2 支座构造图

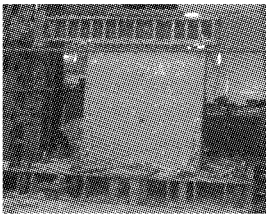


图 3 墙体加载示意图

Fig.2 Support structure Fig.3 Load system of tests

1.2 测点布置

本文试验测量的主要参数有:墙顶加载点水平

荷载和位移、剪力墙腹板变形及最终屈曲变形、翼缘板应力.同时,为了考察墙底端刚接程度,监测支座位移.

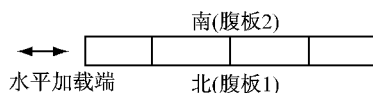


图4 墙体摆放方位示意图

Fig.4 Orientation of specimen

剪力墙顶加载点水平荷载由 MTS 伺服系统数据采集系统自动记录.剪力墙试件上的应变和位移测点布置根据数值分析结果确定,测点布置位置为应力及变形最大点以及墙板屈曲的特征点.具体位移计(D1~D19)和应变片(P1~P24, H1~H14)的布置如图5和6所示. SCSW5~SCSW7的测点布置与 SCSW1的布置相比,除了开洞处没有测点外,其余一致.

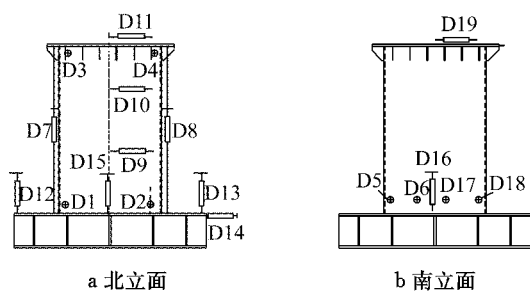


图5 SCSW1~SCSW4和SCSW8~SCSW9试件位移计布置示意图

Fig.5 Displacement meter arrangement of SCSW1~SCSW4, SCSW8~SCSW9

### 1.3 加载方案

本文采用同济大学 10 000 kN 大型多功能结构试验系统进行剪力墙滞回性能试验.在进行往复水平荷载加载试验前,按照设计轴压比一次施加竖向力,并保持恒定不变,然后按照图7所示的加载制度由位移控制施加水平力,其中  $\delta_y$  为屈服位移.屈服前循环二圈,屈服后每级加载循环三圈.

## 2 试验现象

根据试验过程中试件的应力及变形现象,可将试验过程分为四个阶段:弹性阶段、弹塑性阶段、峰值阶段、屈曲阶段.试件的变形现象描述如表2所示.

弹性阶段,钢板和混凝土都处于弹性工作状态,两者协同工作,顶点水平荷载-位移曲线基本为直线.

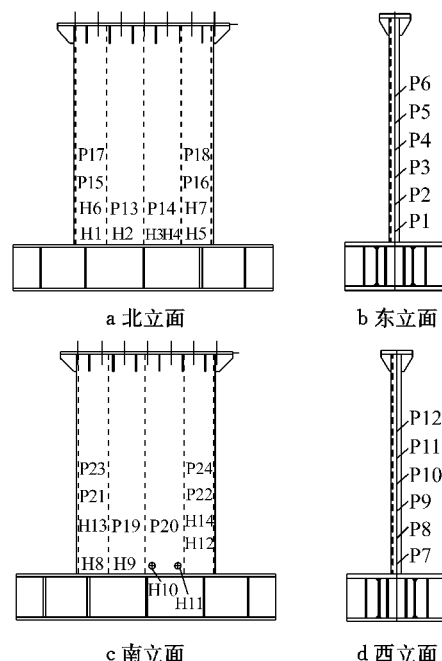


图6 SCSW1~SCSW4和SCSW8~SCSW9试件应变片布置示意图

Fig.6 Strain gauge arrangement of SCSW1~SCSW4, SCSW8~SCSW9

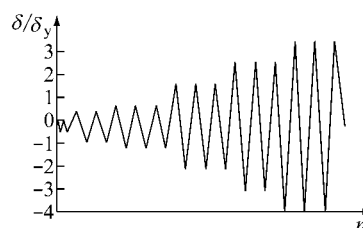


图7 墙顶部水平位移反复加载示意图

Fig.7 Repeatedly horizontal displacement loading of top wall

弹塑性阶段,剪力墙下端受压一侧翼缘板开始屈服,直到钢板鼓曲为止.当翼缘板刚屈服时,试件没有明显变形,顶点荷载-位移曲线有轻微弯折.随着位移增加,塑性区逐渐增大,腹板底部区域钢板表层油漆开始脱落,并且伴有咔咔声响,说明内部混凝土已经压碎,钢板与混凝土变形不再协调,试件刚度继续下降,顶点水平荷载-位移曲线不再是直线.

峰值阶段,当荷载增加到承载力的90%时,受压一侧腹板距支座约160 mm处开始鼓曲.随着荷载反向施加,腹板鼓曲变形减小.这一阶段,剪力墙刚度急速下降,荷载-位移曲线很快到达峰值点.

到达峰值点后,荷载-位移曲线进入下降段即屈曲阶段.随着循环次数增加,下端受压一侧腹板鼓曲变形越来越大,栓钉拉断或弯曲,试件下端外侧基本失效,荷载向中部转移.此后,在腹板中部同一高度

表 2 试件的变形现象  
Tab.2 Specimens deformation

试件	弹性 阶段位移	弹塑性 阶段位移	峰值 阶段位移	屈曲 阶段位移	腹板鼓曲 变形/mm	破坏特征
SCSW1	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 3\delta_y$	$4\delta_y$	$4\delta_y$	44.3	腹板 1 和 2(见图 4)底部距支座 160 mm 处均出现四个半波屈曲,腹板 2 距底部 320 mm 处中部出现两个半波屈曲;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW2	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 4\delta_y$	$5\delta_y$	$5\delta_y \sim 7\delta_y$	9.7	一侧腹板底部距支座 160 mm 处出现凹曲,在另一侧腹板出现鼓曲;从侧面看墙体发生面外失稳破坏
SCSW3	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 5\delta_y$	$6\delta_y$	$7\delta_y$	29.2	在墙体根部两侧腹板均出现四个半波屈曲,且腹板鼓曲变形位置不在同一高度处;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW4	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 3\delta_y$	$4\delta_y$	$4\delta_y$	22.4	在墙体下部,腹板两侧均产生两个半波屈曲,且鼓曲范围增大;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW5	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 7\delta_y$	$8\delta_y$	$9\delta_y \sim 10\delta_y$	20.0	剪力墙上距离门洞较近的一端下部距支座 250 mm 处的腹板两侧各出现一个半波屈曲,剪力墙上距离门洞较远的一端下部距支座 100 mm 处的腹板出现两个半波屈曲;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW6	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 3\delta_y$	$4\delta_y$	$5\delta_y$	30.0	腹板 1 底部距支座 160 mm 处出现四个半波屈曲,腹板 2 底部距支座 160 mm 处两侧出现两个半波屈曲,中间距底部 320 mm 处出现两个半波屈曲;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW7	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 4\delta_y$	$5\delta_y$	$6\delta_y$	30.0	在腹板两侧距底部 160 mm 处均产生四个半波屈曲,且腹板鼓曲变形在同一高度处;两边翼缘板下部产生鼓曲
SCSW8	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 5\delta_y$	$6\delta_y$	$7\delta_y$	30.0	在腹板底部出现鼓曲,在腹板 1 中间距端部 160 mm 处出现一处鼓曲
SCSW9	$\delta_y$	$2\delta_y \sim 5\delta_y$	$6\delta_y$	$7\delta_y \sim 8\delta_y$	25.0	在腹板两侧距底部 160 mm 处均产生四个半波屈曲,且腹板鼓曲变形在同一高度处;两边翼缘板下部产生鼓曲

处出现与侧边类似的鼓曲变形.最终翼缘板也发生鼓曲,荷载下降到峰值荷载的 85%,试件破坏.

总结九个试件的试验现象,可以得到以下三种破坏模式:

(1)带栓钉和隔板的双层钢板剪力墙 SCSW1, SCSW3, SCSW5~SCSW9,随着荷载增大,翼缘板边缘最先屈服.试件进入塑性后,钢板表面油漆逐渐脱落,当材料强度得到充分发挥时,试件端部钢板开始鼓曲,试件达到极限承载力.该类试件的破坏模式为:底部混凝土压碎、对拉柱钉拉断、底部钢板鼓曲,试件失效或破坏.试验得到的破坏模式照片见图 8a.

(2)不带栓钉的双层钢板剪力墙 SCSW4,由于没有栓钉的约束,钢板的长细比变大,使得试件在未达到承载力时,钢板提前失稳.这类剪力墙的破坏模式为:钢板屈曲失稳.试验得到的破坏模式照片见图 8b.

(3)纯钢板剪力墙 SCSW2,其破坏模式不同于组合墙,主要差别在于当达到构件极限承载力时,钢板的屈曲不仅是外凸,而是有凹有凸.这类剪力墙的破坏模式为:钢板剪力墙的整体屈曲失稳与墙板局部屈曲失稳的耦联失稳.试验得到的破坏模式照片见图 8c.

3 抗震性能分析

3.1 荷载-位移滞回曲线

试验数据分析时,假定加载梁为刚性,可忽略其

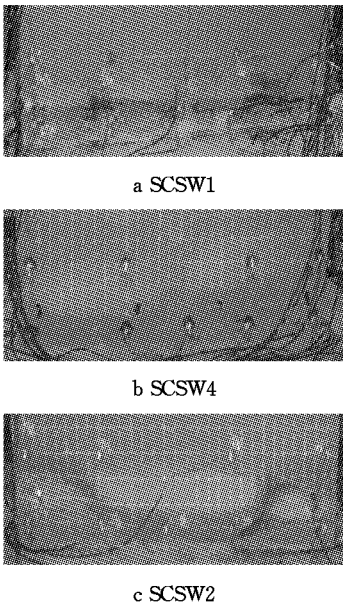


图 8 试件典型破坏形态

Fig.8 Typical failure pattern of specimen

变形,则在加载过程中加载梁只有刚体位移.加载梁中心的水平位移即为加载点的水平位移  $\delta$ ,可通过测量得到的墙顶水平位移并消除试件下端支座位移后换算得到.不同位移的几何关系如图 9 所示,换算公式为

$$\delta = \frac{200+L}{L} \left[ D_{11} - D_{14} - \frac{L}{D} (D_{13} - D_{12}) \right] \quad (1)$$

式中: $L$ 为试件高度, $D$ 为位移计 D2 与 D5 间水平距离, $D_{11}$ 和  $D_{14}$ 分别为墙顶和支座的水平位移, $D_{12}$ 和

$D_{13}$  为支座两端的竖向位移。

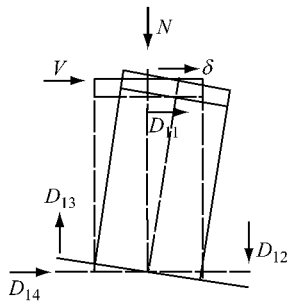


图 9 刚体位移示意图

Fig.9 Rigid body displacement of specimens

限于篇幅,本文仅给出剪力墙试件 SCSW1 和 SCSW5 在墙顶反复水平力循环加载作用下的荷载-位移滞回曲线,如图 10 所示,其中,纵坐标为作用在加载梁中心位置的水平荷载  $V$ ,横坐标为对应的水平位移  $\delta$ 。

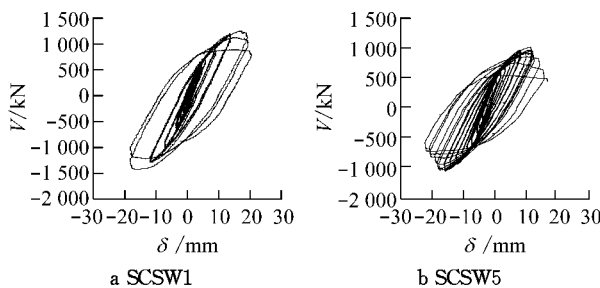


图 10 试件荷载-位移滞回曲线

Fig.10 Hysteresis curves of load-deformation of specimens

从荷载-位移滞回曲线可以看出,加载初期,荷载-位移曲线基本为直线,且没有残余变形,试件处于弹性状态。随着荷载增大,端部钢板屈服,边缘混凝土压碎,荷载-位移曲线出现弯折,残余变形越来越大,滞回环面积逐渐增大。在达到极限承载力之前,同级加载的两个循环基本重合,说明剪力墙强度与刚度退化并不明显。达到极限承载力后,试件刚度、强度迅速退化,加载不超过  $2\delta_y$  试件即破坏。总体而言,双层钢板内填混凝土组合剪力墙滞回环饱满,抗震性能良好。

### 3.2 试件骨架曲线

为了分析不同参数对试件抗震性能的影响,可将荷载-位移滞回曲线量纲一化,为此,引入以下参数:

$$V_p = f_{yv} A_s + \frac{f_c}{\sqrt{3} A_c} \quad (2)$$

式中:  $f_{yv}$  为钢材抗剪强度,  $A_s$  为钢材部分截面面积,  $f_c$  为混凝土抗压强度,  $A_c$  为混凝土部分截面面积,

$V_p$  为名义塑性抗剪承载力。

由于剪力墙中混凝土受到钢板的约束,其延性有较大提高,破坏时,剪力墙混凝土被压碎,因此可假定混凝土为各向同性材料,根据式(2)可得到名义塑性抗剪承载力  $V_p$ 。用  $\varphi$  表示层间位移角(即顶点水平位移  $\delta$  除以试件高度  $H$ ),可得到量纲一化后的骨架曲线如图 11 所示。

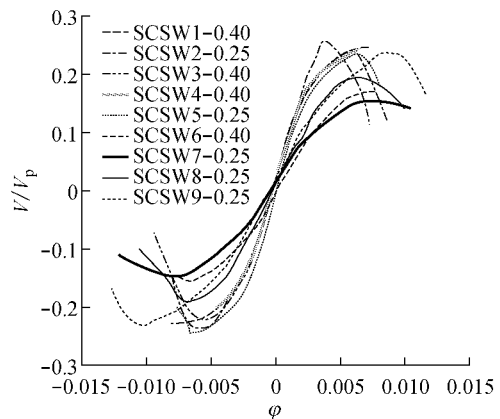


图 11 试件顶点荷载-层间位移角骨架曲线

Fig.11 Skeleton curves of horizontal load on the top and inter-storey drift angle

#### 3.2.1 混凝土的影响

与试件 SCSW2 的试验结果对比分析可知,组合剪力墙的延性要明显好于纯钢板剪力墙。组合剪力墙达到最大承载力时,对应的层间位移角约为 0.006~0.008,对比试件 SCSW1 和 SCSW9 的试验结果可知,骨架曲线最高点基本相同,说明承载力与两种材料的强度成正比。

#### 3.2.2 栓钉和隔板的影响

由试件 SCSW1, SCSW3, SCSW4 的试验结果对比分析可知,隔板数量和栓钉间距对构件初始刚度的影响并不明显,增设栓钉能够减小钢板的计算长度,推迟钢板的局部屈曲,可提高试件承载力 4% 左右。隔板的主要作用是减少腹板的计算长度,改变构件的破坏模式,增加构件的延性和承载力。

#### 3.2.3 开洞的影响

由试件 SCSW5 的试验结果分析可知,虽然开洞降低了试件的初始刚度,但由量纲一化骨架曲线可发现,量纲一化后的 SCSW5 曲线的斜率与 SCSW1 相当,说明初始刚度的减小量和截面减少量成正比。同时,开洞对构件承载能力的影响较小,反而提高了构件的延性。

#### 3.2.4 其他参数的影响

图 12 为在同一轴压比和同一钢板厚度前提下,

高宽比对构件初始刚度的影响。

由图 12 可以看出,高宽比对初始刚度有较大影响。随着构件高宽比由 1.8 增加到 2.5,初始刚度下降了 40%~50%。由图 12 还可以看出轴压比越高,刚度下降越严重。另外,对比 SCSW7 和 SCSW8 的试验结果还可看出,高宽比使得构件承载力下降了约 20%。

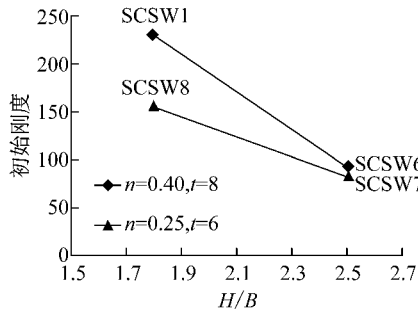


图 12 高宽比对初始刚度的影响

Fig. 12 Influence of height-width ratio on the initial stiffness

由刚度( $K_j$ )退化曲线(见图 13)可以看出,轴压比大的构件初始刚度普遍大于轴压比小的构件。对比 SCSW7 和 SCSW6 的试验结果可以发现,轴压比由 0.25 增加到 0.40,构件的初始刚度增加 10%,构件的最大承载力与塑性抗剪承载力的比值上升了约 10%,但是构件的极限层间位移角下降 30%。对比 SCSW1 和 SCSW9 的试验结果可以发现,轴压比对屈服荷载与构件的塑性抗剪承载力的比值影响很小。对比 SCSW8 和 SCSW9 的试验结果可发现,钢板厚度越厚,对混凝土的约束作用越强,强度利用率也越高,延性也相应提高。

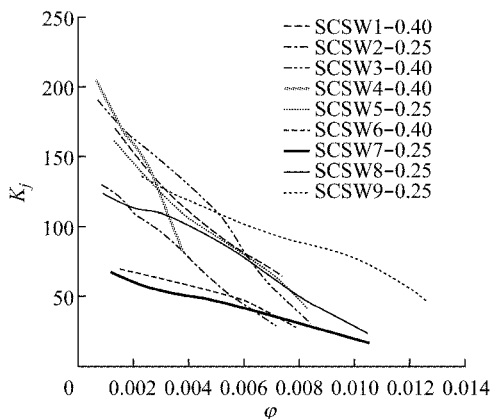


图 13 刚度退化曲线

Fig. 13 Stiffness degradation curves

### 3.3 位移延性系数

位移延性系数是构件极限位移与屈服位移之

比,用来表明构件的延性特征,可根据荷载-位移骨架曲线来确定。由于骨架曲线没有明显的屈服点,因此,可采用几何作图法确定构件的屈服位移  $\delta_y$ 。极限位移  $\delta_u$  为承载力下降到峰值荷载 85% 时对应的位移。延性系数计算如式(3)所示,各试件的位移延性系数见表 3。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (3)$$

式中: $\delta_u$  为构件的极限位移。从表 3 可看出,采用几何作图法确定屈服位移后,延性系数在 1.4~2.1 之间。没有栓钉约束的试件 SCSW4 延性系数最小为 1.4,开洞试件 SCSW5 延性系数最大为 2.1。轴压比 0.40 的试件延性系数在 1.4~1.8 之间,轴压比 0.25 的试件延性系数在 1.8~2.1 之间,说明轴压比是影响构件延性的主要因素。

### 3.4 刚度退化和强度退化特征

为了反映每级循环加载时构件强度退化现象,本文采用同级强度退化系数  $\lambda_j$  来描述强度退化现象。强度退化系数  $\lambda_j$  的计算公式如式(4)所示,强度退化曲线如图 14 所示。

$$\lambda_j = \frac{V_{ij}}{V_{1j}} \quad (4)$$

式中: $\lambda_j$  为强度退化系数; $V_{ij}$  为第  $j$  级加载、第  $i$  次循环时的峰值荷载; $V_{1j}$  为第  $j$  级加载、第 1 次循环时的峰值荷载。

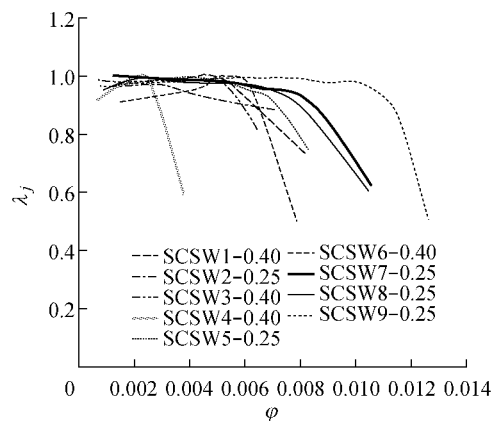


图 14 强度退化曲线

Fig. 14 Strength degradation curves

本文选用割线刚度与层间位移角  $\varphi$  之间的关系来描述反复荷载作用下剪力墙试件的刚度退化现象。割线刚度  $K_j$  的计算公式如式(5)所示。式中  $V_{+j}$  和  $V_{-j}$  分别表示墙顶正负向水平加载力, $\delta_{+j}$  和  $\delta_{-j}$  分别为相应的水平位移。

$$K_j = \frac{|V_{+j}| + |V_{-j}|}{|\delta_{+j}| + |\delta_{-j}|} \quad (5)$$

表 3 位移延性系数

Tab.3 Displacement ductility factor of specimens

试件 编号	加载方向	初始刚度/ (kN·mm)	屈服状态		极限状态		破坏状态		$\frac{V_u}{V_{max}}/\%$	$\mu$	
			$V_y/\text{kN}$	$\delta_y/\text{mm}$	$V_{max}/\text{kN}$	$\delta_{max}/\text{mm}$	$V_u/\text{kN}$	$\delta_u/\text{mm}$		计算值	均值
SCSW1	负	228.9	-1 124.5	-10.4	-1 270.0	-17.40	-1 270.0	-17.40	100	1.7	1.8
	正	229.0	1 136.0	7.9	1 379.0	15.92	1 379.0	15.92	100	2.0	
SCSW2	负	162.5	-748.0	-8.9	-866.0	-12.70	-528.0	-17.40	61	2.0	2.0
	正	166.0	840.1	6.8	943.0	8.10	610.0	14.40	65	2.1	
SCSW3	负	185.3	-1 087.5	-8.3	-1 223.9	-11.70	-1 139.8	-14.57	93	1.8	1.8
	正	241.0	1 117.2	7.6	1 325.1	13.33	1 325.1	13.33	100	1.8	
SCSW4	负	256.5	-966.8	-7.7	-1 079.0	-10.20	-1 079.0	-10.20	100	1.3	1.4
	正	256.0	969.0	5.5	1 113.0	8.20	1 113.0	8.20	100	1.5	
SCSW 5	负	205.6	-927.2	-8.3	-1 072.0	-14.30	-885.5	-16.40	83	2.0	2.1
	正	205.0	844.4	7.7	1 030.0	13.00	792.0	17.40	77	2.2	
SCSW 6	负	92.2	-788.2	-15.7	-853.4	-19.30	-806.2	-24.00	94	1.5	1.5
	正	92.0	849.0	15.4	937.2	22.49	937.2	22.49	100	1.5	
SCSW 7	负	83.5	-770.3	-18.7	-839.1	-22.20	-631.1	-36.20	75	1.9	2.1
	正	83.5	756.4	14.0	885.2	25.10	811.9	31.19	92	2.2	
SCSW 8	负	155.2	-979.3	-10.6	-1 079.3	-15.90	-875.3	-18.10	81	1.7	2.0
	正	155.0	978.7	9.3	1 115.3	14.18	809.0	21.50	73	2.3	
SCSW 9	负	155.0	-1 376.0	-16.4	-1 547.0	-22.30	-1 133.0	-27.40	73	1.7	1.8
	正	156.0	1 350.1	13.2	1 590.0	19.60	1 110.0	25.00	70	1.9	

从刚度退化曲线中可以看出,轴压比大的构件的初始刚度比轴压比小的构件的初始刚度普遍大,高宽比也是影响构件初始刚度的因素之一。

从强度退化曲线中可以看出,双层钢板内填混凝土组合墙在未达到极限承载力前,强度基本没有退化,在达到极限承载力后,强度性能迅速退化。

### 3.5 耗能能力分析

量化结构耗能能力的指标有多种,本文采用等效黏滞阻尼系数  $h_e$  来定量分析剪力墙试件的耗能能力。等效黏滞阻尼系数  $h_e$  采用图 15 所示滞回环面积和阴影部分三角形面积进行计算,即

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{\text{滞回环}}}{S_{ABO} + S_{CDO}} \quad (6)$$

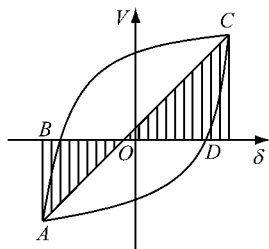


图 15 荷载-变形滞回环

Fig. 15 The load-deformation hysteresis loop

图 16 是各剪力墙试件的等效黏滞阻尼系数  $h_e$  随层间位移角  $\varphi$  增大的变化关系曲线。由图 16 可以看出,双层钢板内填混凝土组合剪力墙的等效黏滞阻尼系数约在 0.25~0.40 之间。在未屈服前,试件黏滞阻尼系数普遍偏低,屈服以后,黏滞阻尼系数迅

速增长。高宽比小的构件耗能要好于高宽比大的构件。

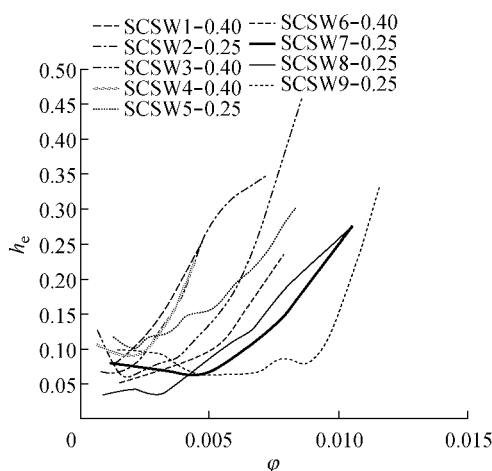


图 16 黏滞阻尼系数与层间位移角关系曲线

Fig. 16 The viscous damping coefficients and inter-storey drift angle

## 4 结论

(1) 双层钢板内填混凝土组合剪力墙初始刚度大,承载力高。在一定范围内,高宽比越小,轴压比越大,刚度就越大,材料强度与构件的极限承载力成正比。在影响承载能力的因素中,高宽比的影响较大;轴压比、钢板厚度与截面厚度的比值、栓钉间距等对承载力的影响相对较小。影响延性的参数主要有轴压比、钢板厚度、栓钉间距、开洞大小等,其中轴压比

影响最大,高宽比影响不明显。

(2)带栓钉和隔板的双层钢板内填混凝土组合剪力墙的破坏模式为翼缘板边缘屈服。进入塑性后,钢板表面油漆逐渐脱落,当材料强度得到充分发挥时,钢板端部开始鼓曲,构件达到极限承载力。当构件达到极限承载力后,结构性能迅速退化,最终底部混凝土压碎,对拉栓钉拉断,底部钢板发生鼓曲。

(3)试验表明,在未达到极限承载力前,试件强度基本没有退化,达到极限承载力后,强度迅速退化;在未屈服前试件黏滞阻尼系数普遍偏低,屈服后黏滞阻尼系数迅速增长。

(4)开洞率在一定的范围内,虽然降低了构件的初始刚度,但对极限承载力影响不大,反而提高了构件的延性。

## 参考文献:

- [1] 李健,罗永峰,郭小农. 双层钢板剪力墙研究现状及展望[C]//中国钢结构协会房屋建筑钢结构分会 2011 年学术年会论文集. 广州:中国钢结构协会,2011:166-172.  
LI Jian, LUO yongfeng, GUO xiaonong. Present situation and prospect of double skin composite shear wall[C]// China Steel Structure Association building steel structure branch 2011. Guangzhou: China Steel Construction Society, 2011:166-172.
- [2] 邱丽秋,郭小农,罗永峰. 双层钢板内填混凝土组合剪力墙研究现状简述[C]//中国钢结构协会结构稳定与疲劳分会第 13 届(ISSF—2012)学术交流暨钢结构教学研讨会. 武汉:中国钢结构协会,2012:159-164.  
Qiu Liliu, Guo xiaonong, Luo yongfeng. Literature review of research on double skin composite shear walls[C]//The 13th Academic Exchange of China Steel Structure Association of Structural Stability and Fatigue. Wuhan: China Steel Construction Society, 2012:159-164.
- [3] 聂建国,陶慕轩,樊建生. 双钢板-混凝土组合剪力墙研究新进展[J]. 建筑结构,2011(12): 52.  
NIE Jianguo, TAO Muxuan, FAN Jiansheng. Research advances of composite shear walls with double steel plates and filled concrete[J]. Building Structure, 2011(12): 52.
- [4] 李文,祝文君,马军. 双层钢板组合剪力墙在异型结构中的应用及研究[J]. 特种结构, 2010(2): 14.  
LI Wen, ZHU Wenjun, MA Jun. Research and application of bi-steel-plate composite shear wall in special structure[J]. Special Structures, 2010(2): 14.
- [5] 晏金洲. 盐城广播电视塔关键施工技术[J]. 施工技术, 2011(8): 57.  
YAN Jinzhou. The key construction technologies of Yancheng Broadcast Television Tower[J]. Construction Technology, 2011(8): 57.
- [6] Cluble S K, Xiao R Y. Testing and numerical modelling of Bi-Steel plate subject to push-out loading[J]. Advances in Steel Structures, 1999(12): 467.
- [7] Cluble S K, Moy S S J, Xiao R Y. Shear strength of steel-concrete-steel composite panels. Part I—testing and numerical modelling [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(6): 781.
- [8] Cluble S K, Moy S S J, Xiao R Y. Shear strength of steel-concrete-steel composite panels. Part II—detailed numerical modelling of performance[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(6): 795.
- [9] Hossain K M A, Wright H D. Performance of double skin-profiled composite shear walls-experiments and design equations[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004, 31(2): 204.
- [10] Anwar Hossain K M, Wright H D. Experimental and theoretical behaviour of composite walling under in-plane shear [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(1): 59.
- [11] Eom T S, Park H G, Lee C H, et al. Behavior of double skin composite wall subjected to in-plane cyclic loading[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(10): 1239.
- [12] 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.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50011—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. GB50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ3—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.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [15] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ99—98 高层民用建筑钢结构技术规程[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. JGJ99-98 Technical specification for concrete structures of tall building [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. JGJ138—2001 型钢混凝土组合结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. JGJ138-2001 Technical specification for steel reinforced concrete composite structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2001.
- [17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社,2003.  
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GB50017-2003 Code for design of steel structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.