文章编号:1674-2974(2025)05-0066-13 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2025048

核电单侧不锈钢双钢板组合剪力墙平面外受力性能研究

吴丽丽[1†],王兴鸽[1],武海鹏[1],杨雨轩[1],于跃[2]
[1. 中国矿业大学(北京) 力学与土木工程学院,北京 100083;
2. 中国核电工程有限公司,北京 100840]

摘 要:核电站反应堆水池采用单侧不锈钢双钢板组合剪力墙,为研究该类型组合剪力墙平面外受力性能,设计了两个栓钉和拉筋配置不同的1:2.5缩尺试件,进行了平面外的低周往复荷载试验,分析了单侧不锈钢双钢板剪力墙平面外受力的破坏模式、滞回性能、刚度退化、耗能等指标以及栓钉和拉筋减量的影响.试验结果表明,加载过程中普通钢板先于不锈钢板发生鼓曲,侧封钢板焊缝开裂,随后多处栓钉、拉筋断裂,混凝土压碎至试件破坏.两个试件的滞回曲线饱满,抗震性能良好,普通低合金钢板的塑性发展更为充分.栓钉间距由80 mm增至90 mm后试件的平均延性系数降低了8.3%,平面外正反两方向的承载力下降幅度在10%以内.利用Abaqus有限元软件建立了单侧不锈钢双钢板组合剪力墙有限元模型,并与试验结果进行对比,两者吻合良好.基于有限元模型进一步分析了混凝土强度、含钢率、两侧钢板抗拉承载力差值等参数对单侧不锈钢双钢板组合剪力墙平面外受力性能的影响.计算结果表明,混凝土强度对剪力墙承载力影响较小;试件的单侧含钢率由0.5%增至2.5%时,试件低合金钢板受拉方向承载力增大了160%,不锈钢板受拉方向承载力增大了176%;当两侧钢板的抗拉承载力差值超过30%时,试件两个方向的承载力差值超过了15%,结合试验给出了各参数的建议值.

关键词:双钢板组合剪力墙;双相不锈钢;平面外受力性能;栓钉布置;含钢率
中图分类号:TU398.2 **文献标志码**:A

Study on Out-of-plane Mechanic Performance of Single-sided Stainless Steel Double Steel Plate Composite Shear Wall for Nuclear Facilities

WU Lili[1†], WANG Xingge[1], WU Haipeng[1], YANG Yuxuan[1], YU Yue[2]
(1. School of Mechanics and Civil Engineering, China University of Mining and Technology, Beijing, Beijing 100083, China;
2. China Nuclear Power Engineering Co., Ltd., Beijing 100840, China)

Abstract: The reactor pool of nuclear power stations adopts a single-sided stainless steel double-steel plate composite shear wall. To study the out-of-plane mechanic performance of this type of composite shear wall, two

* **收稿日期**:2024-06-08
基金项目:国家自然科学基金资助项目(52178177), National Natural Science Foundation of China(52178177);中国矿业大学(北京)越崎杰出学者奖励计划项目(2602021RC59), Project of Yueqi Distinguished Scholar Program of China University of Mining and Technology, Beijing(2602021RC59)
作者简介:吴丽丽(1977—),女,江西南昌人,中国矿业大学(北京)教授,博士
† 通信联系人,E-mail: wull2016@cumtb.edu.cn

1∶2.5 scaled specimens with different bolt and tie bar configurations were designed. Low-cycle reciprocating load tests were conducted to investigate the failure mode, hysteretic behavior, stiffness degradation, energy dissipation, as well as the impact of bolt and tie bar reduction on the out-of-plane performance of the single-sided stainless steel double steel plate shear wall. The test results showed that during loading, the common steel plate first buckled, followed by the buckling of the stainless steel plate, and the side sealing steel plate weld cracked. Subsequently, multiple bolts and reinforcing tie bars broke, leading to the crushing of concrete until the specimen failed. The hysteresis curves of the two specimens were full, indicating good seismic performance, and the plastic development of common low-alloy steel plates was sufficient. When the bolt spacing increased from 80 mm to 90 mm, the average ductility coefficient of the specimens decreased by 8.3%, and the bearing capacity in both positive and negative out-of-plane directions decreased by less than 10%. A finite element model of the single-sided stainless steel double steel plate shear wall was established using Abaqus software, and it was compared with experimental results, showing good agreement between them. The finite element model was further used to analyze the impact of parameters such as concrete strength, steel content ratio, and the difference in tensile bearing capacity between the two sides of the steel plates on the out-of-plane bearing performance of the wall. The results indicate that the strength of the concrete has a minor impact on the bearing capacity of the shear wall. When the unilateral steel content ratio of the specimen increases from 0.5% to 2.5%, the bearing capacity of the low alloy steel plate in the tensile direction rises by 160%, and that of the stainless steel plate increases by 176%. When the difference in tensile bearing capacity of the steel plates on both sides exceeds 30%, the difference in bearing capacity of the shear walls in both directions exceeds 15%. Based on the experiments, recommended values for each parameter are provided.

Key words: double steel plate composite shear wall; duplex stainless steel; out-of-plane mechanic performance; bolts arrangement; steel content ratio

双钢板混凝土组合剪力墙是将钢板和混凝土通过抗剪连接件有效组合在一起共同工作的抗侧力结构. 众多学者[1-5]对用于超高层建筑的双钢板组合剪力墙抗震性能进行了一系列的研究,针对不同轴压比,剪跨比变量,设计了面内低周反复荷载试验,结果表明,与钢筋混凝土剪力墙相比,双钢板组合剪力墙抗剪承载力显著提高,具有良好的延性和耗能能力,抗震性能良好. 针对双钢板剪力墙的钢板形式以及连接件构造,学者们[6-9]采取了多种措施来提高剪力墙的受力性能,如 Tong 等[6]设计了采用波纹钢板的双钢板组合剪力墙并进行了试验研究.

近年来,我国核电行业进入了安全、高效的快速发展期,对核电设施的质量、周期及技术方面提出了更高的要求,双钢板组合剪力墙以其承载力高、延性好和施工周期短等优势在核电工程中得到广泛应用. Takeuchi 等[10]首先提出在核电工程结构中应用双钢板组合剪力墙结构,并对其设计的双钢板组合剪力墙进行了轴压试验及弯剪试验研究,证明了双钢板组合剪力墙结构用于核电工程的可行性. 为了分析核电工程的双钢板组合剪力墙平面内、平面外的抗震性能,学者们[11-14]开展了拟静力试验及数值模拟,如李晓虎[12]设计了以栓钉、拉筋为连接件的双钢板组合剪力墙,考虑钢板厚度、混凝土强度、栓钉和加劲肋等因素的影响,对小轴压比下的双钢板组合剪力墙开展了平面内及平面外的拟静力试验和数值模拟,研究结果表明,增大钢板厚度能有效提高墙体的极限承载能力和钢板屈服后的墙体刚度,栓钉间距在一定范围内变化对试件刚度、承载力和耗能能力无明显影响.

本文设计的单侧不锈钢双钢板组合剪力墙结构应用于核电站中圆筒状大型水池,与水接触的一侧采用不锈钢板,相比传统的不锈钢覆面设计,可实现结构与防水的一体化设计,缩短施工周期,减少安全隐患. 现有研究表明普通双钢板组合剪力墙具有良

好受力性能以及在核电工程应用的可行性,但针对单侧不锈钢在组合结构中的应用以及钢板不对称布置的研究甚少,同时考虑到壳体结构截面承受轴向拉压,平面内抗弯、抗剪以及平面外抗弯、抗剪和抗扭等复杂受力,且当核反应堆遭受地震、沿厚度方向突发温差效应时[15],反应堆水池剪力墙将承担较大的面外荷载.因此本文以核电站中水池的剪力墙结构为背景,设计了2个缩尺比例为1∶2.5的单侧不锈钢双钢板组合剪力墙试件,不锈钢侧采用S22053双相不锈钢,另一侧普通低合金钢采用Q355,两试件除栓钉间距不同外其他参数均相同,栓钉基准布置时间距为80 mm,减量布置时间距为90 mm,进行了面外低周往复加载试验.建立了单侧不锈钢双钢板组合剪力墙有限元模型,开展了关于混凝土强度、含钢率和两侧钢板抗拉承载力差值等变化的有限元参数拓展分析,对圆筒状结构剪力墙的抗震性能评估具有实际意义.

1 试验概况

1.1 试件设计及材料性能

根据核电站中水池墙体结构主要参数,设计了2个缩尺比例为1∶2.5的试件,编号分别为SC-1和SC-2,剪力墙尺寸(宽×高×厚)为1 600 mm×1 800 mm×400 mm,为防止不同钢材间发生电化学腐蚀,不锈钢板上采用A2-70不锈钢栓钉,普通低合金钢板上采用ML15栓钉.《核电站钢板混凝土结构技术标准》(GB/T 51340—2018)[15]中关于栓钉间距的规定为4.2.4条和4.2.5条,两者计算所得栓钉间距差值较大,4.2.5条计算结果保守,因此本文变化栓钉间距设计了两片剪力墙试件,SC-1为栓钉正常布置试件,栓钉间距符合上述规范条文中4.2.4条和4.2.5条的规定;SC-2为栓钉和拉筋减量配置,其间距满足规范[15]中4.2.4条,突破4.2.5条规定,但满足《组合结构设计规范》(JGJ 138—2016)[16]中栓钉完全抗剪连接设计有关规定.拉筋间距为栓钉间距的2倍,在拉筋和栓钉重合的位置,只保留拉筋.试件的轴压比设置为0.1,混凝土设计标号为C40,不锈钢板采用S22053材质,低合金钢板采用Q355,两侧钢板厚度均为8 mm,SC-1的几何尺寸及构造如图1所示,试件具体参数见表1.

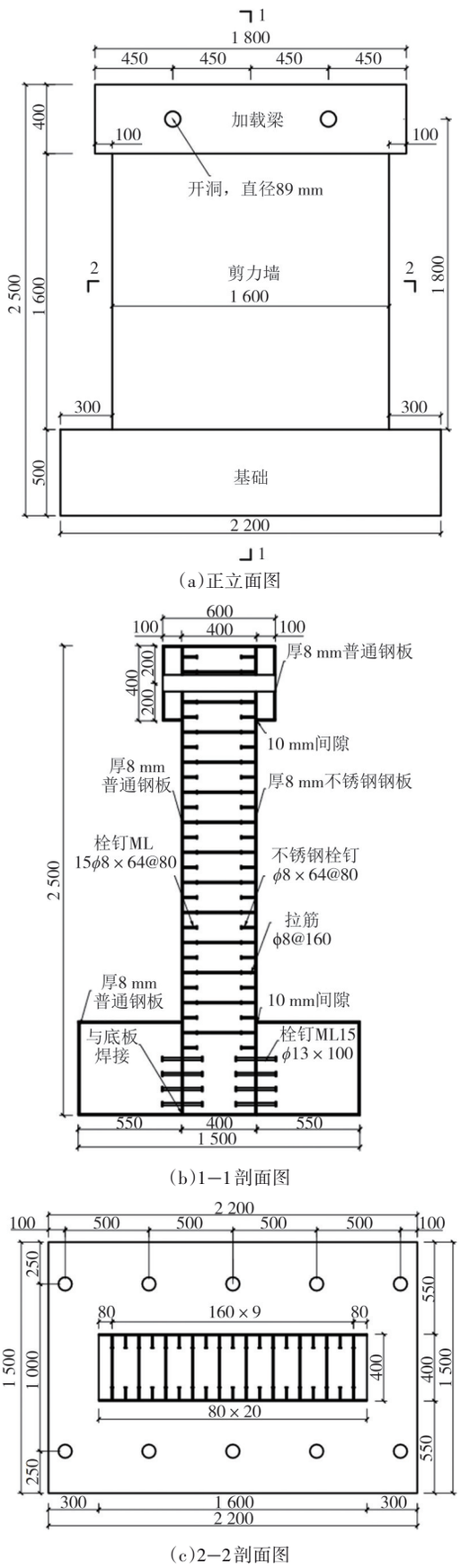


图1 试件尺寸及构造(单位:mm)

Fig.1 Dimension and detailing of the specimen (unit: mm)

试件采用同批次的商品混凝土 C40 进行浇筑,同时制作了 9 个边长 150 mm 的标准混凝土立方体试块,与试件在同等条件下养护,测得混凝土立方体抗压强度平均值为 51.0 MPa. 根据《金属材料 拉伸试验 第 1 部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)[17]加工钢板试样,两种材质的钢板各加工 3 个试样,栓钉及拉筋各选取 3 个试样,采用万能试验机进行室内钢材拉伸试验,试验结果如表 2 所示.

表 1　试件设计参数

Tab.1　Design parameters of specimens

试件	宽×高×厚/(mm×mm×mm)	钢板厚度/mm	含钢率/%	钢板材质	栓钉直径/mm-长度/mm-间距/mm	拉筋直径/mm-间距/mm
SC-1	1 600×1 800×400	8	2.0	Q355+S22053	8-64-80	8-160
SC-2	1 600×1 800×400	8	2.0	Q355+S22053	8-64-90	8-180

表 2　钢材的材料性能

Tab.2　Properties of steel material

钢材	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	伸长率/%
S22053 钢板	541.4	728.5	36.9
Q355 钢板	389.9	528.9	29.0
A2-70 栓钉	410.2	526.3	23.2
ML15 栓钉	420.5	516.4	22.1
HPB300 钢筋	527.8	608.3	29.0

1.2　试验装置及步骤

采用大型拟静力加载装置对试件进行低周反复加载下抗震性能试验,竖向荷载采用竖向穿心千斤顶施加,水平荷载由固定在反力墙上的两个并联的水平作动器施加,基础梁通过地锚螺栓锚固于反力地面上.剪力墙平面外低周反复加载试验装置示意图见图 2.

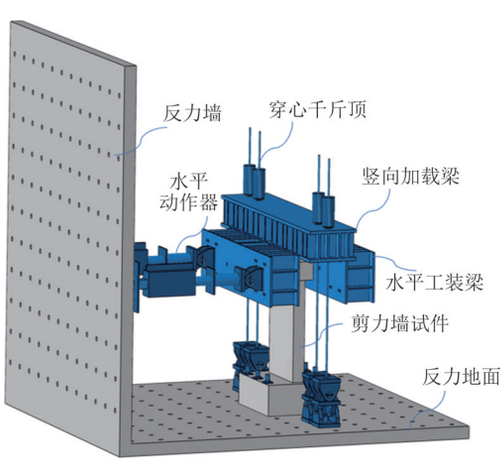


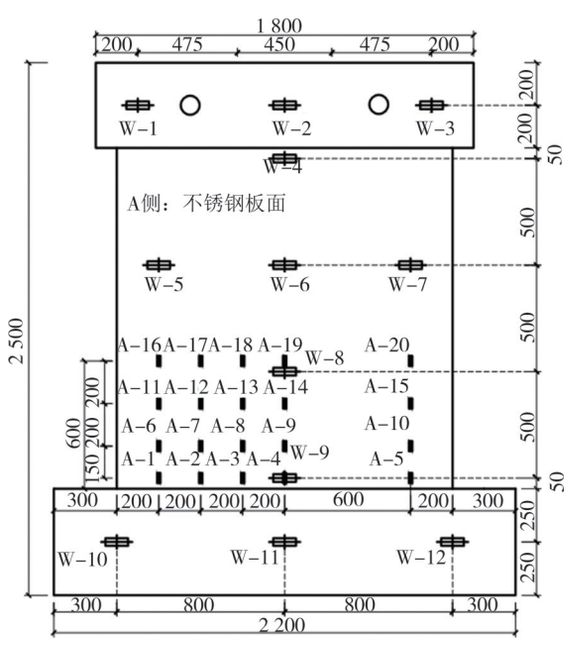
图 2　加载装置

Fig.2　Test setup

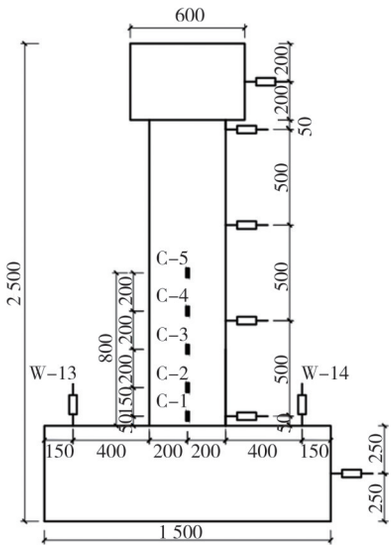
试验步骤如下:1)按试验设计安装设备,完成调试工作;2)施加竖向荷载至试验轴压比 0.1,并稳定其在试验过程中不变;3)施加水平方向预加载 0.9 mm 位移,往复加载 1 次;4)逐级施加水平低周反复荷载,全程位移控制,位移(位移角)为 1.8(0.1%)、3.6(0.2%)、5.4、7.2、9 mm(0.5%)时,各往复加载 1 次;位移(位移角)为 13.5、18(1%)、22.5、27、31.5、36(2%)、45、54、63、72、81、90 mm(5%)等,各往复加载 2 次,试件承载力下降至峰值荷载的 85% 后停止试验.加载时普通低合金钢板侧受拉为正向加载,不锈钢板侧受拉为负向加载.

1.3　测点布置及量测内容

试件的测点布置如图 3 所示,在墙体、加载梁和基础梁上布置位移计,量测各部位位移情况.布置的位移计编号为 W-1~W-14. 在试件钢板表面布置应变片,监测塑性发展区域沿高度方向的应变发展规律,低合金钢侧应变片布置与不锈钢侧相同,不锈钢侧应变片编号为 A-1~A-20,普通低合金钢侧编号为 B-1~B-20,墙体侧封钢板上应变片编号为 C-1~C-5.



(a)正视图



(b)侧视图

图3 测点布置图(单位:mm)

Fig.3 Layout of measuring points(unit:mm)

2 试验现象与结果分析

2.1 试验现象

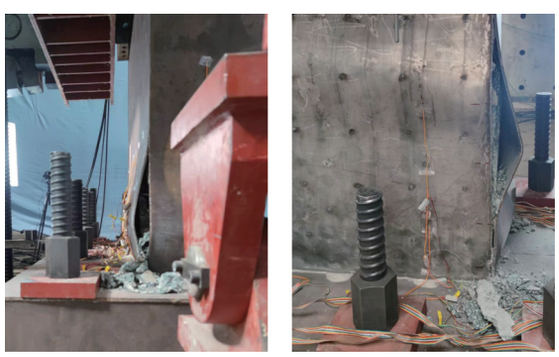
试验结果表明,两试件在轴向力和平面外水平往复荷载作用下均发生了以弯曲为主的弯剪破坏,它们在面外荷载作用下的受力过程基本相似,可分为弹性阶段、屈服发展阶段和破坏阶段.弹性阶段:加载初期,钢板和混凝土处于弹性状态,在栓钉和拉筋的抗剪连接作用下两者协同工作共同抵抗荷载,从外观观察,试件无明显的破坏现象.屈服发展阶段:在此阶段,普通低合金钢板底部出现鼓曲,在-45 mm(位移角为2.5%)加载等级下观察到钢板明显鼓曲,随着加载,钢板的鼓曲不断扩张,并有贯通整个钢板长度方向的趋势,但当普通低合金钢板受拉时,鼓曲能恢复,而此阶段不锈钢板未出现明显鼓曲.破坏阶段:普通低合金钢板的鼓曲扩张贯通墙体宽度方向,鼓曲鼓起的高度及沿墙体高度方向的宽度都增大,且当普通低合金钢板受拉时,其鼓曲不能完全恢复,不锈钢板在54 mm(位移角为3%)加载等级下也出现明显鼓曲,并贯通墙体宽度方向,如图4所示.随着进一步的加载,在63 mm(位移角为3.5%)加载等级下侧封钢板处焊缝撕裂,如图5所示,进一步加载,混凝土破坏严重,距基础顶部300 mm范围内多处拉筋及栓钉断裂,试件破坏,试件加载后的整体破坏情况如图6所示.



(a)普通低合金钢板 (b)不锈钢板

图4 加载过程中钢板鼓曲

Fig.4 Steel plate bulging during loading process



(a)普通低合金钢板 (b)不锈钢板

图5 焊缝开裂

Fig.5 Cracking of weld seam



(a)普通低合金钢板 (b)不锈钢板

图6 试件破坏情况

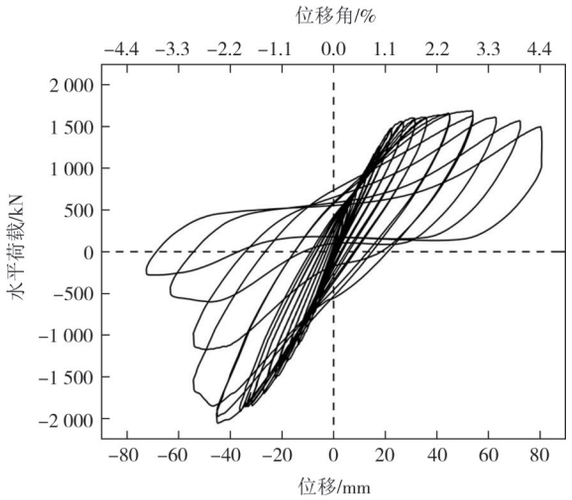
Fig.6 Failure modes of the specimen

SC-2与SC-1在弹性阶段及屈服发展阶段的试验现象无明显差别,但SC-2在破坏阶段发展更为迅速,其拉筋及栓钉在加载位移角为3%~3.5%期间出现连续断裂的现象,同时伴随焊缝撕裂及混凝土破坏.

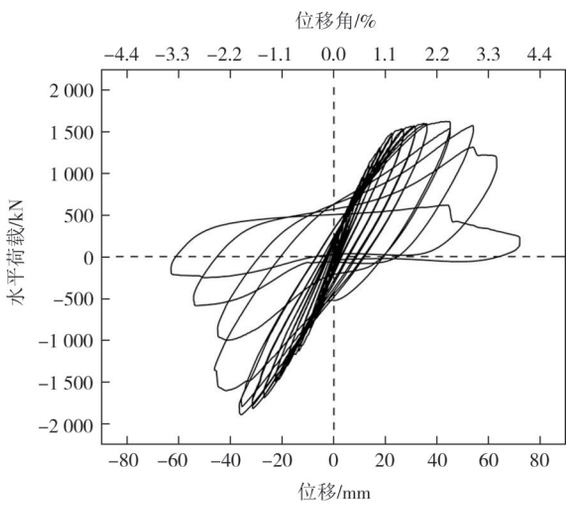
2.2 滞回曲线与骨架曲线

两试件滞回曲线如图7所示,其中纵坐标的水平荷载为两个水平作动器叠加的总荷载,横坐标为加载梁上位移计W-1、W-2、W-3[见图3(a)]采集到的水平位移的平均值.

从试验现象和图7中可以看出,钢板鼓曲前的曲线基本呈现线性变化,基本无残余变形,当加载到13.5 mm(位移角为0.75%)位移时,滞回环由线性转变为向外鼓曲的梭形,滞回环面积大幅增大,耗能明显增加,SC-1及SC-2分别在位移角为3.0%、2.4%



(a)SC−1



(b)SC−2

图 7　试件水平荷载−位移滞回曲线

Fig.7　Horizontal load−displacement hysteretic curves

时,试件承载力到达峰值,此时可以观察到试件的钢板鼓曲明显.进一步加载,滞回环形状由外凸梭形转变为“S”形,其面积比上一阶段的梭形又有大幅增大,随着钢板与混凝土的剥离,栓钉、拉筋与混凝土的剥离以及栓钉和拉筋的断裂,试件持续耗能,刚度和承载力逐步下降.总体而言,两个试件的滞回曲线较为饱满,试件的耗能能力较好,栓钉和拉筋减量的试件 SC−2 与栓钉正常布置的 SC−1 相比,栓钉和拉筋减量试件的滞回曲线形成的包络面积较小,这是由于 SC−2 相比 SC−1 栓钉间距较大,在达到试件承载力后,栓钉的破坏较为密集,导致试件承载力退化更早、更快.

对试验数据进行处理得出试件的骨架曲线如图 8 所示.从图 8 中可以看出,两试件骨架曲线均为 S 形,但正负方向的骨架曲线不完全对称,负向极限承载力高于正向,其原因为反复荷载作用下,S22053 不锈钢板强度高,普通低合金钢板会先屈服,低合金钢侧的混凝土会先被压碎,当负向达到峰值荷载时,普通低合金钢板及这一侧的混凝土破坏严重,导致其荷载下降快.SC−2 的承载力在达到峰值后下降较快,这是由于试验过程中栓钉和拉筋减量后试件在受力过程中栓钉及拉筋的破坏更为严重,钢板的鼓曲发展较快.

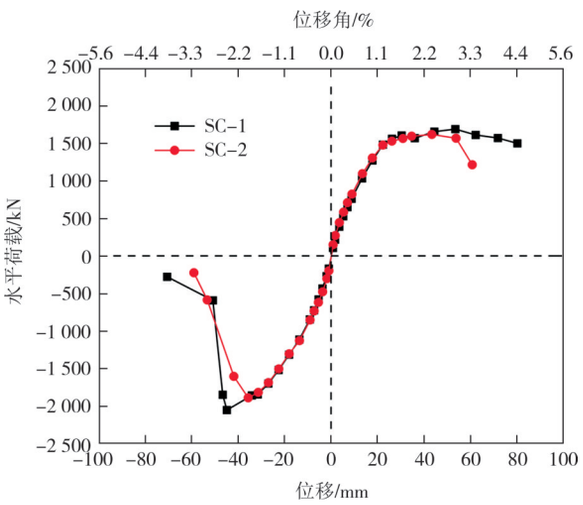


图 8　试件水平荷载−位移骨架曲线

Fig.8　Horizontal load−displacement skeleton curves

2.3　承载力及延性

试件的延性系数为极限位移和屈服位移之比,试件的承载力及延性如表 3 所示.其中,F_y、Δ_y 为屈服荷载、屈服位移(通过 Park 法计算得到),F_m、Δ_m 分别为峰值荷载、峰值位移,F_d、Δ_d 分别为破坏荷载、极限位移(对应峰值荷载下降至 85% 的荷载和位移),F_w 为根据《核电站钢板混凝土结构技术标准》(GB/T 51340—2018)[15] 中 4.3.4 条计算所得的面外抗弯承载力,μ、μ_p 分别为延性系数和平均延性系数.从表 3 中可以看出,单侧不锈钢试件正负两个方向的屈服荷载、峰值荷载和破坏荷载存在差异,由此所得两个方向的延性也存在差距.面外抗弯承载力计算值小于试验值,规范计算结果偏于安全.栓钉和拉筋减量布置的 SC−2 与 SC−1 相比,承载力及延性有所降低,负向峰值荷载降低了 7.9%,正向峰值荷载降低了 4.2%,平均延性系数降低了 8.3%.

2.4　刚度退化

按照式(1)计算试件在各级加载下的割线刚度,其中 K_{i+}、K_{i-} 为第 i 级加载时正、负方向刚度,F_{i+}、F_{i-} 为第 i 级加载中正、负方向分别达到的最大荷载,Δ_{i+}、Δ_{i-} 为其相应的位移.荷载为两个水平作动器施加的总荷载,位移为加载梁上位移计 W−1、W−2、W−3

表 3 主要阶段试验结果

Tab.3 Test results at main stages

试件	方向	F_y/kN	Δ_y/mm	F_m/kN	Δ_m/mm	F_d/kN	Δ_d/mm	F_w/kN	μ	μ_p
SC-1	负向	−1 377.20	−18.94	−2 054.68	−44.90	−1 746.48	−49.70	−1357.3	2.62	3.48
	正向	1 296.20	18.57	1 689.98	53.54	1 436.48	80.40	978.4	4.33	
SC-2	负向	−1 380.00	−16.43	−1 892.26	−35.7	−1 608.42	−41.90	−1 357.3	2.55	3.19
	正向	1 167.83	15.07	1 618.32	43.45	1 375.60	57.60	978.4	3.82	

采集到的水平位移的平均值.

$$K_{i+}=\frac{F_{i+}}{\Delta_{i+}}K_{i-}=\frac{F_{i-}}{\Delta_{i-}} \tag{1}$$

对试验数据进行计算处理得出的试件的刚度退化曲线如图 9 所示.

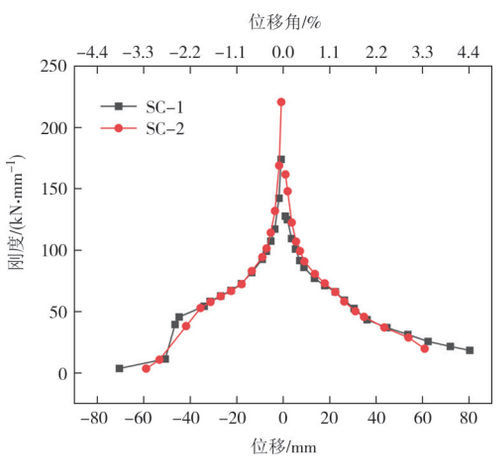


图 9 试件刚度退化曲线

Fig.9 Stiffness degradation curves of specimens

从图 9 中可以看出,在加载初期刚度退化明显,在加载的中后期刚度退化逐渐变缓,两个试件的刚度退化趋势一致. 栓钉和拉筋减量的试件 SC-2 与 SC-1 相比,初始刚度和刚度退化曲线都无明显差异.

2.5 耗能能力

试件加载一周的荷载-位移曲线的包围面积,可表征试件的耗能能力,通过计算加载过程中每个滞回圈的包围面积绘制试件的等效黏滞阻尼系数-位移曲线和累积耗能曲线. 等效黏滞阻尼系数的计算参考《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)[18],对试验数据进行计算处理得出试件的等效黏滞阻尼系数曲线如图 10 所示,其中横坐标为加载梁上位移计 W-1、W-2、W-3 采集到的水平位移的平均值.

从图 10 中可以看出,在水平位移为 27 mm(位移角为 1.5%)前等效黏滞阻尼系数较小,随着加载位移的增大,钢板的鼓曲,试件的等效黏滞阻尼系数增长速度明显加快,加载位移达 63 mm 时两个试件的等效黏滞阻尼系数都在 0.2 以上,说明试件的耗能能力良好.

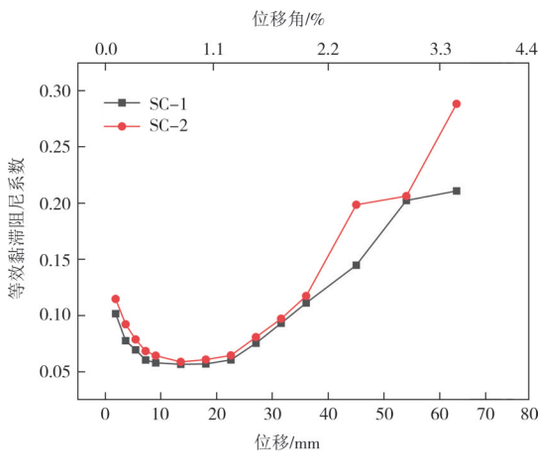


图 10 试件等效黏滞阻尼系数-位移曲线

Fig.10 Curves of equivalent hysteretic damping coefficient vs. displacement of specimens

试件的累积耗能曲线如图 11 所示,其中横坐标为加载梁上位移计 W-1、W-2、W-3 采集到的水平位移的平均值,纵坐标为计算所得累积耗能. 在达到 27 mm 位移(位移角为 1.5%)前的加载阶段,累积耗能上升缓慢,水平位移加载到 45 mm 即接近峰值荷载时,累积耗能开始迅速增加直至加载结束,试件 SC-1、SC-2 加载到最后一周的累积耗能分别为 463 998、365 451 kN·mm,与 SC-1 相比,栓钉和拉筋减量的 SC-2 累积耗能降低了 21%.

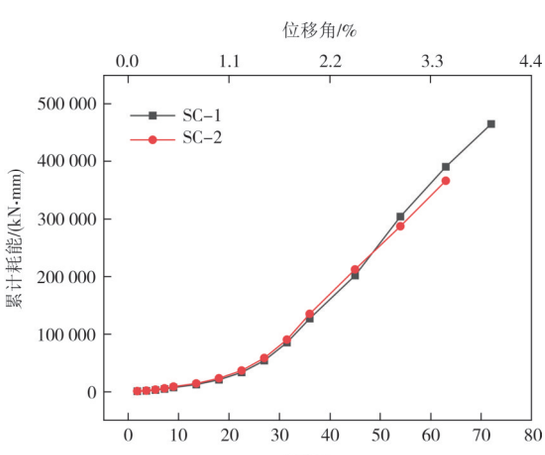
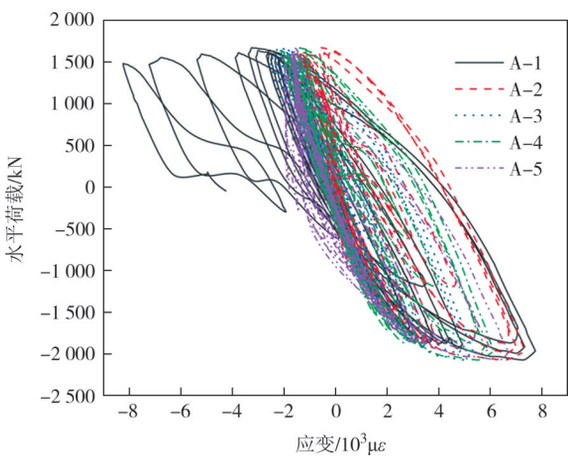


图 11 试件累积耗能曲线

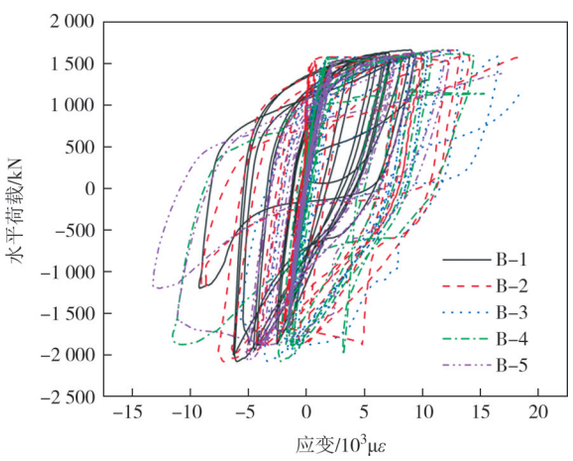
Fig.11 Cumulative dissipated energy curves of specimens

2.6　应变分析

试件 SC-1 与 SC-2 的应变发展规律相似,选取 SC-1 双相不锈钢板和普通低合金钢板上沿试件长度方向布置的应变片绘制荷载-应变滞回曲线,如图 12 所示,应变片编号依次为 A-1~A-5,B-1~B-5. 从图 12 中可以看出 S22053 钢板及 Q355 钢板在剪力墙同一高度上,沿剪力墙长度方向的各点应变变化趋势相同,在同一高度上 Q355 钢板相应测点应变值普遍大于 S22053 钢板应变值. 继续选取 SC-1 的双相不锈钢板和普通低合金钢板上沿试件高度方向布置的应变片绘制荷载-应变曲线,如图 13 所示,应变片编号依次为 A-1、A-6、A-11、A-16、B-1、B-6、B-11、B-16. 从图 13 中可以看出,双相不锈钢板及普通低合金钢板分别在剪力墙高度 400 mm、600 mm 范围内达到屈服,普通低合金钢板的塑性发展更为充分.



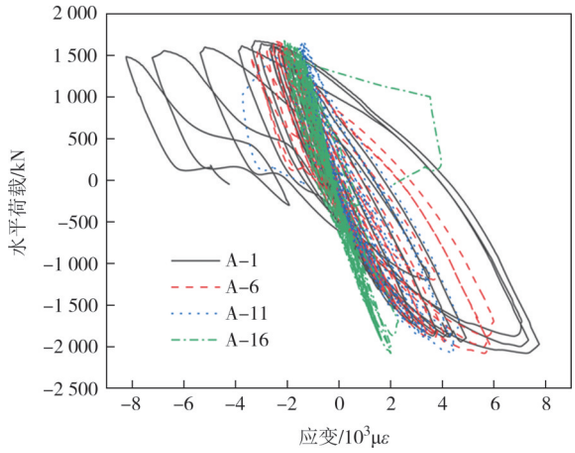
(a)S22053 双相不锈钢板应变



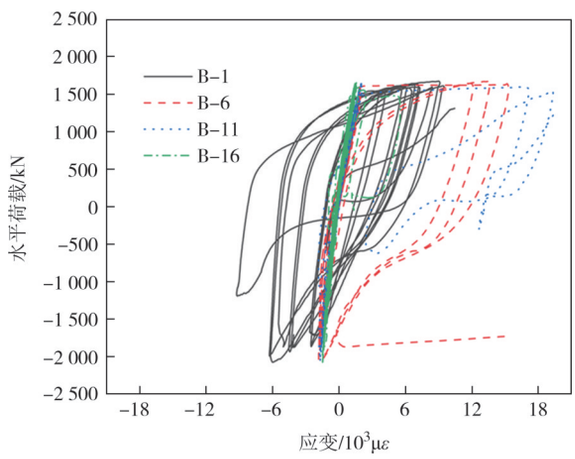
(b)Q355 低合金钢板应变

图 12　沿剪力墙长度方向的荷载-应变曲线

Fig.12　Load-strain curves along the length direction of the shear wall



(a)S22053 双相不锈钢板应变



(b)Q355 低合金钢板应变

图 13　沿剪力墙高度方向的荷载-应变曲线

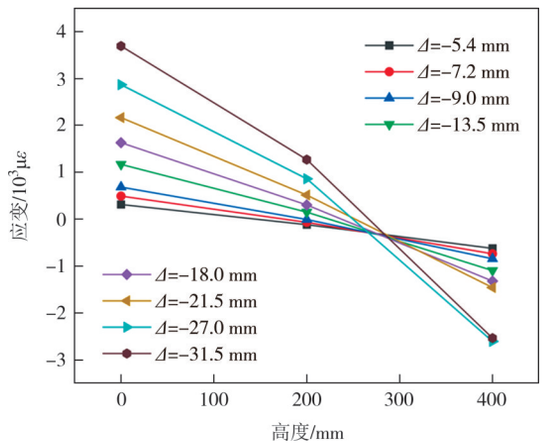
Fig.13　Load-strain curves along the height direction of the shear wall

选取试件 SC-1 和 SC-2 的 A-1 应变片测点、C-1 应变片测点、B-1 应变片测点绘制不同加载位移等级下沿墙体厚度方向的纵向应变分布曲线,如图 14 所示,试件受力过程中沿墙体厚度方向各测点的竖向应变基本呈线性分布,符合平截面假定.

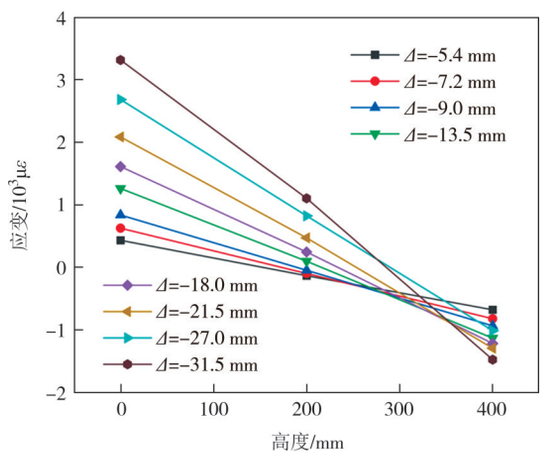
3　数值分析

3.1　模型建立

利用 Abaqus 有限元软件对本文所设计的 2 片剪力墙进行数值分析,通过试验验证有限元模型,在此基础上进行参数拓展分析,建立的剪力墙有限元模型如图 15 所示. 混凝土、加载梁和基础梁采用 8 节点三维实体线性缩减积分单元 C3D8R,钢板采用 4 节点减缩积分壳单元 S4R,拉筋采用桁架单元 T2D3 模拟. Q355 钢板材料本构选取双折线模型,钢材屈服



(a)SC-1



(b)SC-2

图 14 沿墙厚分布的纵向应变分布规律

Fig.14 Vertical strain along the height direction of the section

后的刚度取弹性阶段刚度的1%,S22053钢板材料本构采用Rasmussen[19]推荐的常温下不锈钢材料应力-应变模型.混凝土选取塑性损伤模型.材料本构模型中相关参数采用1.1节材性试验得到的结果.法向采用“硬接触”,切向采用“罚”来模拟钢板和混凝土之间的黏结作用.钢板与混凝土在栓钉及拉筋的节点处采用weld连接单元模拟其连接作用,拉筋埋入混凝土中.试验过程所测基础滑移很小,在有限元模拟中,基础底部采用完全固定的边界条件,在分析步1中施加竖向荷载,在分析步2中施加水平荷载.

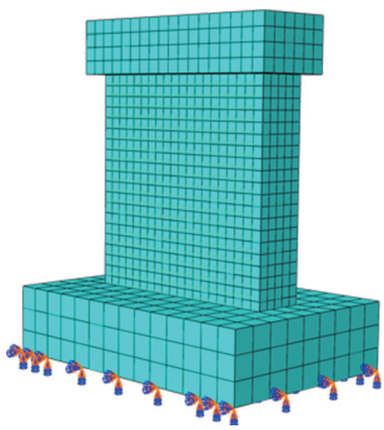


图 15 有限元模型

Fig.15 Finite element model

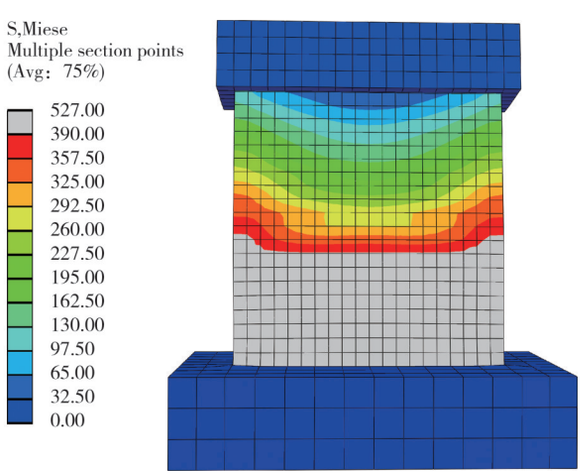
3.2 模型验证

图16为钢板破坏形态的有限元结果与试验结果的对比,发生破坏的部位均为剪力墙底部,两者破坏特征相似.同时应变、应力分析结果表明,有限元模型中钢板发展塑性区域与试验实测的结果基本一致.

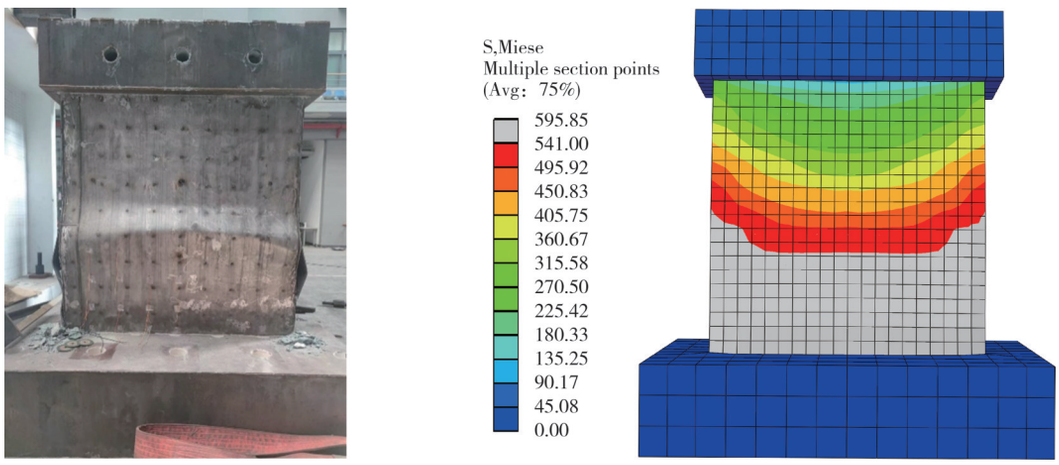
图17为剪力墙试件荷载-位移曲线的有限元计算结果和试验结果的对比情况,从图中可以看出,两曲线的变化趋势一致,有限元计算的峰值荷载和初始刚度与试验结果吻合较好.有限元模拟的下降段不明显,这与数值模型中忽略了累积损伤对试件受力的影响有关.总体上数值分析结果与试验结果吻合较好,该数值模型可用于下文的参数拓展分析.



(a)SC-1试验现象



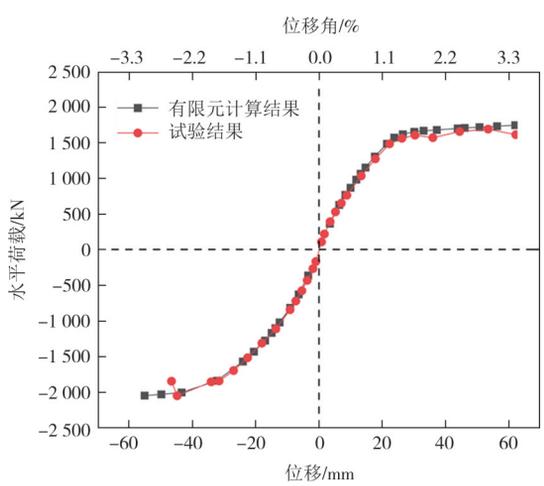
(b)SC-1有限元结果



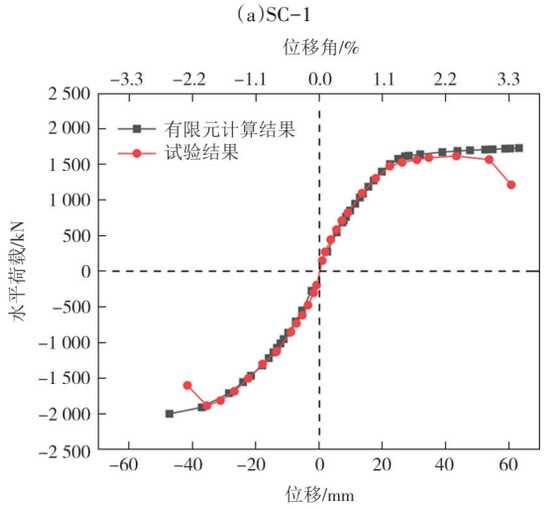
(c)SC-2试验现象　　(d)SC-2有限元结果

图 16　有限元计算与试验结果破坏特征对比

Fig.16　Comparison of failure characteristics between numerical and experimental results



(a)SC-1



(b)SC-2

图 17　有限元计算与试验结果骨架曲线对比

Fig.17　Comparison of skeleton curves between finite element calculation and test results

3.3　参数分析

本节主要利用3.1节中的建模方法,分析混凝土强度、含钢率和两侧钢板抗拉承载力差值等因素对单侧不锈钢双钢板剪力墙平面外受力性能的影响规律.以下分析中钢板、混凝土、栓钉和拉筋等材料的屈服强度和极限抗拉强度分别取材料的标准值.

3.3.1　混凝土强度

以本文SC-1的参数为设计基准,混凝土等级分别取C30、C40、C50、C60、C70,分析其对单侧不锈钢双钢板剪力墙平面外受力性能的影响.计算得到荷载-位移曲线如图18所示,混凝土从C30变化到C70时,剪力墙正向承载力增加了4.2%,负向承载力增加了6.3%,总体上各试件的刚度和承载力差距很小,且曲线的发展形态一致,可见混凝土强度对等厚度单侧不锈钢双钢板组合剪力墙的受力性能影响很小.

3.3.2　含钢率

结合《核电站钢板混凝土结构技术标准》(GB/T

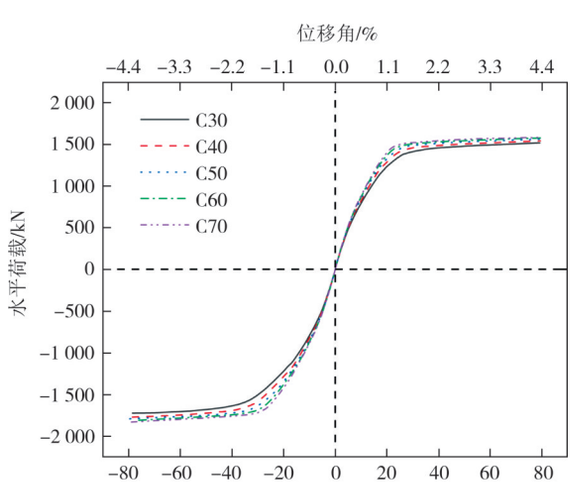


图 18　不同混凝土等级时的荷载-位移曲线

Fig.18　Load-displacement curves for different concrete strength

51340—2018)[15]有关双钢板混凝土剪力墙单侧含钢率的相关规定,以SC-1的参数为基准,同时变化两侧钢板的含钢率,考察它对单侧不锈钢双钢板组合剪力墙平面外受力性能的影响.设计了含钢率从0.5%增加至2.5%共5个试件,试件编号依次为SC-H-0.005、SC-H-0.010、SC-H-0.015、SC-H-0.020、SC-H-0.025,对应钢板厚度依次为2、4、6、8、10 mm.不同含钢率试件的荷载-位移曲线如图19所示.

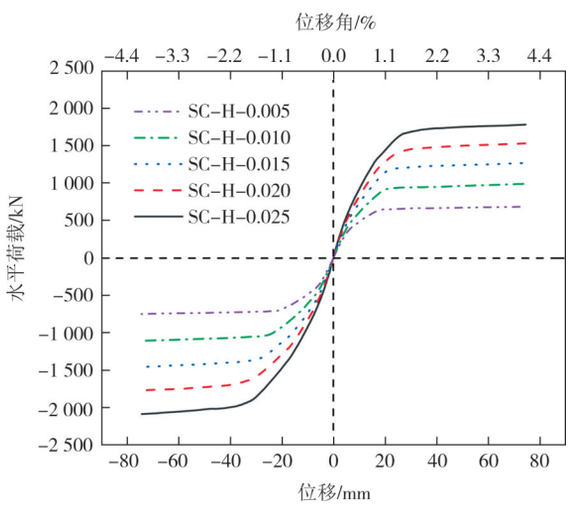


图19 不同含钢率试件的荷载-位移曲线

Fig.19 Load-displacement curves of specimens with different steel ratios

从图19中可以看出,随含钢率的增大,试件的承载力和刚度逐渐增大,含钢率2.5%的试件相较于0.5%,正向承载力提高160%,总增量为1 073 kN,负向承载力提高176%,总增量为1 286 kN,含钢率每增大0.5%,正负向承载力增量为总增量的25%左右.因此,在规范允许的范围内可通过增大含钢率来提高双钢组合剪力墙的承载能力.

3.3.3 两侧钢板抗拉承载力差异

因构造的特殊要求,本文所述核电单侧不锈钢双钢板组合剪力墙,两侧钢板采用不同材质会导致其承受面外荷载时不同方向的受力性能存在差异,以SC-1的参数为基准设计了两侧钢板抗拉承载力(f_yA_s)差值变量的数值模型,分别变化普通低合金钢板厚度和强度考察钢板抗拉承载力不对称布置时剪力墙平面外受力性能的差异.

1) 普通低合金钢板厚度变化

通过固定S22053钢板厚度为8 mm,变化Q355钢板厚度来实现两侧钢板f_yA_s差值的变化,差值=(S22053钢板与Q355钢板抗拉承载力之差)/S22053钢板抗拉承载力.设计的两侧钢板承载力f_yA_s差值在1%~51%范围内,试件名称分别为SC-KH-0.01、SC-KH-0.11、SC-KH-0.21、SC-KH-0.31、SC-KH-0.41、SC-KH-0.51,对应Q355钢板厚度依次为10、9、8、7、6、5 mm.图20为两侧钢板抗拉承载力不同时的计算结果.

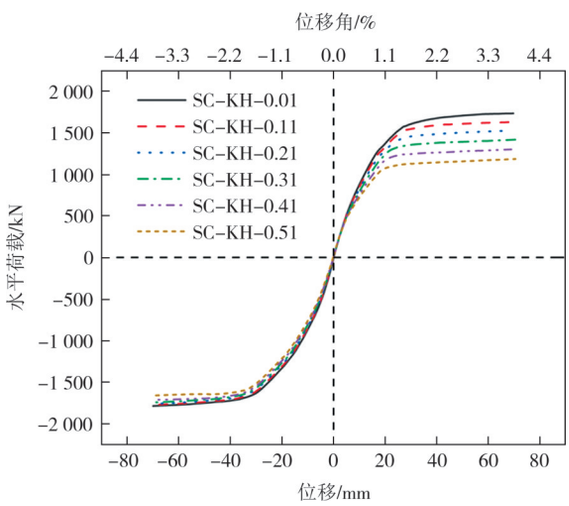


图20 抗拉承载力差异影响时的荷载-位移曲线

Fig.20 Load-displacement curves under the influence of differences in tensile bearing capacity

从图20中可以看出,变化单侧的Q355钢板厚度对该侧钢板受拉方向的承载力影响较大,当两侧钢板的抗拉承载力趋于相同时,两个方向的受力性能趋于对称,如试件SC-KH-0.01正负两个方向的承载力仅相差3%,而当两侧钢板的抗拉承载力超过30%时,试件两个方向的承载力差距较大,超过了15%,如SC-KH-0.31和SC-KH-0.41的承载力差值分别为19%、24%.因此,建议控制两侧钢板的抗拉承载力差值在30%以内.

2) 普通低合金钢板强度变化

以SC-1的参数结构为设计基准,将双相不锈钢S22053钢板和另一侧普通钢板厚度均固定为8 mm,考察当普通钢板强度改变时,剪力墙平面外受力性能的异同,普通钢板强度等级分别为Q235、Q275、Q355、Q390、Q420、Q460.图21为普通钢板强度相关变量试件的荷载-位移曲线.从图21中可以看出,单侧钢材强度等级的变化对正向承载力(普通钢板受拉时)的影响比较大,随强度等级的提高,试件的承载力逐步提高,普通钢板强度的改变对试件前中期的刚度基本无影响,但随着普通钢板强度等级的提高,试件的对称性有所改善,采用Q390、Q420、Q460

钢板试件的正负方向的承载力差值分别为9.6%、6.4%、1.7%,均在10%以内,考虑到剪力墙两个方向受力性能的对称性建议试件设计时普通钢板强度选取Q390~Q460.

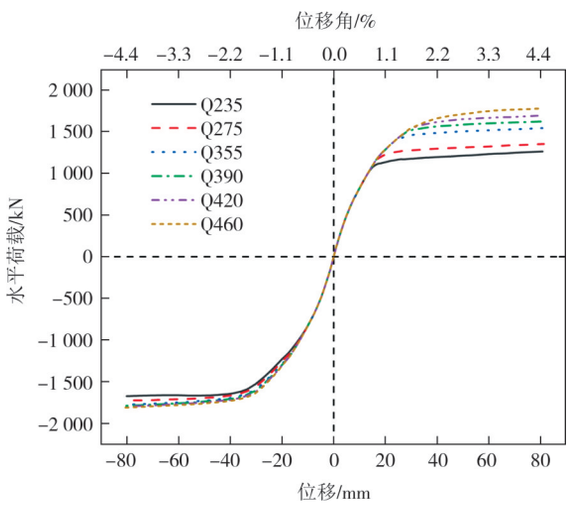


图21　普通钢板强度影响时的荷载-位移曲线

Fig.21　Load-displacement curves under the influence of strength of common steel plates

4　结 论

本文针对核电工程单侧不锈钢双钢板组合剪力墙开展了拟静力试验和数值模拟,通过分析得出以下主要结论:

1)两种栓钉布置下的单侧不锈钢双钢板组合剪力墙破坏现象与破坏模式基本相同,不锈钢板受拉峰值荷载高于普通钢板受拉峰值荷载,两者滞回曲线饱满.

2)栓钉和拉筋减量的SC-2与SC-1相比延性和承载力有所降低,降低幅度在10%以内,刚度退化无明显差距,不锈钢栓钉在双钢板剪力墙中的间距布置可依据《核电站钢板混凝土结构技术标准》(GB/T 51340—2018)中的4.2.4条和4.2.5条设计.

3)混凝土强度对单侧不锈钢双钢板剪力墙的平面外的受力性能无明显影响,混凝土强度等级从C30变化到C70,试件的承载力提升很小.

4)结合规范和有限元计算分析建议两侧钢板的抗拉承载力的差值不大于30%,避免造成剪力墙在受力过程中两方向的刚度和承载力差距过大的情况,影响剪力墙的承载能力及延性等受力性能.

5)普通钢板强度的改变会影响单侧不锈钢双钢板组合剪力墙两个方向的承载力差值,通过有限元分析得出,当不锈钢板采用S22053时,建议普通钢板强度选取Q390~Q460.

参考文献

[1] 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): 59-83.

[2] 聂建国,卜凡民,樊健生. 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):74-81.
NIE J G, BU F M, FAN J S. 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): 74-81.(in Chinese)

[3] 卜凡民,聂建国,樊健生. 高轴压比下中高剪跨比双钢板-混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2013,34(4):91-98.
BU F M, NIE J G, FAN J S. Experimental study on seismic behavior of medium and high shear-span ratio composite shear wall with double steel plates and infill concrete under high axial compression ratio [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 91-98.(in Chinese)

[4] 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.
NIE J G, BU F M, FAN J S. Quasi-static test on low shear-span ratio composite shear wall with double steel plates and infill concrete under high axial compression ratio [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(6): 60-66.(in Chinese)

[5] JI X D, CHENG X W, JIA X F, et al. Cyclic in-plane shear behavior of double-skin composite walls in high-rise buildings [J]. Journal of Structural Engineering, 2017, 143(6): 04017025.

[6] TONG J Z, GUO Y L. Elastic buckling behavior of steel trapezoidal corrugated shear walls with vertical stiffeners [J]. Thin-Walled Structures, 2015, 95: 31-39.

[7] 陈宗平,莫琳琳,许新颖,等. 低周反复荷载下T型双波纹钢板混凝土组合剪力墙受力性能试验研究[J]. 工程力学, 2024, 41(6): 87-104.
CHEN Z P, MO L L, XU X Y, et al. Experimental study on mechanical behavior of T-shaped double corrugated steel plate concrete composite shear wall under low cyclic loading [J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(6): 87-104.(in Chinese)

[8] 武海鹏,曹万林,董宏英. 工字形截面钢板组合剪力墙抗震性能试验[J]. 华中科技大学学报(自然科学版),2019,47(6):104-108.
WU H P, CAO W L, DONG H Y. Experimental research on seismic behavior of I-shaped steel plate composite shear wall[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology

(Natural Science Edition),2019,47(6):104-108.(in Chinese)

[9] 王威,李昱,权超超,等. 竖波钢板组合剪力墙截面性能及曲率分析[J]. 工程力学,2023,40(7):82-98.
WANG W, LI Y, QUAN C C, et al. Section performance and curvature analysis of vertical corrugated steel plate composite shear walls[J]. Engineering Mechanics,2023,40(7):82-98.(in Chinese)

[10] TAKEUCHI M, NARIKAWA M, MATSUO I, et al. Study on a concrete filled structure for nuclear power plants[J]. Nuclear Engineering and Design,1998,179(2):209-223.

[11] 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.
XIONG F,HE T,ZHOU N. Study on the shear strength of double steel plate composite shear wall in nuclear plant[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2015, 42(9): 33-41.(in Chinese)

[12] 李晓虎. 核电工程双钢板混凝土组合剪力墙抗震性能研究[D]. 北京:北京工业大学,2017.
LI X H. Study on seismic performance of double steel plates and concrete infill composite shear wall for nuclear structural engineering [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2017.(in Chinese)

[13] 杨悦. 核工程双钢板—混凝土结构抗震性能研究[D]. 北京:清华大学,2015.
YANG Y. Study on seismic performance of double steel plate-concrete structure in nuclear engineering[D]. Beijing: Tsinghua University,2015.(in Chinese)

[14] 李小军,李晓虎. 核电工程双钢板混凝土组合剪力墙面内受弯性能研究[J]. 工程力学,2017,34(9):43-53.
LI X J, LI X H. Study on in-plane flexural behavior of double steel plates and concrete infill composite shear walls for nuclear engineering[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(9): 43-53.(in Chinese)

[15] 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,2019.
Technical standard for steel plate concrete structure of nuclear power plant: GB/T 51340—2018[S]. Beijing: China Planning Press,2019.(in Chinese)

[16] 组合结构设计规范:JGJ 138—2016[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2016.
Code for design of composite structures: JGJ 138—2016[S]. Beijing:China Architecture & Building Press,2016.(in Chinese)

[17] 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.
Metallic materials—tensile testing—part 1: method of test at room temperature: GB/T 228.1—2021[S]. Beijing: Standards Press of China, 2021.(in Chinese)

[18] 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.
Specification for seismic test of building: JGJ/T 101—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.(in Chinese)

[19] RASMUSSEN K J R. Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys [J]. Journal of Constructional Steel Research,2003,59(1):47-61.