

引用格式:隋春光,蔡利建,于跃,等.核电单侧不锈钢双钢板组合剪力墙平面内抗震性能研究[J].工业建筑,2026,56(4):141-150. SUI Chunguang, CAI Lijian, YU Yue, et al. Research on In-Plane Seismic Performance of Stainless Steel-Concrete-Normal Steel Sandwich Composite Shear Walls in Nuclear Power Engineering[J]. Industrial Construction, 2026, 56(4): 141-150 (in Chinese). DOI: 10.3724/j.gygzG23080712

核电单侧不锈钢双钢板组合剪力墙平面内抗震性能研究

隋春光¹ 蔡利建¹ 于跃¹ 武海鹏² 杨雨轩²

(1. 中国核电工程有限公司, 北京 100840; 2. 中国矿业大学(北京)力学与土木工程学院, 北京 100083)

摘要 为解决核电站反应堆水池双钢板组合剪力墙中钢板锈蚀问题, 通常在低合金钢表面设置不锈钢板覆面。为进行结构防腐模块化设计, 提出了一种单侧不锈钢双钢板组合剪力墙, 进行了3个1:5缩尺试件平面内低周反复荷载试验。试验得到了各试件的破坏特征、滞回曲线、骨架曲线、刚度退化、延性和耗能能力等, 分析了剪力墙两侧钢板材质、等厚度设计构造和等强度设计构造对剪力墙抗震性能的影响。结果表明: 单侧不锈钢双钢板组合剪力墙具有良好的抗震性能, 钢板强度和含钢率的提高可有效提升墙体的承载力和抗侧刚度, 各试件的最终破坏形态均为压弯破坏。根据试验结果建立该类剪力墙的计算模型, 提出该类剪力墙压弯承载力简化计算公式, 并与试验结果进行对比, 验证了该公式的可行性。

关键词 核电工程; 不锈钢; 双钢板组合剪力墙; 抗震性能; 承载力公式

Research on In-Plane Seismic Performance of Stainless Steel-Concrete-Normal Steel Sandwich Composite Shear Walls in Nuclear Power Engineering

SUI Chunguang¹ CAI Lijian¹ YU Yue¹ WU Haipeng² YANG Yuxuan²

(1. China Nuclear Power Engineering Co., Ltd., Beijing 100840, China; 2. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology(Beijing), Beijing 100083, China)

Abstract: In the double-steel-plate composite shear wall of the cistern in a nuclear power plant reactor, stainless steel plates are usually installed on the surface of low-alloy steel to prevent steel plate corrosion. In order to implement the modular design for structural anti-corrosion, a stainless steel-concrete-normal steel sandwich composite shear wall was proposed, and quasi-static loading tests were conducted on three 1:5 scale specimens in the plane. The failure modes, hysteretic curves, skeleton curves, stiffness degradation, ductility, and energy consumption of the shear wall were obtained. The effects of steel plate material, equal-thickness design, and equal-strength design on the seismic performance of shear wall were analyzed. The results showed that the stainless steel-concrete-normal steel sandwich composite shear wall exhibited good seismic performance, and its bearing capacity and lateral stiffness could be effectively improved with the increase of steel plate strength and steel ratio. The final failure mode of each specimen was bending failure. Based on the test results, the calculation model of the shear wall was established, and the simplified calculation formula for the compressive bending capacity was proposed. The feasibility of the formula was verified by comparison with experimental results.

Keywords: nuclear power engineering; stainless steel; double-steel-plate composite shear wall; seismic performance; bearing capacity formula

第一作者:隋春光,正高级工程师,主要从事钢-混组合结构研究。

通信作者:武海鹏, wu.hp@cumt.edu.cn。

收稿日期:2023-08-07

0 引言

双钢板组合剪力墙作为一种新型的抗侧力构件,在荷载一定时,具有厚度小、自重轻、建筑使用空间大等特点,近年来在高层建筑结构中有部分应用。由于双钢板组合剪力墙良好的抗冲击性能、延性和耗能能力,以及其在模块化施工中的独特优势,使该种结构在核电工程领域得到了较多的关注。

国内外相关学者对此进行了一定的研究,如Akiyama等^[1]对压水式反应堆内部结构缩尺模型进行平面内受力分析,肯定了双钢板组合剪力墙优良的抗震性能;Ozaki等^[2]对9个钢板混凝土组合剪力墙试件进行平面内低周反复加载试验,研究了钢板厚度等因素对墙体受力性能的影响结果;Varma等^[3]通过建立力学模型,提出了双钢板组合剪力墙的设计方法;Sener等^[4-5]基于对核电工程钢板混凝土剪力墙的抗震性能研究,通过有限元模拟建立了压水式反应堆内部结构模型;聂建国等^[6-7]从剪跨比、缀板连接等角度出发,对双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能进行了研究;熊峰等^[8]对3个缩尺试件进行平面内低周反复试验,提出了核电站双钢板组合剪力墙的抗剪强度计算公式;可飞等^[9]利用纤维模型法对双钢板组合剪力墙双向压弯性能进行了研究;朱峰岐等^[10]研究了装配整体式双钢板组合剪力墙的抗震性能;游业刚等^[11]分析了机械连接件对双钢板组合剪力墙轴压性能的影响;蒙春丽等^[12]研究了轴拉比等因素对钢板混凝土剪力墙墙肢拉弯剪性能的影响;樊健生等^[13]从工程应用出发,对双钢板组合剪力墙近年在典型工程中的应用情况进行分析,总结了双钢板组合剪力墙结构在受力性能等方面的优势,并对其在核电工程中的应用前景进行了展望。

目前,已有的研究大多针对双侧低合金钢板组合剪力墙,对于单侧不锈钢双钢板组合剪力墙在强度、厚度非对称情况下的受力性能研究尚少。在核电工程的贮存水池结构中,单侧不锈钢双钢板组合剪力墙一方面能有效延缓水池内壁钢板表面的腐蚀,从而保证结构整体的安全性和功能的完整性;另一方面可以省去安装不锈钢覆面的繁琐工程,缩短工期,有效降低因覆面焊缝质量较难控制而影响整个贮存水池安全使用的风险^[14]。因此,对该种墙体的抗震性能研究变得尤为重要。

本文通过对3个缩尺比为1:5的单侧不锈钢双

钢板组合剪力墙试件进行平面内低周反复加载试验,研究两侧钢板等厚度构造和等强度构造对其受力性能的影响,并建立单侧不锈钢双钢板组合剪力墙承载力计算模型。

1 试验概况

1.1 试件设计

试验设计了3个1:5缩尺的双钢板组合剪力墙试件。其中,2个试件为一侧不锈钢、另一侧低合金钢的构造,1个试件为双侧低合金钢的构造。不锈钢板采用022Cr23Ni5Mo3N(代号S22053)双相不锈钢^[15],低合金钢板采用Q355钢。各试件的几何尺寸及内部构造均相同,墙身截面为1200 mm×200 mm,墙体净高1800 mm,剪跨比为1.5。为保证钢板与混凝土的协同工作性能,在钢板内表面焊接间距为40 mm×40 mm的栓钉和80 mm×80 mm的拉筋,栓钉和拉筋重叠的位置只保留拉筋,同时,为降低不同类型钢材间的电化学腐蚀,不锈钢板内表面焊接304材质不锈钢栓钉,低合金钢板内表面焊接ML15材质普通栓钉。试件基础和加载梁均采用钢板混凝土制作,墙身锚固于其中。试件SW-1为双侧Q355双钢板组合剪力墙试件,双侧钢板厚度均为4 mm,单侧含钢率为2%,距厚比均为10(距厚比即栓钉间距与钢板厚度之比)。试件SW-2、SW-3均为单侧不锈钢双钢板组合剪力墙试件,其中试件SW-2双侧钢板按照等厚度原则设计,厚度均为4 mm,单侧含钢率为2%,距厚比为10;试件SW-3双侧钢板按照等强度原则设计,不锈钢板厚度为4 mm(含钢率为2%),距厚比为10,Q355钢板厚度为6 mm(含钢率为3%),距厚比为6.7。试件的结构示意图1,试件尺寸及内部构造见图2,试件主要参数见表1。

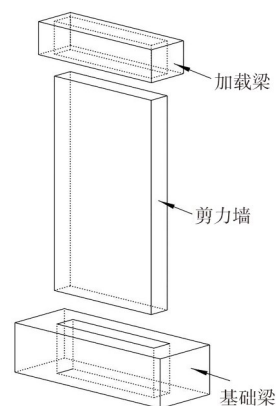


图1 试件结构示意图

Fig. 1 Structural schematic diagram of the specimen

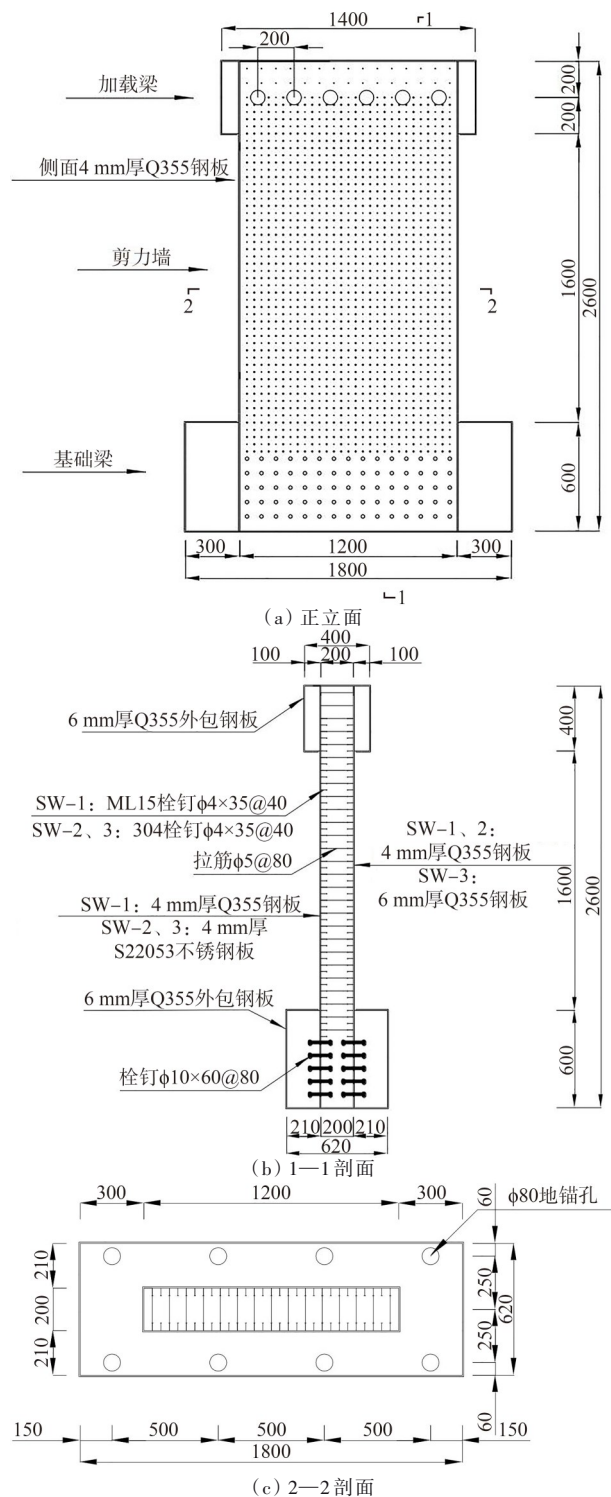


图2 试件尺寸及构造图 mm
Fig. 2 Geometric dimensions and detailing of specimens

1.2 材料性能

试件墙身和基础均采用 C40 混凝土浇筑,依据 GB/T 50081—2019《混凝土物理力学性能试验方法标准》^[16],实测标准立方体(150 mm×150 mm×150 mm)抗压强度 f_{cu} 为 50.5 MPa,弹性模量为 30285 MPa。

表 1 设计参数

Table 1 Design parameters

编号	钢板材质	t_w/mm	f_y/MPa	$f_y A_s/\text{kN}$	距厚比
SW-1	Q355	4	488	2342	10
	Q355	4	488	2342	10
SW-2	S22053	4	610	2928	10
	Q355	4	488	2342	10
SW-3	S22053	4	610	2928	10
	Q355	6	375	2700	6.7

注: t_w 为钢板厚度; f_y 为钢板的屈服强度; A_s 为钢板的截面积。

依据 GB/T 228.1—2021《金属材料 拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法》^[17],对墙身钢板、栓钉、拉筋的材料性能进行了测试,试验结果见表 2。

表 2 钢材试件拉伸试验结果

Table 2 Material properties of steels in tensile tests

类型	t/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	$\delta/\%$
S22053	4	610	794	32
Q355	4	488	552	30
	6	375	518	28
拉筋	5	555	620	25
ML15 栓钉	4	335	414	22
304 栓钉	4	480	566	24

注: t 为钢板的厚度或栓钉、拉筋的直径; f_u 为钢材的极限强度; δ 为钢材的伸长率。

1.3 试验装置及加载制度

采用大型拟静力加载装置进行低周反复加载下抗震性能试验,试验装置见图 3。主要由三部分组成:反力台座,竖向加载装置和水平加载装置。竖向荷载通过钢杆、穿心千斤顶、反力梁施加,钢杆底部采用转轴与反力台座连接,使竖向荷载作用点可沿水平方向移动。水平荷载通过作动器施加于加载梁中心处,作动器的两端均为铰接。在竖向千斤顶和水平作动器的端部,均设置有荷载传感器。试件通过丝杠固定于反力台座上。

各剪力墙试件的轴压比 n 按式(1)计算。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + \sum f_y A_s + \sum f_a A_a} \tag{1}$$

式中: N 为轴向压力; f_c 为混凝土轴心抗压强度; A_c 为内填混凝土的截面积; f_a 为约束边缘构件的屈服强度; A_a 为约束边缘构件的截面积。

考虑到核电工程剪力墙轴压比一般较小,试验轴压比设计为 0.1,并在试验过程中保持稳定,试件 SW-1~SW-3 的试验轴压力分别为 1117、1213、1309 kN。随后,采用位移控制方式逐级施加水平低周反复荷载,位移(位移角)为 0.9 mm

(0.05%)、1.8 mm(0.1%)、3.6 mm(0.2%)、5.4 mm(0.3%)、7.2 mm(0.4%)、9 mm(0.5%)时,每级加载1次;位移(位移角)为13.5 mm(0.75%)、18 mm(1%)、22.5 mm(1.25%)、27 mm(1.5%)、31.5 mm(1.75%)、36 mm(2%)、45 mm(2.5%)、54 mm(3%)、63 mm(3.5%)、72 mm(4%)、81 mm(4.5%)、90 mm(5%)时,每级加载2次。试件的加载制度见图4。

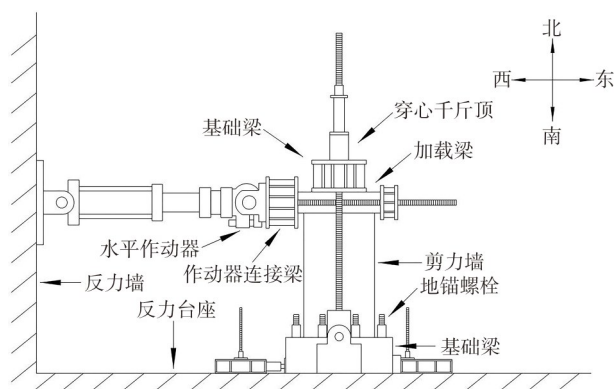


图3 试验加载装置
Fig. 3 Test loading set-up

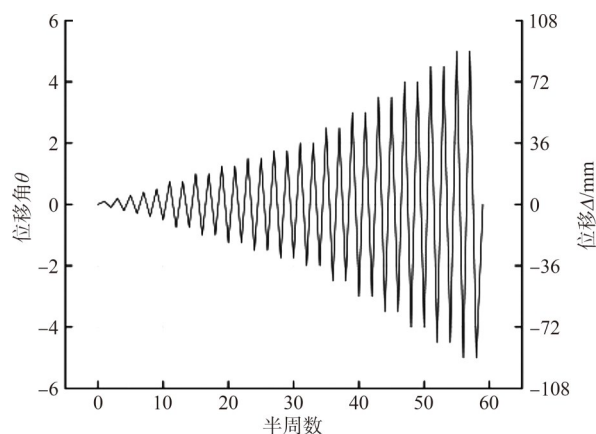


图4 加载控制制度
Fig. 4 Loading process

1.4 测点布置及量测方案

在试件加载梁端面中心处、加载梁端面下方50 mm处布置水平位移计,测量加载点高度处、墙身顶部处的水平位移,作为加载控制位移;在加载梁正面两侧分别布置水平位移计,监测墙体的面外偏移;在基础梁端面中心处布置位移计,监测基础的水平位移;在基础梁的上表面靠近两端的位置布置位移计,监测基础的转动。

在钢板表面布置应变花和应变片。应变花主要布置在墙体中部区域,监测墙体钢板在轴力、剪力、弯矩作用下的应力分布及屈服发展过程;单向应变片主

要布置在墙体根部截面和边缘截面,根部截面应变片主要监测截面的变形特征,验证平截面假定的适用性,边缘截面应变片沿试件高度方向间隔布置用以监测塑性发展区。位移计和应变测点布置见图5。

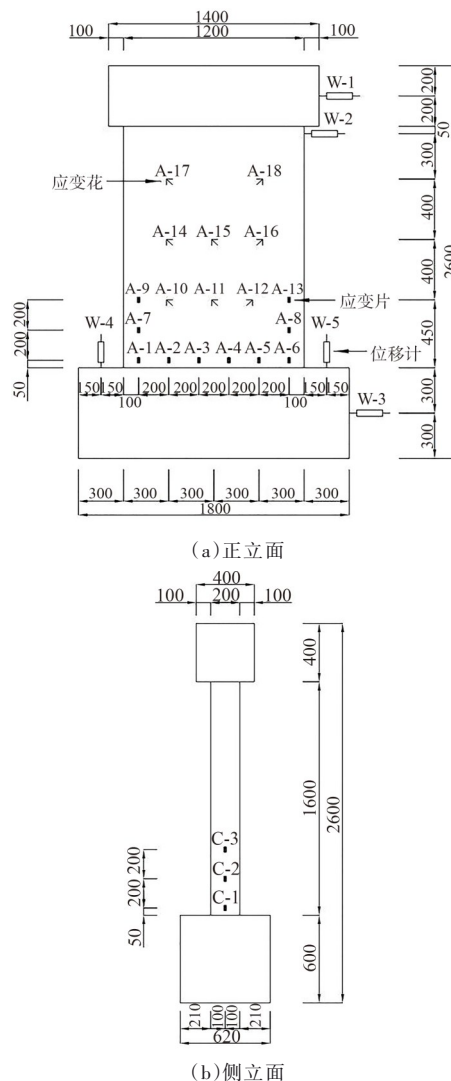


图5 测点布置 mm
Fig. 5 Arrangements of measurement points

2 试验结果与分析

2.1 破坏特征

由试验过程可知,各试件的损伤屈服破坏过程基本相同,大致可分为弹性阶段、钢板局部鼓曲阶段、屈服阶段、焊缝开裂阶段和破坏阶段5个阶段:

1)弹性阶段:加载初期,墙体基本完好,钢板和混凝土之间未出现相对滑移,试件处于弹性状态。

2)钢板局部鼓曲阶段:当位移角达到0.4%,试件钢板底部与内填混凝土逐渐出现小范围分离,此时各试件所受荷载约达到峰值荷载的64%;继续加载,钢

板底部开始出现鼓曲,并逐渐向上部和周围延伸。

3)屈服阶段:观察加载过程中试件的荷载-位移曲线,当在相同位移变化下荷载增长幅度明显放缓时,认为试件开始屈服,此时试件SW-1、SW-2的位移角达到0.6%,试件SW-3的位移角达到0.7%,各试件所受荷载约达到峰值荷载的75%。

4)焊缝开裂阶段:当位移角达到1%,试件SW-2东侧不锈钢板底部焊缝处首先开裂;位移角达到1.5%时,试件SW-1、SW-3出现焊缝开裂,其中试件SW-1出现在东侧北面Q355钢板底部焊缝处,试件SW-3出现在西侧不锈钢板底部焊缝处。各试件

钢板底部焊缝的开裂位置均在墙体受压侧墙角处,裂缝起始位置距基础顶面10~30 mm,长度50~100 mm,并随位移角增大不断延伸。此时各试件承载力达到峰值。

5)破坏阶段:随着加载的不断进行,试件焊缝开裂和钢板撕裂程度不断加深,内填混凝土被压溃,栓钉和拉筋开始发生断裂,当位移角达到1.5%,试件SW-2钢板底部鼓曲逐渐贯通(试件SW-1、SW-3位移角达到1.75%),试件破坏加剧并停止加载,此时各试件所受荷载约下降到峰值荷载的86%。各试件的最终破坏特征见图6。

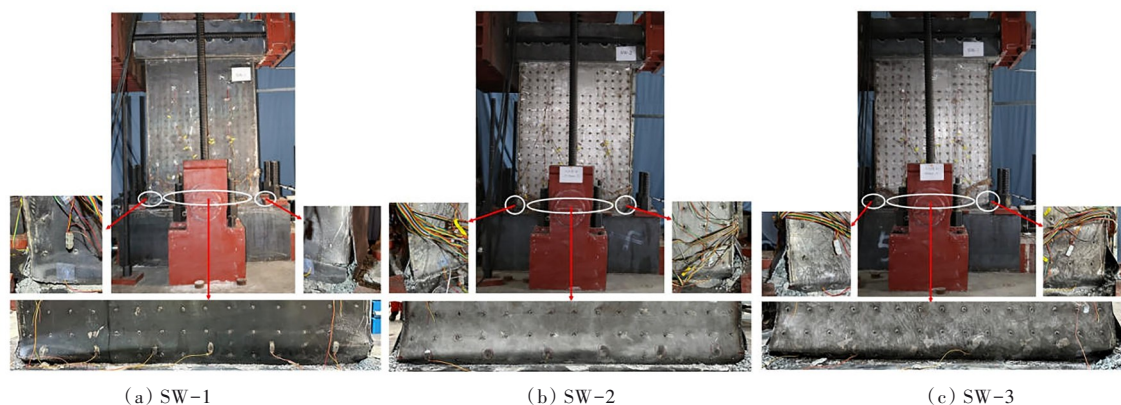


图6 各试件最终破坏特征

Fig. 6 Final failure characteristics of specimens

由图6可知,试件的破坏特征包括墙体底部钢板发生鼓曲、墙角处钢板焊缝开裂、内填混凝土压碎、部分栓钉断裂等。从试验过程和承载力变化分析可知:在焊缝开裂前,试件SW-1钢板鼓曲较试件SW-2、SW-3更明显,这是由于SW-1两侧钢板强度较低,更容易发生形变;试件SW-2、SW-3不锈钢侧底部焊缝更容易开裂,这是由于焊缝两侧钢板材质的不同导致焊缝强度有所降低;墙角处钢板焊缝开裂是导致试件承载力下降的主要因素,表明焊缝强度对试验结果有重要影响;试件SW-2最终破坏时的面外侧移达到11.29 mm,试件SW-3仅为1.31 mm,这是由于试件SW-2两侧不对称钢板强度差距较大,导致试件在平面内加载时易向强度低的一侧倾斜,这表明,在本试验条件下,等强度设计的构造有利于抑制加载后期的面外失稳,表现出更好的稳定性。

2.2 滞回曲线

各试件的水平荷载 P -位移 Δ (位移角 θ)滞回曲线见图7。图中 P 为水平作动器施加的荷载,推为

正; Δ 为加载点高度处的水平位移; $\theta=\Delta/H$ 为相应的位移角, $H=1800$ mm为基础顶面至加载点处高度。

由图7可知:试件开始施加荷载至钢板发生局部鼓曲前,滞回曲线基本呈直线变化,此阶段钢板和混凝土协同工作性能良好,未出现残余变形;屈服阶段,曲线上升速率明显放缓,单周滞回环面积开始增大,试件耗能能力逐渐增加;焊缝开裂阶段后,曲线上升段达到峰值点,随着焊缝开裂程度增大,曲线开始出现下降。

从整体看,各滞回曲线形状较为饱满,无明显的捏缩,表明试件的抗震能力良好。试件SW-2滞回曲线面积较试件SW-1略有减小,主要由于试件SW-2后期受面外侧移等影响导致破坏加剧,降低了试件的耗能能力;试件SW-3滞回曲线面积较试件SW-1、SW-2更大,表明在等强度设计下,钢板强度、厚度的增加对试件的耗能能力有所提升;试件SW-2、SW-3加载前期的曲线斜率较试件SW-1更大,表明钢板强度、厚度的增加能提高试件的刚度。

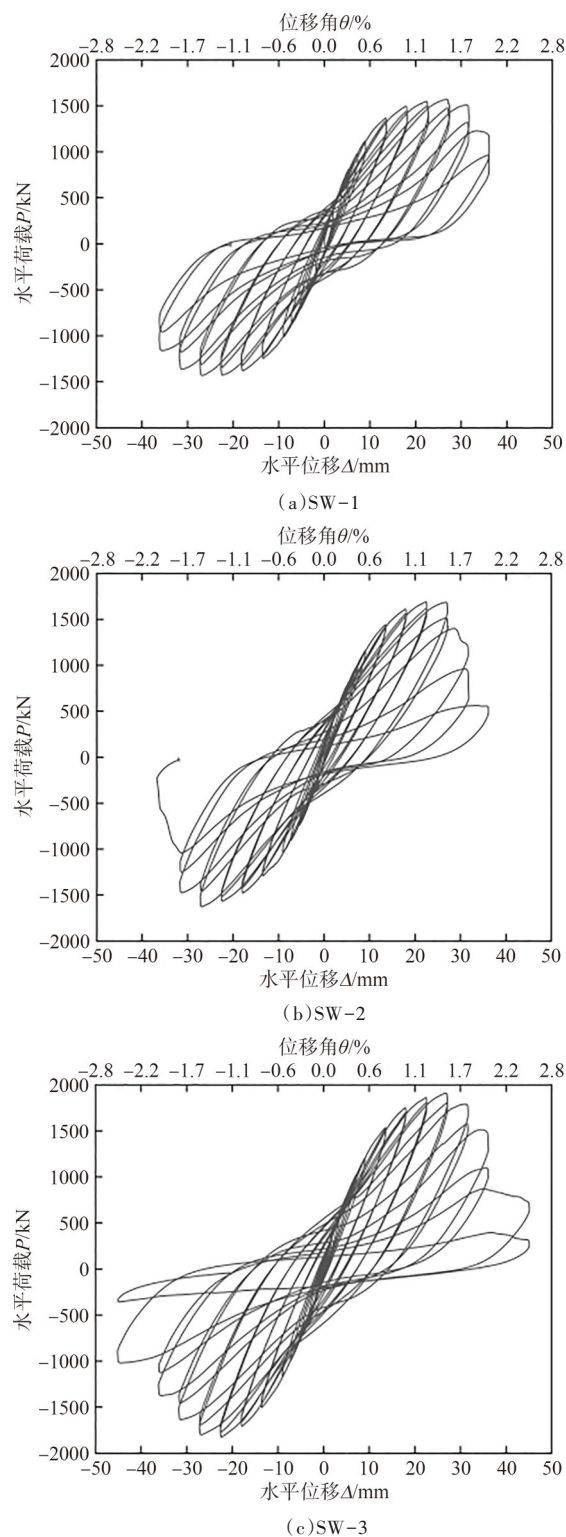


图7 水平荷载-位移滞回曲线

Fig. 7 Hysteresis curves of horizontal load versus displacement

2.3 骨架曲线

取各试件滞回曲线每级加载的峰值点依次相连得到的包络曲线称为骨架曲线,它能直观反映试件在加载过程中的受力变化特点。各试件的骨架

曲线见图8。

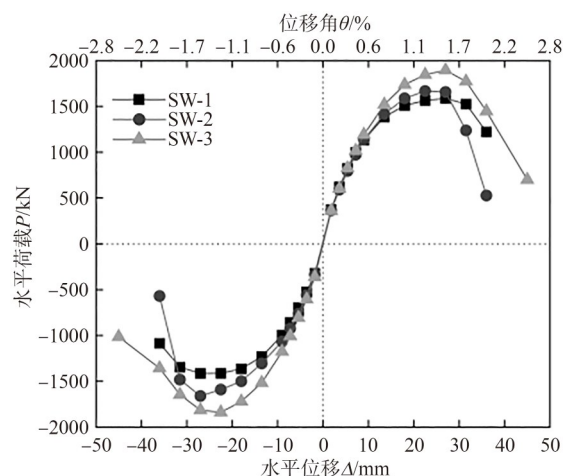


图8 骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves

由图8可知:在弹性阶段,各曲线基本重合且接近线性变化;当试件加载至钢板鼓曲阶段,试件SW-2、SW-3曲线斜率逐渐大于试件SW-1;达到极限承载力后,随着加载位移增大,试件SW-2、SW-3曲线下速率较试件SW-1更快,表明墙体两侧钢板的不对称性对试件破坏程度的影响主要体现在加载后期(即承载力达到峰值后),而对加载前期的影响较小。

2.4 刚度退化

受低周反复荷载作用,试件的水平位移在水平荷载相同情况下会随循环周数增加而变大,出现刚度退化现象。各试件的刚度退化曲线见图9。

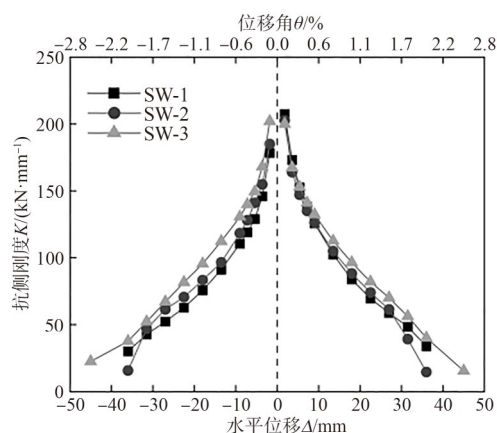


图9 刚度退化曲线

Fig. 9 Stiffness degradation curves

由图9可知:各试件抗侧刚度变化情况相似,随着加载位移增大,试件抗侧刚度不断下降,且曲线斜率绝对值逐渐减小;试件SW-2、SW-3的抗侧刚度均

高于试件 SW-1, 表明提高钢板的厚度、强度可以增大试件的抗侧刚度, 且采用等强度设计的试件 SW-3 抗侧刚度最大, 进一步说明试件两侧钢板强度的对称性对试件抗侧刚度有一定影响; 当承载力达到峰值后, 试件 SW-2、SW-3 的平均刚度退化速率较试件 SW-1 分别高 96.2%、5.5%, 这是由于试件 SW-2、SW-3 在加载后期受面外侧移影响较大, 刚度退化速率加快, 其中试件 SW-3 受影响较

小, 表明等强度设计能降低面外侧移等对试件刚度的不利影响。

2.5 承载力及延性

试件各阶段的水平荷载、对应的水平位移及延性系数见表 3。表中, 屈服点采用 Park 法^[18]确定, 极限点取荷载-位移曲线上荷载下降至峰值荷载 85% 时的点。延性系数 $\mu = \Delta_y / \Delta_d$, 其中, Δ_y 为试件的屈服位移; Δ_d 为试件的极限位移。

表 3 剪力墙试件各阶段水平荷载、位移及延性系数

Table 3 Horizontal loads, displacements, and ductility coefficients of the specimens at each stage

试件编号	加载方向	Δ_y/mm	$\theta_y/\%$	F_y/kN	F_u/kN	Δ_u/mm	$\theta_u/\%$	Δ_d/mm	$\theta_d/\%$	F_d/kN	F_y/F_u	μ
SW-1	正	9.79	0.54	1168	1590	26.91	1.50	34.08	1.89	1349	0.73	3.427
	负	10.08	0.56	1065	1415	26.74	1.49	33.98	1.89	1202	0.75	
SW-2	正	10.71	0.60	1249	1667	22.38	1.24	29.57	1.64	1417	0.75	2.753
	负	11.56	0.64	1192	1650	26.83	1.49	31.72	1.76	1403	0.72	
SW-3	正	12.04	0.67	1405	1895	26.87	1.49	33.97	1.89	1611	0.74	2.600
	负	13.87	0.77	1509	1838	22.37	1.24	32.99	1.83	1562	0.82	

注: Δ_y 、 θ_y 、 F_y 分别为各试件的屈服位移、屈服位移角、屈服荷载; Δ_u 、 θ_u 、 F_u 分别为各试件的峰值位移、峰值位移角、峰值荷载; Δ_d 、 θ_d 、 F_d 分别为各试件的极限位移、极限位移角、破坏荷载。

由表 3 可知: 试件 SW-2、SW-3 的屈服位移角较试件 SW-1 分别增加 12.7%、30.9%, 表明钢板强度的提高能有效延缓试件的屈服; 极限位移角分别减小 10.0%、1.6%, 延性系数分别下降 19.7%、24.1%, 即试件 SW-1 的延性最好, 这是由于两侧钢板不对称引发的扭转和面外侧移最终加剧了试件 SW-2、SW-3 的破坏, 导致其延性较低; 峰值荷载分别增加 10.4%、24.2%, 表明钢板强度的提高能明显提升试件的承载力。各试件的平均屈服位移角、极限位移角均满足 JGJ/T 380—2015《钢板剪力墙技术规范》^[19] 规定: 钢板组合剪力墙弹性层间位移角不宜大于 1/400, 弹塑性层间位移角不宜大于 1/80。

2.6 耗能能力

试件的耗能能力, 通常以等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 及累积耗能 ΣE 作为主要评价指标。计算模型见图 10。其中阴影部分为滞回曲线的单周滞回环包围的面积, 用 $S_{(ABC+CDA)}$ 表示, $\zeta_{eq} = S_{(ABC+CDA)} / S_{(\Delta OBE + \Delta ODF)}$, $S_{(\Delta OBE + \Delta ODF)}$ 为图中三角形 OBE 与 ODF 的面积之和。将单周滞回环包围面积逐级累加, 得到试件累积耗能与水平位移之间的关系。各试件的等效黏滞阻尼系数变化曲线及累积耗能曲线见图 11、12。

由图 11 可知: 各试件等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 的变化趋势基本相同, 随加载位移的增大先下降后上升; 试件 SW-1 在加载开始至承载力达到峰值之前

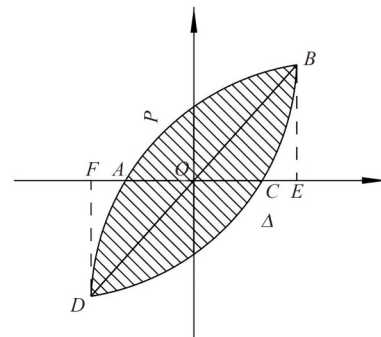


图 10 等效黏滞阻尼系数计算模型
Fig. 10 Calculation model of Equivalent viscous damping coefficients

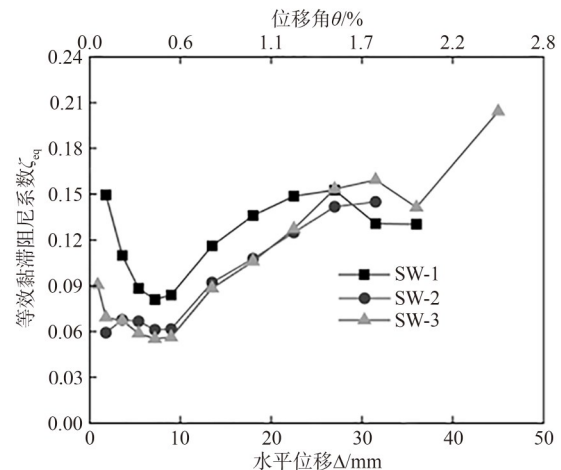


图 11 等效黏滞阻尼系数变化曲线
Fig. 11 Variation curves of equivalent viscous damping coefficients

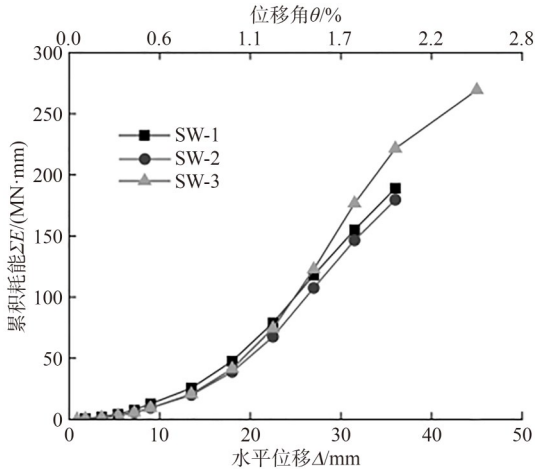


图 12 累积耗能曲线

Fig. 12 Cumulative energy dissipation curves

ζ_{eq} 最大,较试件 SW-2、SW-3 分别高出 26.6%、26.4%,这是由于试件 SW-1 两侧钢板强度较低,更容易发生塑性变形,因而耗能能力较强, ζ_{eq} 更大;当承载力达到峰值后,试件 SW-2 和 SW-3 的 ζ_{eq} 较试件 SW-1 分别高出 11.0%、27.2%,这是由于试件 SW-1 在加载后期的破坏程度和累积损伤更大,耗能能力降低,且试件 SW-3 的 ζ_{eq} 最大,表明钢板强度的提高会增强试件加载后期的耗能能力。由图 12 可知:各试件累积耗能 ΣE 均随加载位移的增大而逐渐增大,当水平位移达到 36 mm (位移角为 2%) 时,试件 SW-2 的 ΣE 较试件 SW-1 减少 4.9%,这是由于加载后期试件 SW-2 的面外侧移加剧,导致两侧钢板耗能不平衡,表明等厚度设计下试件的耗能能力无法得到充分发挥;试件 SW-3 的 ΣE 较试件 SW-1 高出 17.2%,表明钢板厚度、强度的增加能增大试件的累积耗能,且等强度设计较等厚度设计能更有效地发挥试件的耗能能力。

3 承载力计算

3.1 力学模型

由试验过程可知,各试件的破坏模式均为受弯为主的弯曲破坏。通过对试验过程和分析,建立单侧不锈钢双钢板组合剪力墙抗弯承载力计算公式,基本假定如下:

1) 加载过程中,剪力墙截面变形符合平截面假定;2) 钢板与混凝土之间变形协调,不发生相对滑移;3) 不考虑受拉区混凝土贡献,受压区混凝土采用 GB 50010—2010《混凝土结构设计规范》^[20] 建议的混凝土应力-应变关系,受压区混凝土应力按等效矩形应

力图计算;4) 忽略栓钉和拉筋在加载过程中对剪力墙承载力的影响;5) 承载力极限状态时,钢板应力符合全截面塑性假定。

根据以上假定,建立单侧不锈钢双钢板组合剪力墙的抗弯承载力计算模型与公式,计算模型见图 13。

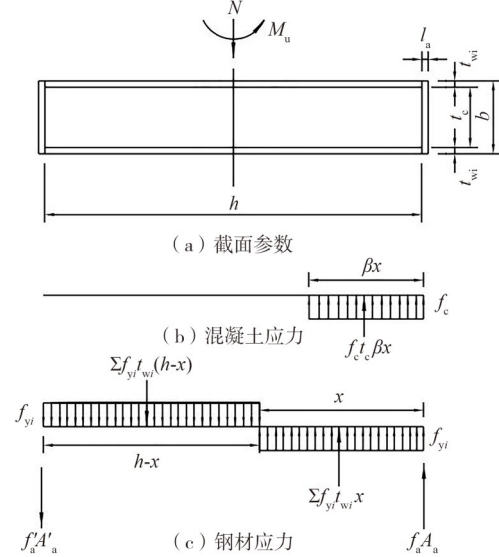


图 13 抗弯承载力公式计算模型

Fig. 13 Calculation model for the bending capacity formula

根据模型中的受力平衡可得:

$$\begin{aligned} N + \sum f_{yi} t_{wi} (h - x) + f'_a A'_a = \\ \beta f_c t_c x + \sum f_{yi} t_{wi} x + f_a A_a \end{aligned} \quad (2)$$

由此可推导出:

$$x = \frac{N + \sum f_{yi} t_{wi} h}{\beta f_c t_c + 2 \sum f_{yi} t_{wi}} \quad (3)$$

式中: f_y 为 Q355 钢板或不锈钢板屈服强度; t_{wi} 为 Q355 钢板或不锈钢板厚度; h 为剪力墙截面高度; x 为混凝土受压区高度; f_a 、 f'_a 分别为受拉、受压约束边缘构件的屈服强度; A_a 、 A'_a 分别为受拉、受压约束边缘构件的截面面积; t_c 为墙体内填混凝土截面厚度; β 为应力图形换算系数。根据 GB 50010—2010,当混凝土强度等级不超过 C50 时取 0.8,当混凝土强度等级为 C80 时取 0.74,其间按线性内插法确定。本文 β 取为 0.8。

依据力矩平衡对截面中心取矩可得:

$$\begin{aligned} M_u = \frac{1}{2} f_c t_c \beta x (h - \beta x) + \frac{1}{2} \sum f_{yi} t_{wi} x (h - x) + \\ \sum f_{yi} t_{wi} (h - x) \cdot \frac{1}{2} x + \frac{1}{2} f_a A_a (h + l_a) + \\ \frac{1}{2} f'_a A'_a (h + l_a) \end{aligned} \quad (4)$$

式中: l_a 为侧封钢板的厚度。

化简后可得:

$$M_u = 0.5f_c t_c \beta x (h - \beta x) + \sum f_{yi} t_{wi} x (h - x) + f_a A_a (h + l_a) \quad (5)$$

由弯矩平衡可知, 剪力墙试件的抗弯承载力为:

$$F_u = \frac{M_u}{H} \quad (6)$$

式中: F_u 为剪力墙试件的抗弯承载力; H 为试件基础顶面至水平荷载加载点的距离。

3.2 计算结果

由于 GB/T 51340—2018《核电站钢板混凝土结构技术标准》^[21] 中未包含双钢板组合剪力墙平面内抗弯承载力的相关计算公式, 本文选取 JGJ 138—2016《组合结构设计规范》^[22] 建议的钢板混凝土偏心受压剪力墙正截面受压承载力计算公式进行计算。将规范计算结果和本文采用的抗弯承载力计算公式的结果分别与试验结果进行比较, 见表 4。

表 4 试件极限承载力对比

Table 4 Comparison of ultimate bearing capacity of specimens

编号	F_1/kN	F_2/kN	F_2/F_1	F_3/kN	F_3/F_1
SW-1	1503	1917	1.275	1403	0.934
SW-2	1659	2066	1.245	1593	0.960
SW-3	1867	2171	1.163	1695	0.908

注: F_1 为试验结果; F_2 为《组合结构设计规范》公式计算值; F_3 为本文提出的抗弯承载力计算公式计算值。

从表 4 结果中可知, 规范的计算结果与试验结果的平均误差为 22.78%, 误差较大, 且计算结果偏大, 偏于不安全; 采用本文提出的计算公式得出的结果与试验结果的平均误差为 6.63%, 且计算结果偏小, 偏于安全, 表明通过以上假定作出的试件抗弯承载力理论计算能够较好地反映单侧不锈钢双钢板组合剪力墙试件的受力特点, 该承载力计算公式具有可行性。

4 结 论

完成了 3 个剪跨比为 1.5 的双钢板组合剪力墙试件在恒定轴压比条件下的平面内低周反复加载试验, 得出以下结论:

1) 各试件的破坏模式均为受弯为主的弯曲破坏, 其破坏过程大致可分为弹性阶段、钢板局部鼓曲阶段、屈服阶段、焊缝开裂阶段和破坏阶段。

2) 单侧不锈钢双钢板组合剪力墙试件的峰值

承载力高于普通双钢板组合剪力墙试件, 且刚度退化较慢, 具有较好的延性和耗能能力。

3) 单侧不锈钢双钢板组合剪力墙试件在等强度原则设计条件下各项力学性能优于等厚度原则设计。

4) 基于各项假定建立了单侧不锈钢双钢板组合剪力墙抗弯承载力计算模型与公式, 计算结果与试验结果吻合较好, 表明该计算公式具有较好的适用性。

参 考 文 献

- [1] AKIYAMA H, SEKIMOTO H, FUKIHARA M, et al. A compression and shear loading test of concrete filled steel bearing wall [C]//Transactions of the 11th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. Tokyo, Japan: International Association for Structural Mechanics in Reactor Technology, 1991: 323-328.
- [2] 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): 225-244.
- [3] VARMA A H, MALUSHTTE S R, SENER K C, et al. Steel-plate composite (SC) walls for safety related nuclear facilities: design for in-plane forces and out-of-plane moments [J]. Nuclear Engineering & Design, 2014, 269: 240-249.
- [4] SENER K C, VARMA A H, BOOTH P N, et al. Seismic behavior of a containment internal structure consisting of composite SC walls [J]. Nuclear Engineering & Design, 2015, 295: 804-816.
- [5] SENER K C, VARMA A H, AYHAN D. Steel-plate composite (SC) walls: out-of-plane flexural behavior, database, and design [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 108: 46-59.
- [6] 聂建国, 卜凡民, 樊健生. 高轴压比、低剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙拟静力试验研究 [J]. 工程力学, 2013, 30 (6): 60-66.
- [7] 聂建国, 陶慕轩, 樊健生, 等. 双钢板-混凝土组合剪力墙研究新进展 [J]. 建筑结构, 2011, 41 (12): 52-60.
- [8] 熊峰, 何涛, 周宁. 核电站双钢板混凝土剪力墙抗剪强度研究 [J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2015, 42 (9): 33-41.
- [9] 可飞, 郭全全, 赵唯以, 等. 双钢板混凝土组合剪力墙双向压弯性能研究 [J]. 工业建筑, 2016, 46 (4): 128-134.
- [10] 朱峰岐, 郁银泉, 王喆, 等. 装配整体式双钢板组合剪力墙抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2023, 44 (5): 146-156.
- [11] 游业刚, 李健, 王腾, 等. 双钢板组合剪力墙轴压性能研究综述 [J]. 钢结构(中英文), 2022, 37 (8): 1-8.
- [12] 蒙春丽, 柯晓军, 苏益声, 等. 钢板混凝土剪力墙拉弯剪性能试验研究 [J]. 工程力学, 2024, 41 (5): 146-154.
- [13] 樊健生, 丁然, 聂鑫, 等. 高性能双钢板混凝土结构研究与应用 [J]. 建筑结构学报, 2022, 43 (9): 55-72.
- [14] 肖占方, 彭浩, 王峰. 贮存水池不锈钢覆面的设计与安装 [J]. 机械工程与自动化, 2021 (3): 217-218.
- [15] 国家标准化管理委员会. 不锈钢热轧钢板和钢带: GB/T 4237—

- 2015 [S]. 北京:中国标准出版社,2016.
- [16] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土物理力学性能试验方法标准:GB/T 50081—2019 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2019.
- [17] 国家标准化管理委员会. 金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法:GB/T 228.1—2021 [S]. 北京:中国标准出版社,2021.
- [18] PARK R. Ductility of square-confined concrete columns [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1982, 108 (4): 929—950.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢板剪力墙技术规程:JGJ/T 380—2015 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [20] 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,2015.
- [21] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 核电站钢板混凝土结构技术标准:GB/T 51340—2018 [S]. 北京:中国计划出版社,2018.
- [22] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 组合结构设计规范:JGJ 138—2016 [S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.