预制空腔叠合型钢混凝土剪力墙抗震性能试验研究与有限元分析

郭 明[1],李 喆[1],张明俊[1],朱利捷[1],于云龙[2],薛亦聪[2*]
(1.长庆工程设计有限公司,西安 710018;
2.西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室,西安 710055)

摘 要: 针对传统型钢混凝土剪力墙边缘构件型钢连接难度大、现场施工工序复杂等问题,文中提出了一种预制空腔叠合型钢混凝土(precast cavity composite steel reinforced concrete, PCSRC)剪力墙,该剪力墙由预制和现浇两部分组成;预制部件包括空腔墙体、型钢与方钢管,其中预制空腔墙体由钢筋笼、缩口钢管及混凝土构成。为研究PCSRC剪力墙的抗震性能,设计了2个剪跨比分别为2.0(大剪跨比)和1.0(小剪跨比)的剪力墙试件,两个试件的试验轴压比均为0.35;通过开展拟静力试验,研究了各试件的破坏模式、滞回曲线、骨架曲线、变形能力、刚度退化规律及耗能能力。采用了ABAQUS建立了PCSRC剪力墙的有限元分析模型,有限元模拟结果与试验结果吻合良好,验证了该模型的有效性;在此基础上,进一步拓展分析了轴压比、预制和现浇混凝土强度对墙体抗震性能的影响。结果表明:两个试件均具有良好的整体性能;大剪跨比试件的破坏形态以弯曲破坏为主,小剪跨比试件的破坏形态以剪切破坏为主;相较于小剪跨比试件,大剪跨比试件的滞回性能更优、刚度退化速率更平缓、变形能力与耗能能力更佳,原因在于弯曲破坏模式下塑性铰区形成更早、塑性发展更充分。综上,PCSRC剪力墙可简化型钢连接构造与现场施工流程,同时具备良好的抗震性能。

关键词: 型钢混凝土剪力墙; 预制空腔; 抗震性能; 拟静力试验; 有限元分析
中图分类号: TU398.2,TU352.11 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-9379(2026)07-0013-14
DOI: 10.13969/j.jzgjgjz.20241210001

Experimental Study and Finite Element Analysis on the Seismic Performance of Precast Cavity Composite Steel Reinforced Concrete Shear Walls

GUO Ming[1], *LI Zhe*[1], *ZHANG Mingjun*[1], *ZHU Lijie*[1], *YU Yunlong*[2], *XUE Yicong*[2*]
(1. Changqing Engineering Design Co., Ltd., Xi'an 710018, China; 2. Key Laboratory of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)
*Corresponding author: xueyicong@xauat.edu.cn

Abstract: To address the challenges of connecting steel sections in boundary elements and the complex on-site construction procedures in conventional steel reinforced concrete shear walls, a precast cavity composite steel reinforced concrete (PCSRC) shear wall was proposed. This wall consists of precast and cast-in-place components. The precast components include cavity walls, steel sections, and square steel tubes, with the cavity walls comprising a rebar

收稿日期:2024-12-10
基金项目:国家自然科学基金(52478208)
作者简介:
郭 明(1978—),男,学士,高级工程师,主要从事结构设计方面的研究。E-mail:guom01_cq@petrochina.com.cn。
通信作者:
薛亦聪(1992—),男,博士,副教授,主要从事高性能钢-混凝土组合结构方面的研究。E-mail:xueyicong@xauat.edu.cn。

cage, necked steel tubes, and concrete. To investigate the seismic performance of PCSRC shear walls, two specimens with shear span-to-depth ratios of 2.0 (large shear-span ratio) and 1.0 (small shear-span ratio) were designed, both with an axial compression ratio of 0.35. Quasi-static tests were conducted to analyze the failure modes, hysteresis behavior, skeleton curves, deformation capacity, stiffness degradation, and energy dissipation capacity. Furthermore, a finite element model of the PCSRC shear wall was developed using ABAQUS, and its validity was verified by comparing simulation results with experimental results. Subsequently, the influence of axial load ratio, and the strength of precast and cast-in-place concrete on its seismic performance were further analyzed. Both experimental and numerical results indicate that the specimens exhibit excellent overall performance. The failure mode of the specimen with a large shear-span ratio is predominantly governed by flexural failure, whereas that of the specimen with a small shear-span ratio is mainly dominated by shear failure. Compared with the specimen with a small shear-span ratio, the specimen with a large shear-span ratio exhibits better hysteretic behavior, slower stiffness degradation, enhanced deformation capacity, and better energy dissipation capacity. This can be attributed to the earlier formation and more extensive development of plastic hinge zones in the flexural failure mode compared to the shear failure mode. In summary, PCSRC shear walls can simplify steel connection and on-site construction procedures while exhibiting excellent seismic performance.

Keywords: steel reinforced concrete shear wall; precast cavity; seismic behavior; quasi-static test; finite element analysis

钢筋混凝土(reinforced concrete, RC)剪力墙具备良好的抗侧刚度与承载能力,在高层建筑(尤其是高烈度区高层建筑)中应用广泛。传统RC剪力墙中通常在墙体两侧加密配置纵向受力钢筋形成边缘约束构件,以此提升剪力墙的受力性能与整体稳定性,使其在风荷载、地震作用等水平荷载下具备更强的抗弯、抗剪承载力,以及良好的延性与耗能能力[1-2]。但边缘构件钢筋排布密集,易造成钢筋绑扎操作空间狭小、混凝土浇筑振捣密实度难以保障等问题,大幅降低RC剪力墙施工效率与成型质量。

随着钢-混凝土组合结构的发展,诸多学者提出以型钢替代墙体边缘构件密集纵筋,形成型钢混凝土(steel reinforced concrete, SRC)剪力墙。与传统RC剪力墙相比,SRC剪力墙的抗震性能更为突出,已在上海环球金融中心、广州双子塔等超高层工程落地应用[3]。国内外学者围绕SRC剪力墙的抗震性能开展了大量研究[4-13]。例如,LIAO等[5]、MA等[6]分别针对采用普通混凝土与高强混凝土的型钢混凝土剪力墙开展了抗震性能试验研究,结果表明,配置型钢边缘构件的SRC剪力墙相较于传统RC剪力墙其滞回曲线更饱满、侧向承载力更高;ZHANG等[9]研究了高轴压比下小剪跨比SRC剪力墙的抗震性能,发现SRC剪力墙均发生剪切破坏,提高型钢配钢率可缓解型钢屈曲,增设水平分布钢筋能改善SRC剪力墙的延性与耗能能力,但对抗剪承载能力提升作用有限;MASSONE等[10]针对大剪跨比SRC剪力墙的抗震性能开展了拟静力试验,研究显示提高边缘约束构件配箍率可有效抑制型钢屈曲、提高SRC剪力墙的压弯承载力,位移角增加至2%后墙体仍具备良好变形能力;KE等[12]在SRC剪力墙型钢之间设置了连接钢板并开展了抗震性能对比试验研究,证实了边缘构件中型钢间设置连接钢板可进一步提高SRC剪力墙的延性与耗能能力。然而,型钢与钢筋同步布置会造成SRC剪力墙边缘构件与其他构件连接构造复杂、钢筋绑扎施工困难,制约了SRC剪力墙在实际工程中的推广应用[13-14]。

预制混凝土(precast concrete, PC)结构体系为解决上述工程痛点提供了可行思路,部分学者结合装配式建造技术提出装配式SRC剪力墙;但传统装配式RC剪力墙的连接构造直接应用于SRC剪力墙时存在明显局限性,难以实现边缘构件型钢的可靠传力连接。为此,国内外学者针对装配式SRC剪力墙建造工艺、型钢与纵向钢筋连接方式开展了系列研究。王啸霆等[15]采用预埋螺栓型钢作为竖向连接件,待预制墙体装配连接完成后,于墙体底部支模浇筑后浇带形成整体SRC剪力墙;试验研究表明该类剪力墙具有良好的抗震性能,螺栓连接件能够有效传递竖向轴力与剪力,边缘型钢可有效提高剪力墙的延性与耗能能力。DING等[16]提出了一种可拆卸螺栓端板连接装配式剪力墙的建造技术,试验结果表明,该装配式剪力墙沿端板与预制墙体交界面发生剪切破坏,对小剪跨比剪力墙的抗震性能影响显著,但对大剪跨比剪力墙的影响甚微。FU等[17]提出了一种新型SRC剪力墙连接构造,即预制墙体边缘构件中的型钢、纵筋分别通过端板、搭接钢筋焊接,预制墙体中部采用高强螺栓钢板连接,最后支模浇筑连接带形成整体;试验对比显示,该连接构造SRC剪力墙的破坏模式、裂缝发展形态与现浇SRC剪力墙的对应值完全一致,承载力、延性略低,耗能能力基本持平,可基本实现“等同现浇”的抗震性能目标。

综上所述,预制墙体中型钢、纵向钢筋及预制墙体界面的可靠连接,是装配式SRC剪力墙推广应用亟需解决的关键问题。现有装配式SRC剪力墙相关研究多采用型钢连接件配合后浇带成型,施工现场需单独支设模板

浇筑混凝土，增加了施工工序与工期。为兼顾装配式SRC剪力墙界面连接的可靠性与现场施工的便捷性，本文基于“组合＋叠合”设计思路[18-20]，提出了预制空腔叠合型钢混凝土（precast cavity composite steel reinforced concrete，PCSRC）剪力墙。PCSRC剪力墙由预制和现浇两部分组成，预制构件包含空腔墙体、型钢与方钢管，预制空腔墙体由钢筋笼、缩口钢管及混凝土构成。PCSRC剪力墙装配流程如图1所示，其中，边缘构件中的型钢与方钢管既是PCSRC剪力墙中的重要受力构件，也是预制空腔墙体与楼板之间的主要连接件。墙体空腔中的混凝土与楼板同步浇筑，既能提升PCSRC剪力墙的整体协同受力性能，又省去墙体后浇区域模板支设工序，大幅提升现场施工效率。此外，预制空腔墙体两端布置缩口钢管并与纵向受力钢筋焊接，可对空腔内现浇混凝土形成约束，实现预制、现浇混凝土界面机械互锁，进一步强化墙体整体工作性能。为研究PCSRC剪力墙的抗震性能，本文分别对一个剪跨比为2.0（以下称为大剪跨比）与一个剪跨比为1.0（以下称为小剪跨比）的PCSRC剪力墙试件开展了低周往复荷载作用下的拟静力试验研究与有限元分析，分析其破坏模式、承载力、延性、耗能能力等的变化规律，为PCSRC剪力墙的工程设计与应用提供试验依据与理论参考。

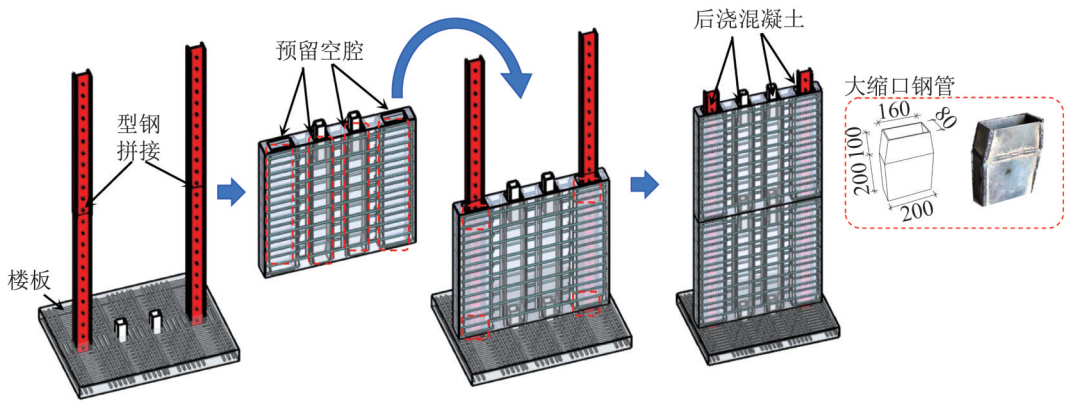


图1　PCSRC剪力墙及其装配流程示意图（单位：mm）

Fig. 1　PCSRC shear walls and assembly process diagram (unit: mm)

1　试验概况

1.1　试件设计

本次试验共设计制作了2个缩尺一字形剪力墙试件，试件编号分别为PCSRC-1、PCSRC-2。试验变量仅设置剪跨比，两个试件统一取试验轴压比（n）为0.35，主要设计参数见表1。试件PCSRC-1、PCSRC-2墙体截面尺寸分别为1 000 mm×120 mm×1 800 mm（长×厚×高）、1 000 mm×120 mm×800 mm。两个试件墙体配筋方案完全一致，纵向受力钢筋配置8C14＋8C10（配筋率为1.55%），水平分布钢筋采用A6@100，两侧空腔区域箍筋加密，配筋为A8@100。墙体型钢均由Q355B级热轧钢板焊接成型，规格为HN100×50×5×7，配钢率为2.00%。试件PCSRC-1、PCSRC-2的其余几何尺寸和截面构造如图2所示。

表1　试件主要设计参数

Table 1　Main design parameters of specimens

试件编号	剪跨比	墙高/mm	轴压比	型钢配钢率	预制混凝土	现浇混凝土
PCSRC-1	2.0	1 800	0.35	HN100×50×5×7	C50	C40
PCSRC-2	1.0	800	0.35	(2.00%)		

PCSRC剪力墙的施工流程如图3所示，具体步骤为：预制空腔墙体养护结束后，采用松香水溶解泡沫板形成贯通空腔；将预制空腔墙体沿型钢、方钢管竖向吊装拼接就位；同步浇筑墙体空腔与楼板混凝土，形成完整PCSRC剪力墙结构。为保证型钢与现浇混凝土界面黏结性能，在型钢腹板表面焊接单排8.8级M22抗剪栓钉，栓钉纵向间距为150 mm。方钢管壁厚为4 mm、宽度为50 mm，用于加强预制空腔墙体与地梁、天梁的整体性。空腔两端设置缩口钢管并与纵筋焊接，依靠机械约束提升预制、现浇混凝土协同工作性能。各试件的预制空腔墙体与地梁均采用C50级混凝土浇筑；对地梁与预制墙体底部的接触面进行凿毛处理后，均匀铺设20 mm厚的

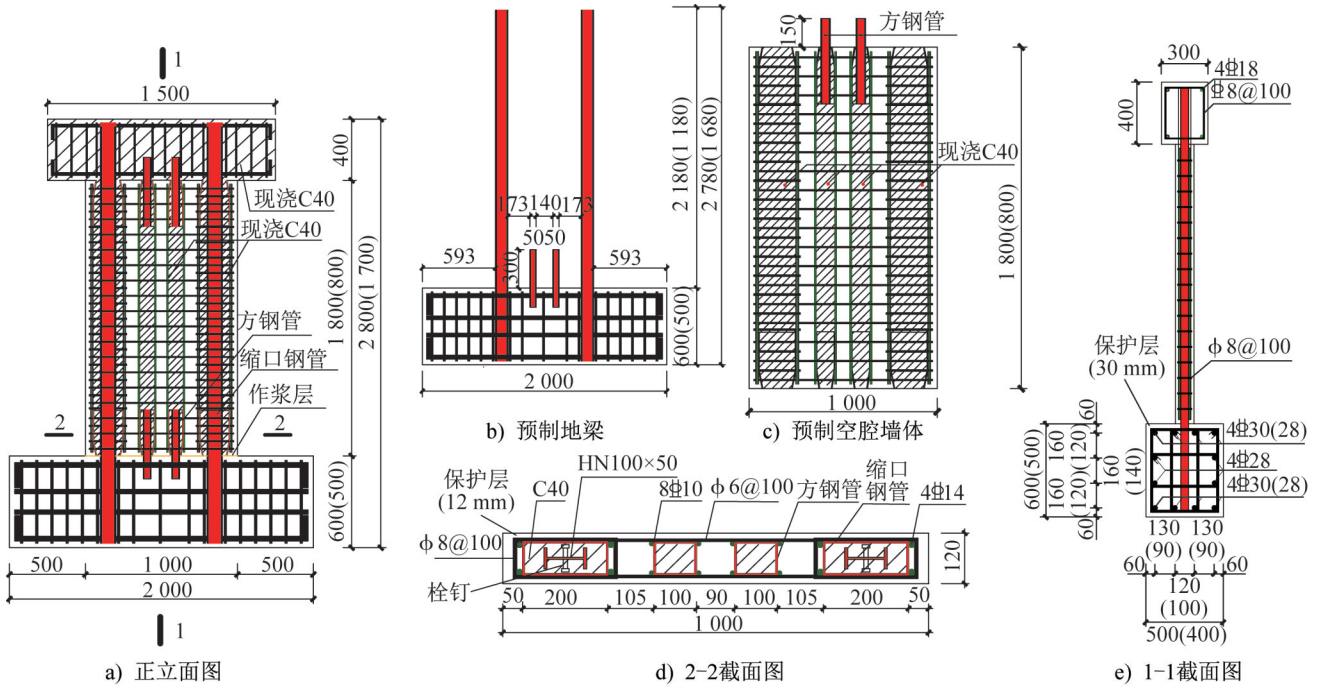


图2 PCSRC剪力墙试件的截面尺寸及构造(单位:mm)

Fig. 2 Cross-section dimensions and construction of PCSRC shear wall specimen (unit:mm)

C50水泥基灌浆料完成“坐浆”施工,以增强预制空腔墙体与地梁的黏结性能;墙体空腔、顶部天梁统一采用C40混凝土现浇成型。

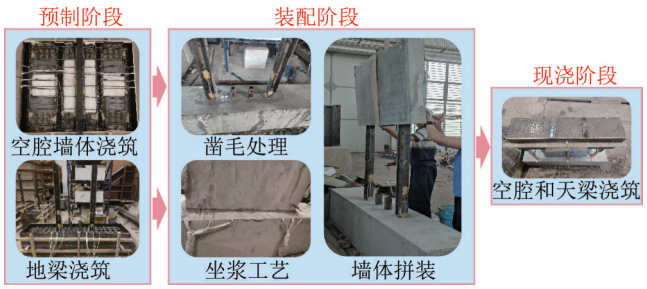


图3 施工流程示意图

Fig. 3 Diagram of construction process

1.2 材料性能

本试验采用的C50与C40混凝土均选用细石混凝土,以保证缩尺试件浇筑密实。预制混凝土与现浇混凝土预留试块与PCSRC剪力墙试件同步同条件自然养护28 d。依据《混凝土物理力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2019)开展材性试验,实测预制混凝土与现浇混凝土的立方体抗压强度平均值分别为51.68 MPa、41.17 MPa。

本试验所用钢材包括Q355B型钢、方钢管与HPB300级、HRB400级钢筋。依据《金属材料 拉伸试验 第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)完成钢材拉伸试验,实测钢材力学性能指标见表2。

表2 钢材力学性能

Table 2 Mechancial properties of steel

钢材类型	钢筋/钢材牌号	$d(t)$/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	δ/%	E_s/(×10^{5}MPa)
钢筋	HPB300	6	453.21	602.25	21.83	2.10
	HRB400	8	462.12	627.18	17.26	2.05
		10	476.62	642.47	18.62	2.10
		14	439.87	593.93	28.73	2.00
型钢	Q355B	5	458.02	543.50	15.23	2.06
		7	433.40	575.45	15.10	2.05
钢管	Q355B	4	477.23	532.28	15.88	2.05

注:d为钢筋直径;t为型钢钢板厚度;f_y和f_u分别为钢材的屈服强度和极限强度;δ为伸长率;E_s为弹性模量。

1.3 加载及测量方案

试验加载装置如图4所示。加载过程中,试件地梁通过4根高强螺杆与2根钢压梁固定于刚性地面,竖向恒定轴力由液压千斤顶施加,水平低周往复荷载由固定于反力墙的电液伺服作动器施加。采用力-位移混合控制加载制度[21],加载曲线如图5所示,试件受力机理如图6所示。试件屈服前采用力控制加载,每级荷载增量为40 kN,每级循环1次;试件屈服后采用位移控制加载,每级位移增量取试件屈服时的最大位移,每级循环3次;当试件水平承载力下降至峰值荷载的85%,或无法维持恒定轴力时停止加载。

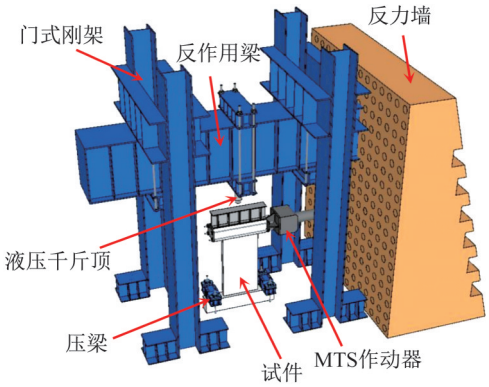


图4　试验加载装置

Fig. 4　Loading setup of test

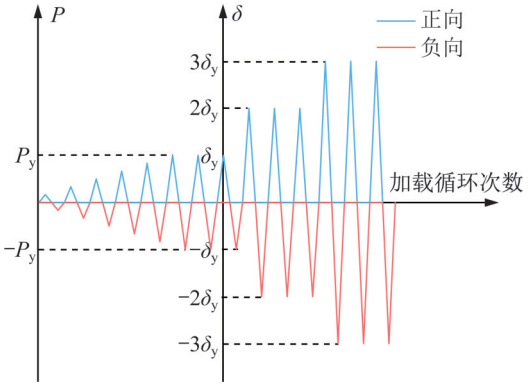


图5　加载制度

Fig. 5　Loading system

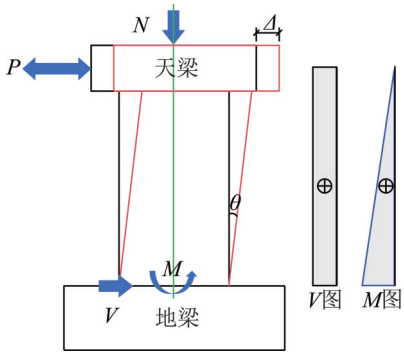
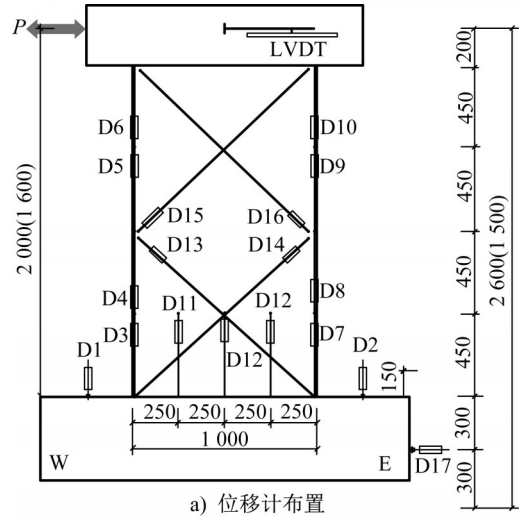


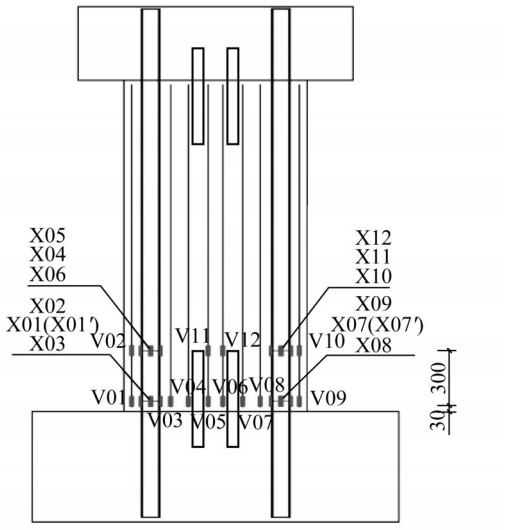
图6　试件受力机理

Fig. 6　Force mechanism of specimen

本试验的测点布置如图7所示。在加载过程中，竖向轴力由液压千斤顶底部的压力传感器实时采集，水平往复荷载由电液伺服作动器内置传感器采集；于天梁中心高度处布置磁吸位移计测量墙体的水平位移(LVDT)；沿墙体长度和高度方向布置多组磁吸位移计分别测量墙体的弯曲变形(D3～D12)与剪切变形(D13～D16)，界定塑性铰分布范围；采用若干电阻应变片监测和采集型钢翼缘、腹板、纵筋、混凝土表面的应变。



a) 位移计布置



b) 应变片布置

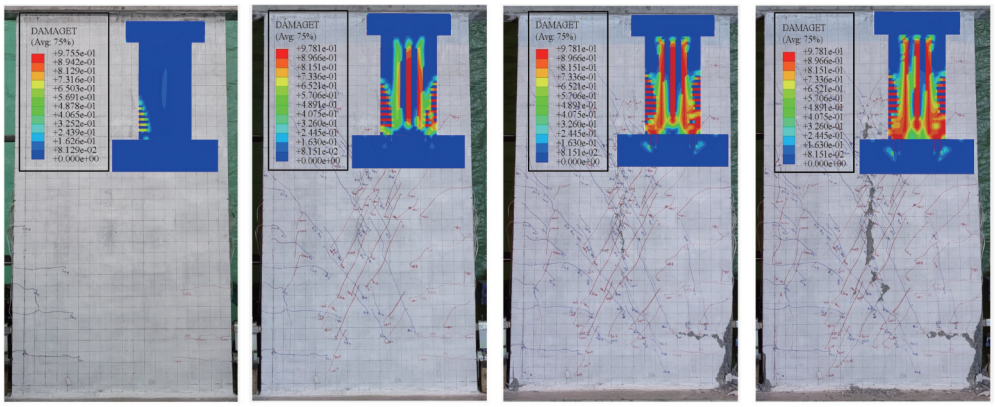
图7　位移计与应变片布置(单位：mm)

Fig. 7　Arrangement of displacement meters and strain gauges (unit: mm)

2　试验现象及破坏形态

两个试件的裂缝分布与破坏形态如图8、9所示。大剪跨比试件PCSRC-1以弯曲破坏为控制模式，伴随空腔间预制混凝土竖向裂缝与混凝土轻微剥落，及墙趾区域混凝土局部压碎；小剪跨比试件PCSRC-2以剪切破坏为控制模式，墙体中部出现大面积混凝土剥落。在加载过程中，规定电液伺服作动器推为正向加载，拉为负向加载。

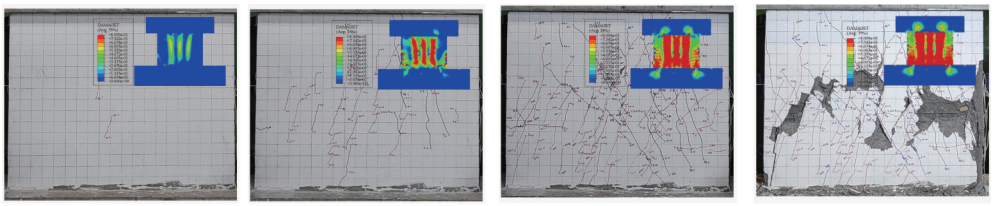
大剪跨比试件PCSRC-1的受力过程表现为：加载初期未出现可见裂缝；当荷载增加至正向220 kN(位移角θ=1/873)时，墙体两侧靠近底部的区域开始出现水平裂缝；荷载提升至负向480 kN(θ=1/323)过程中，墙体两侧持续新增多条水平裂缝，并斜向墙体底部发展，空腔之间墙体底部逐渐布满斜裂缝；当荷载增加至正向520 kN(θ=1/216)时，滞回曲线中滞回环包围面积显著增大，即



a) 开裂 b) 屈服 c) 峰值 d) 破坏

图8 试件PCSRC-1裂缝分布和破坏形态

Fig. 8 Crack distribution and failure modes of specimen PCSRC-1



a) 开裂 b) 屈服 c) 峰值 d) 破坏

图9 试件PCSRC-2裂缝分布和破坏形态

Fig. 9 Crack distribution and failure modes of specimen PCSRC-2

荷载-位移曲线斜率显著降低，切换为位移控制加载。当位移角增加至负向θ=1/151时，荷载达到峰值，空腔间预制混凝土产生竖向裂缝，两侧墙趾处的混凝土出现外鼓、压碎；当位移角增加至正向θ=1/111时，荷载下降至峰值荷载的85%以下，竖向裂缝处混凝土成片剥落，墙趾处的混凝土完全压溃，试件宣告破坏。

小剪跨比试件PCSRC-2的受力过程表现为：加载初期未出现可见裂缝；当荷载增加至负向280 kN(θ=1/1 136)时，墙体中部开始出现斜裂缝；荷载持续增加至负向400 kN(θ=1/233)的过程中，墙体中部迅速生成大量斜裂缝，仅出现极少量细且短的水平裂缝；同时，荷载-位移曲线的斜率呈下降趋势，转入位移控制加载；当位移角增加至正向θ=1/141时，主斜裂缝沿空腔对角线贯通墙体，荷载达到峰值；当位移角增至正向θ=1/116时，荷载下降至峰值的85%以下，墙体中部混凝土大面积剥落，试件宣告破坏。

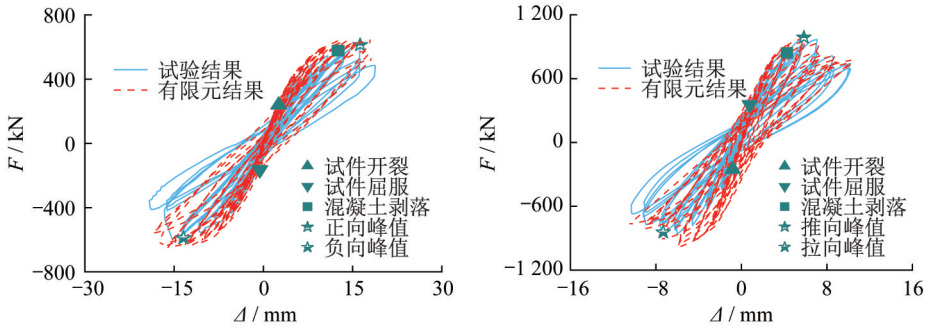
综上所述，剪跨比对PCSRC剪力墙的裂缝发展与破坏机理影响显著。试件受力过程中，空腔边缘均未出现竖向黏结裂缝，预制墙体与地梁接缝处也未出现纵向黏结裂缝，表明预制墙体、地梁与现浇混凝土之间具有良好的协同工作性能，缩口钢管能有效约束现浇混凝土、方钢管与型钢，型钢在承担轴向力的同时还可以有效传递组合界面的纵向剪力。

3 试验结果及分析

3.1 滞回曲线与骨架曲线

两个试件的水平荷载-位移(F-Δ)滞回曲线如图10所示。由图10可知，加载至屈服前，荷载与水平位移近似呈线性关系，滞回环包围面积较小，试件残余变形、累积损伤均较小；试件屈服后，荷载与位移呈现显著非线性特征，滞回环面积大幅提升，残余变形与累积损伤快速增长。由于型钢的存在，试件PCSRC-1与试件PCSRC-2的滞回曲线均呈稳定弓形，捏拢现象不显著，滞回性能稳定。对比可知，大剪跨比试件PCSRC-1的滞回曲线更为饱满，滞回性能更优，表明增大剪跨比有利于提高PCSRC剪力墙的滞回性能。

两个试件的骨架曲线如图11所示，各特征点试验数据见表3。结合图11与表3可知，各试件的骨架曲线均呈明显的三段式特征，包括弹性段、弹塑性段与下降段。受破坏形态差异影响，发生剪切破坏的试件PCSRC-2承载力显著高于发生弯曲破坏的试件PCSRC-1承载力。与试件PCSRC-1相比，试件PCSRC-2的正向、负向承载力分别提高了59.15%、43.77%，平均承载力提高了51.53%；但试件PCSRC-2的平均极限位移较试件PCSRC-1的平均极限位移降低了49.17%。原因在于弯曲破坏模式下塑性铰区可通过型钢拉压、混凝土压缩充分发展塑性变形、耗散能量；剪切破坏墙体斜截面先

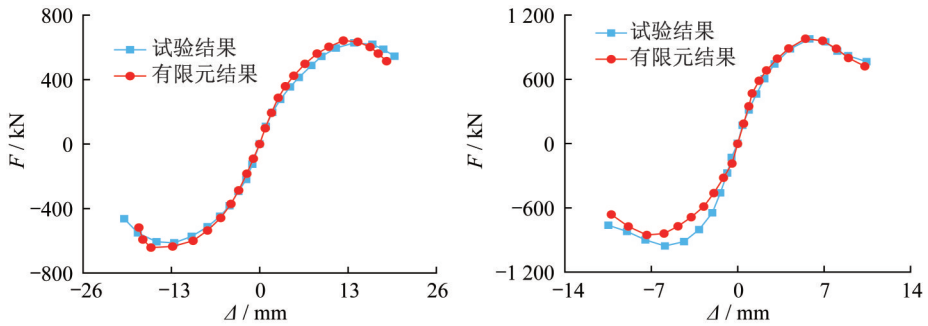


a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图10　试件滞回曲线

Fig. 10　Hysteretic curves of specimens

发生失效，塑性铰无法充分开展，极限变形受限。此外，试件PCSRC-1和试件PCSRC-2的平均极限位移角分别为1/114、1/112，均满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)对罕遇地震下剪力墙弹塑性层间位移角的限值要求(1/120)，表明PCSRC剪力墙具有良好的变形能力。



a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图11　试件骨架曲线

Fig. 11　Skeleton curves of specimens

表3　主要受力阶段特征点试验结果

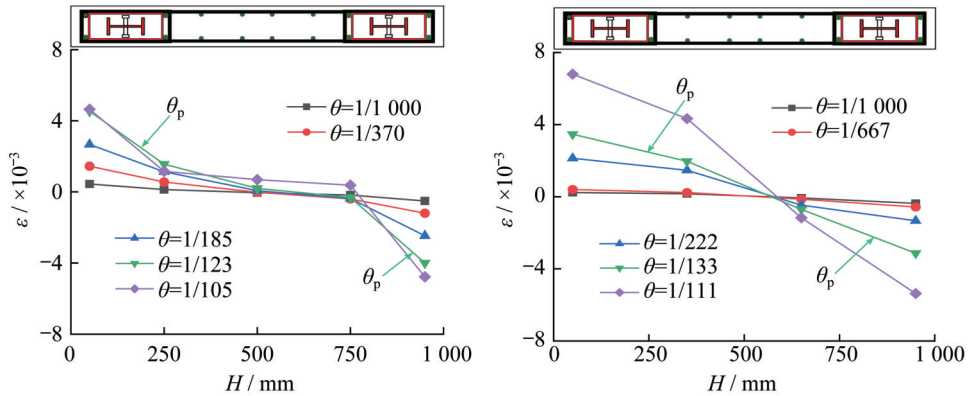
Table 3　Test results of characteristic values at main stages

试件编号	加载方向	开裂点		屈服点		峰值点		极限点		μ	θ_u
		F_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	F_y/kN	Δ_y/mm	F_p/kN	Δ_p/mm	F_u/kN	Δ_u/mm		
PCSRC-1	正向	220	2.29	529.77	10.01	613.05	16.26	521.09	18.06	1.80	1/111
	负向	270	2.06	513.26	8.50	600.99	13.24	510.84	16.91	1.99	1/118
	平均	245	2.18	521.51	9.26	607.02	14.75	515.97	17.49	1.89	1/114
PCSRC-2	正向	420	1.09	409.96	3.61	975.66	7.09	798.17	8.60	2.38	1/116
	负向	280	0.88	401.65	4.29	863.97	7.42	700.52	9.17	2.14	1/109
	平均	350	0.99	405.81	3.95	919.82	7.25	749.34	8.89	2.25	1/112

注：F_{cr}、F_y、F_p、F_u分别为开裂荷载、屈服荷载、峰值荷载、破坏荷载，Δ_{cr}、Δ_y、Δ_p、Δ_u为相应的位移，其中F_y与Δ_y采用“能量等值法”确定[22]，并定义极限位移Δ_u为水平荷载下降至峰值荷载的85%时对应的水平位移；μ为延性系数，$\mu=\Delta_u/\Delta_y$；θ_u为极限位移角，$\theta_u=\Delta_u/H$；H为墙底到天梁中心的距离。

3.2　应变分析

两个试件塑性铰区距墙体底部300 mm高度截面，混凝土沿截面宽度的应变分布如图12所示。由图12可知，试件屈服前，塑性铰区的截面应变沿截面宽度近似呈线性分布，基本符合平截面假定；试件屈服后，受混凝土非线性损伤、裂缝开展、局部剥落及钢材塑性变形影响，截面应变分布呈明显的非线性特征。

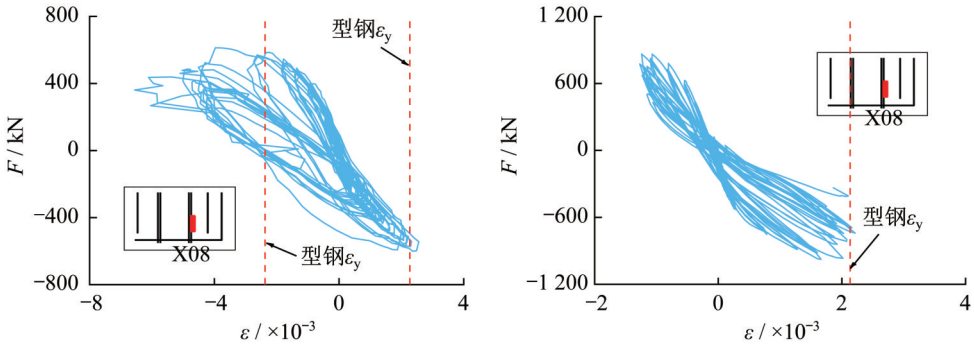


a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图12　塑性铰区混凝土截面应变分布

Fig. 12　Strain distribution of concrete section in plastic hinge zone

塑性铰区距墙底30 mm高度处型钢翼缘荷载-应变曲线如图13所示。由图13可知，大剪跨比试件PCSRC-1型钢翼缘在荷载达到峰值前已进入屈服，说明边缘型钢可在极限承载力阶段充分发挥材料强度；同时证明缩口钢管约束作用可靠，能够保障型钢与混凝土界面应力有效传递，避免界面脱粘滑移[23]。小剪跨比试件PCSRC-2型钢翼缘全程未屈服，原因是试件由剪切作用控制失效，斜截面混凝土、水平钢筋抗剪承载力先达到限值，墙体承受弯矩较小，边缘型钢未进入塑性受力阶段。



a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图13　塑性铰区型钢翼缘荷载-应变曲线

Fig. 13　Load-strain curves of steel flanges in plastic hinge zone

3.3　刚度退化

本文采用割线刚度表征各试件在受力过程中的刚度，并按式(1)计算：

$$\pm K_i = \frac{\pm F_i}{\pm \Delta_i} \tag{1}$$

式中：$\pm K_i$为第i级加载下正、负向加载的刚度；$\pm F_i$为第i级加载下第1次循环的正、负向峰值点对应的荷载值；$\pm \Delta_i$为第i级加载下第1次循环的正、负向峰值点对应的位移值。

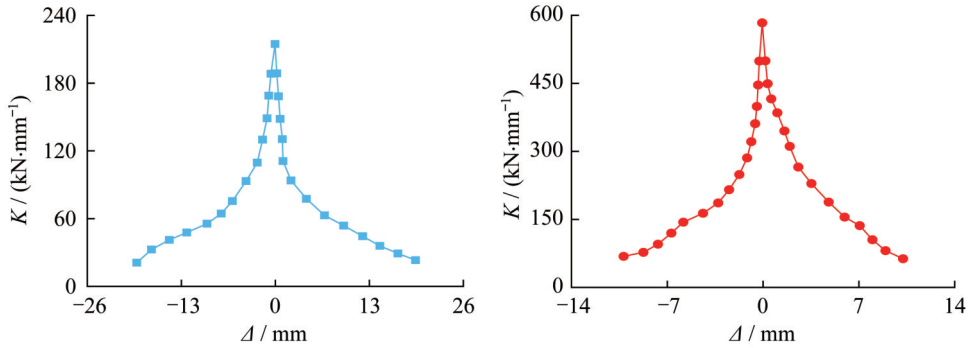
两个试件的刚度退化曲线如图14所示。由图14可知，试件刚度退化整体分为两个阶段，加载初期墙体裂缝快速萌生扩展，刚度衰减速率较快；试件屈服后，墙底塑性铰逐步成型，墙体塑性变形以边缘型钢拉伸为主，刚度退化速率显著放缓。此外，小剪跨比试件PCSRC-2的初始刚度约为大剪跨比试件PCSRC-1初始刚度的2.67倍，说明PCSRC剪力墙的初始刚度随剪跨比的减小而增大；但屈服后试件PCSRC-2的刚度退化速度比试件PCSRC-1的刚度退化速度快，根源为弯曲破坏试件的塑性铰发展程度远优于剪切破坏试件的塑性铰发展程度。

3.4　曲率分布与变形

基于墙体两侧位移计(测点D2～D9)的实测数据，计算墙体各高度截面的平均曲率φ，其计算公式如下：

$$\varphi = \frac{\Delta_{Li} - \Delta_{Ri}}{h_i \ L} \tag{2}$$

式中：Δ_{Li}和Δ_{Ri}分别为墙体两侧测点之间的竖向相对位移；h_i为墙体两侧测点沿墙体高度方向的距离；L为墙体两侧测点沿墙体长度方向的距离。

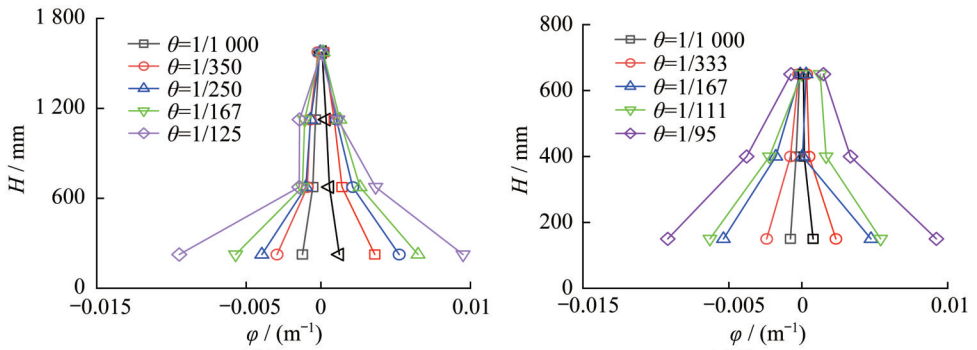


a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图14　试件刚度退化曲线

Fig. 14　Stiffness degradation curves of specimens

不同位移角作用下，墙底225～1 575 mm高度区间截面平均曲率沿墙高分布见图15。由图15可知，两个试件的曲率分布规律相近；位移角小于1/333时，各试件的曲率沿墙高近似呈线性分布；随着位移角的增加，塑性铰区的塑性变形均有显著增加，局部曲率显著提升，曲率沿墙高呈明显非线性分布。此外，同一位移角下，试件PCSRC-2的曲率小于试件PCSRC-1的曲率，证明剪切破坏试件的塑性铰发展程度低于弯曲破坏试件的塑性铰发展程度。空腔端部缩口钢管会造成PCSRC剪力墙的截面刚度、承载力沿高度不连续，存在塑性铰上移现象，缩口钢管对塑性铰变形性能的影响有待后续深入研究。



a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图15　曲率沿墙体高度分布曲线

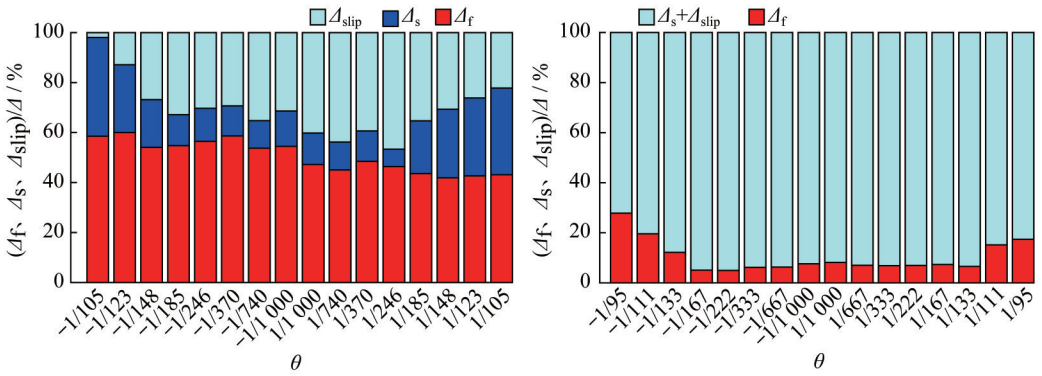
Fig. 15　Curvature distribution curves along the wall height

基于文献[24-25]所述计算方法，确定了各试件中弯曲变形、剪切变形与滑移变形的占比，如图16所示。由图16可知，在大剪跨比试件PCSRC-1中，不同位移角作用下的弯曲变形占比约为43%～59%，剪切变形占比约为8%～35%，滑移变形占比约为2%～33%；在小剪跨比试件PCSRC-2中，不同位移角作用下的弯曲变形占比约为5%～27%，剪切变形与滑移变形的占比约为73%～95%。该结果验证了大剪跨比PCSRC剪力墙的破坏主要由弯曲变形控制，塑性铰塑性变形充分；而小剪跨比PCSRC剪力墙的破坏主要由剪切变形控制，塑性铰塑性变形较小。此外，两个试件的滑移变形占比均处于较低水平，证明缩口钢管能可靠连接预制墙体与现浇混凝土，保障了叠合界面的应力传递，墙体整体协同工作性能良好。

3.5　耗能能力

本文采用累积耗能(E_a)与等效黏滞阻尼系数(ζ_{eq})两项指标评价试件的耗能能力，等效黏滞阻尼系数计算起点取试件的屈服位移。两类试件的累积耗能、等效黏滞阻尼系数随水平位移变化曲线分别见图17、18。

由图17可知，各试件的累积耗能随各加载级下水平位移的变化趋势一致；加载初期裂缝发展缓慢、变形微小，累积耗能数值极低；试件屈服前，随着水平位移的增加，裂缝持续扩展，变形逐渐增大，累积耗能小幅提升；试件屈服后，塑性铰进一步发展，塑性变形显著增大，累积耗能呈陡增趋势。与试件PCSRC-2相比，试件PCSRC-1的累积耗能提高了约20%。由图18可知，各试件的等效黏滞阻尼系数均随各加载级下水平位移的增大呈现先减小后增大的趋势；加载初期，试件近似处于弹性工作阶



a) 试件PCSRC-1　　b) 试件PCSRC-2

图16　试件各变形组分占总变形比例

Fig. 16　The proportion of each deformation component in the total deformation of specimens

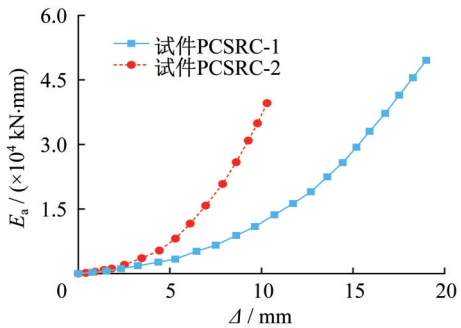


图17　累积耗能随水平位移的变化曲线

Fig. 17　Variation curves of cumulative energy dissipation with horizontal displacement

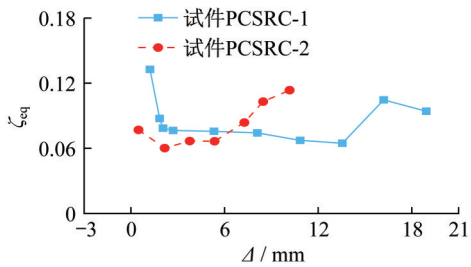


图18　等效黏滞阻尼系数随水平位移的变化曲线

Fig. 18　Variation curves of equivalent viscous damping coefficient with horizontal displacement

段，塑性耗能极少，等效黏滞阻尼系数偏大；试件屈服后进入弹塑性工作阶段，塑性耗能快速增长，等效黏滞阻尼系数逐步回升。

综上所述，增大剪跨比可显著提高PCSRC剪力墙的耗能能力。核心机理为大剪跨比墙体发生弯曲破坏，塑性铰区成型更早、变形发展更充分，可通过边缘型钢翼缘塑性屈服、墙趾混凝土塑性压缩耗散大量地震能量。

4　有限元分析

4.1　有限元模型建立

基于前述PCSRC剪力墙的拟静力试验，本文采用ABAQUS有限元软件建立PCSRC剪力墙分离式有限元模型，以更深入研究其抗震性能。如图19所示，预制混凝土、现浇混凝土、型钢、方钢管及缩口钢管均采用八节点缩减积分三维实体单元C3D8R模拟，钢筋采用三维两节点桁架单元T3D2模拟[26-27]。在型钢、方钢管与现浇混凝土之间设置非线性弹簧（三向）单元模拟界面力学行为；采用连接器单元（CONN3D2）模拟非线性弹簧，并采用杨勇等[28]提出的钢-混凝土组合界面黏结滑移本构；钢筋全部采用内置单元法约束嵌入混凝土实体，以简化建模流程、提高计算效率。采用塑性损伤模型模拟混凝土的力学行为，采用KRÄTZIG等[29]提出的模型描述混凝土的拉压本构关系，循环损伤演化采用BIRTEL等[30]提出的模型；采用混合强化模型[31]描述型钢、方钢管与缩口钢管的本构关系；采用双折线模型描述钢筋的本构关系，应变硬化模量均取初始弹性模量的0.01倍[32]。采用库仑-摩擦模型定义天梁、地梁与空腔墙体之间接触面的切向作用；预制墙体与空腔现浇混凝土法向定义为硬接触，切向定义为罚接触，摩擦系数设定为0.4[33]。

4.2　有限元模型验证

基于前述PCSRC剪力墙的拟静力试验研究结果，本文主要从裂缝损伤分布、破坏形态、滞回曲线、骨架曲线与特征值五个方面，对比有限元模拟结果与试验实测数据，验证模型可靠性。

如图8和图9所示，采用混凝土受拉损伤云图表征裂缝开展规律。试件PCSRC-1的损伤始于两侧墙趾，并逐步向核心区发展；屈服后损伤主要集中于空腔之间的混凝土中部；在荷载达到峰值后，墙趾、空腔中部损伤严重。试件PCSRC-2的损伤始于空腔之间的混凝土中部，并逐步向墙体顶部和底部发展；屈服后墙体两侧轻微损伤；峰值荷载下空腔区域、墙底塑性铰损伤高度集中。总之，PCSRC剪力墙的有限元模拟结果与试验裂缝发展、破坏形态基本吻合。

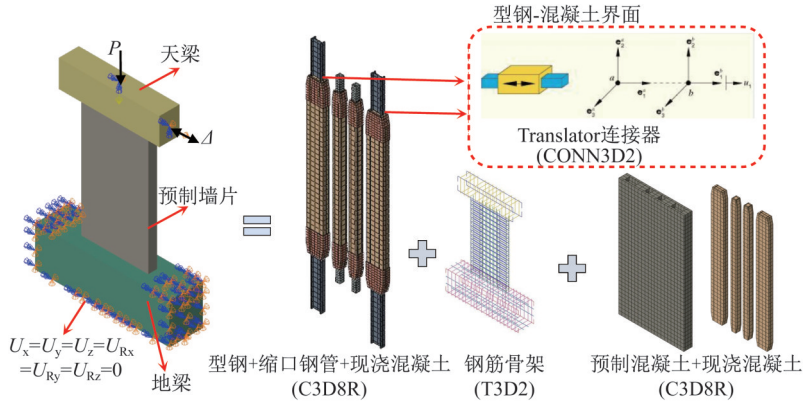
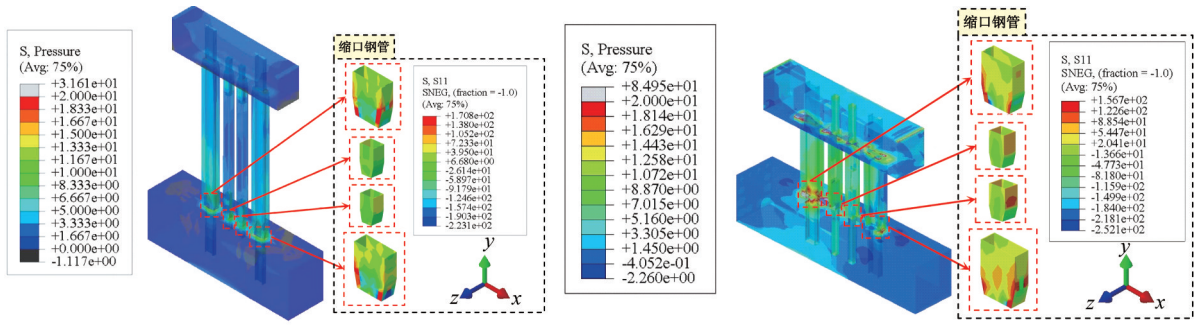


图19　PCSRC剪力墙有限元模型

Fig. 19　Finite element model of PCSRC shear walls

基于有限元模拟结果与试验结果所得滞回曲线和骨架曲线的对比如图10、11所示。由图10和图11可知，有限元曲线与试验曲线整体演化趋势一致，初始刚度、屈服荷载、峰值承载力、刚度退化规律匹配度较高；与试验实测曲线相比，有限元模拟滞回环略饱满、捏缩效应弱于试验的捏缩效应，刚度退化速率更平缓，主要原因为：有限元模型采用理想均质材料，未考虑试件浇筑、焊接带来的初始缺陷、残余应力、混凝土局部微裂缝等实际工程缺陷；有限元模型边界条件均进行了理想化处理，无法还原混凝土开裂、界面滑移、钢材残余变形等微观耗能机制。

峰值荷载下现浇混凝土静水压力、缩口钢管环向应力云图见图20。由图20可知，模型PCSRC-2核心区现浇混凝土静水压力大于模型PCSRC-1核心区现浇混凝土静水压力，这是因为小剪跨比模型PCSRC-2核心区混凝土承受更大、更集中的剪应力；而大剪跨比模型PCSRC-1核心区混凝土的静水压力主要由均匀分布的弯矩控制，剪应力水平更低。两个模型缩口钢管均未屈服，但环向应力处于较高水平，证实缩口钢管可对空腔现浇混凝土形成有效侧向约束，从而提升PCSRC剪力墙塑性铰区的变形能力。



a) 模型PCSRC-1　　b) 模型PCSRC-2

图20　PCSRC剪力墙模型应力分布云图（单位：MPa）

Fig. 20　Stress distribution contours of PCSRC shear wall models (unit: MPa)

4.3　参数扩展分析

以轴压比为0.35、现浇混凝土强度等级为C30、预制混凝土强度等级为C40的PCSRC剪力墙作为研究对象，基于上述所建模型，扩展分析轴压比、现浇混凝土强度和预制混凝土强度等参数对PCSRC剪力墙抗震性能的影响规律，其余设计参数及边界条件均与模型PCSRC-2相同。

4.3.1　轴压比

图21所示为轴压比分别为0.20、0.35、0.60时PCSRC剪力墙的骨架曲线。由图21可知，当轴压比从0.20分别增长至0.35、0.60时，骨架曲线整体趋势不变，平均峰值承载力分别提高了4.36%、5.05%，剪力墙初始刚度基本持平，屈服后刚度退化速率明显减缓。表明PCSRC剪力墙的平均承载力和整体刚度随轴压比的增大均略有提高。原因在于轴压比提升后，型钢对混凝土的侧向约束作用增强，抑制了混凝土裂缝的萌生、扩展，延缓塑性变形发展，钢与混凝土的协同受力效果有所提升。

4.3.2　预制和现浇混凝土强度等级

图22a）为现浇混凝土强度等级分别为C20、C30、C40时PCSRC剪力墙的骨架曲线；图22b）为预制混凝土

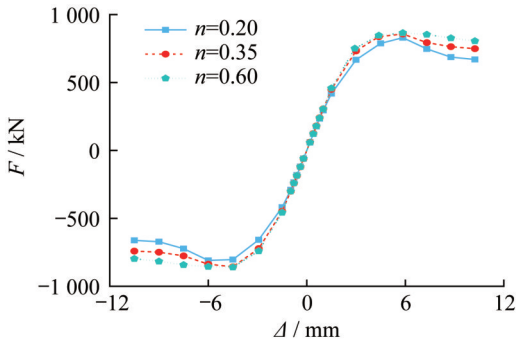


图21 不同轴压比下PCSRC剪力墙的骨架曲线

Fig. 21 Skeleton curves of PCSRC shear walls under different axial compression ratios

强度等级分别为C30、C40、C50时PCSRC剪力墙的骨架曲线。由图22可知，现浇混凝土强度提升对墙体承载力、整体刚度几乎无影响；当预制混凝土强度等级由C30分别提升至C40、C50时，PCSRC剪力墙的平均承载力分别提高了4.43%、9.84%，初始刚度与刚度退化曲线无明显差异。这是因为在PCSRC剪力墙受力过程中，空腔墙体内的现浇混凝土主要承担局部支撑与内力传递作用；而预制空腔墙体的混凝土承担了PCSRC剪力墙的大部分荷载，增强了其受弯和受剪承载能力。此外，PCSRC剪力墙的整体刚度主要由型钢与空腔墙体的协同作用决定。上述差异也反映了预制和现浇混凝土在PCSRC剪力墙受力过程中受力机制的不同。

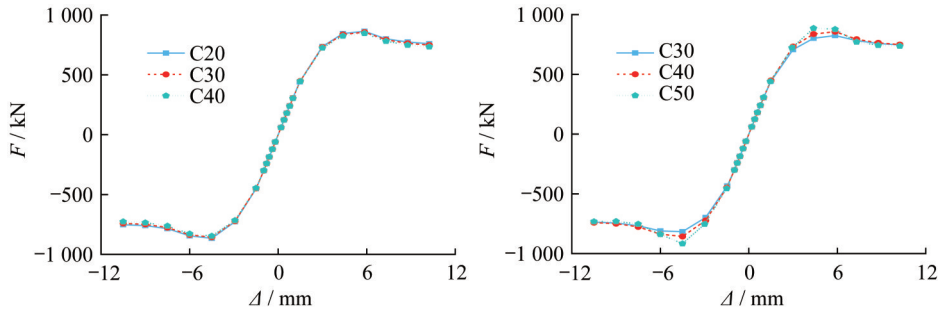


图22 不同混凝土强度等级下PCSRC剪力墙的骨架曲线

Fig. 22 Skeleton curves of PCSRC shear walls under different concrete strength grades

5 结论

（1）PCSRC剪力墙中预制空腔墙体、预制地梁与现浇区域协同受力性能优良，整体工作性能可靠；大剪跨比试件以弯曲破坏为控制模式，小剪跨比试件以剪切破坏为控制模式。加载全过程空腔端部无竖向界面黏结裂缝，预制墙体与地梁坐浆接缝无贯通裂缝；缩口钢管可有效约束现浇混凝土、方钢管与型钢，实现各构件可靠协同连接。

（2）与大剪跨比试件PCSRC-1相比，小剪跨比试件PCSRC-2的正向与负向承载力分别提高了59.15%、43.77%，平均承载力提高了51.53%，初始刚度提高了167%，但屈服后刚度退化速度更快。与小剪跨比试件PCSRC-1相比，大剪跨比试件PCSRC-2的平均极限位移增加了96.74%，同一位移角下截面曲率更大，弯曲变形占总变形比例更高，整体耗能性能更优。弯曲破坏塑性铰区发育更充分，依靠型钢、混凝土塑性变形耗散更多地震能量。

（3）试件PCSRC-1、PCSRC-2的平均极限位移角分别为1/114、1/112，均满足《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2010）对罕遇地震下剪力墙弹塑性层间位移角的限值要求（1/120），变形性能满足抗震设计要求。本文提出的PCSRC剪力墙可简化型钢节点连接构造、减少现场支模与浇筑工序，同时具备优良抗震性能。

（4）采用ABAQUS建立的精细化有限元模型可准确模拟PCSRC剪力墙裂缝发展、破坏形态、滞回与骨架曲线，模型有效性得到验证。小剪跨比试件核心现浇混凝土剪应力集中、静水压力更高；缩口钢管环向应力水平较高，可对空腔现浇混凝土形成有效侧向约束，提升塑性铰区变形能力。

（5）参数拓展分析结果表明，提高轴压比可小幅提升PCSRC剪力墙的承载力，减缓屈服后刚度退化；空腔内部现浇混凝土强度对墙体承载力、刚度无明显影响；提高预制空腔墙体混凝土强度可显著提升墙体的峰值承载力，二者受力机制存在明显区别。

参考文献：

[1] 肖明，韩文龙，吕晚晴，等. 多层装配式预制剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报，2023，44(12)：32-45. DOI：10.14006/j.jzjgxb.2022.0686.
XIAO Ming, HAN Wenlong, LYU Wanqing, et al. Experimental study on seismic performance of multi-story

prefabricated shear wall[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(12): 32-45. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0686.(in Chinese)

[2] 赵斌,王庆杨,吕西林.采用全装配水平接缝的预制混凝土剪力墙抗震性能研究[J].建筑结构学报,2018,39(12):48-55.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.12.006.
ZHAO Bin, WANG Qingyang, LYU Xilin. Research on seismic behavior of precast concrete walls with fully assembled horizontal joints[J].Journal of Building Structures, 2018,39(12):48-55.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.12.006.(in Chinese)

[3] 丁洁民,吴宏磊,赵昕.我国高度250m以上超高层建筑结构现状与分析进展[J].建筑结构学报,2014,35(3):1-7.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2014.03.002.
DING Jiemin, WU Honglei, ZHAO Xin. Current situation and discussion of structural design for super high-rise buildings above 250 m in China [J]. Journal of Building Structures,2014,35(3):1-7.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2014.03.002.(in Chinese)

[4] WU Y T, KANG D Y, GAO L, et al. Seismic behavior of bolted endplate connection between steel reinforced concrete (SRC) wall and SRC beam for use in high-rise buildings[J]. International Journal of Civil Engineering, 2018, 16(11): 1561-1572.DOI:10.1007/s40999-018-0296-x.

[5] LIAO F Y, HAN L H, TAO Z. Performance of reinforced concrete shear walls with steel reinforced concrete boundary columns[J].Engineering Structures,2012,44:186-209.DOI:10.1016/j.engstruct.2012.05.037.

[6] MA K Z, MA Y D, LIANG X W. Seismic behavior of steel reinforced high-strength concrete composite walls[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2020, 24(8): 1290-1310. DOI: 10.1080/13632469.2018.1458665.

[7] 魏勇,钱稼茹,赵作周,等.高轴压比钢骨混凝土矮墙水平加载试验[J].工业建筑,2007,37(6):76-79.DOI:10.13204/j.gyjz2007.06.020.
WEI Yong, QIAN Jiaru, ZHAO Zuozhou, et al. Lateral loading experiment of src low shear walls with high axial force ratio[J]. Industrial Construction, 2007, 37(6): 76-79. DOI:10.13204/j.gyjz2007.06.020.(in Chinese)

[8] 钱稼茹,魏勇,赵作周,等.高轴压比钢骨混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2008,29(2):43-50.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2008.02.008.
QIAN Jiaru, WEI Yong, ZHAO Zuozhou, et al.Experimental study on seismic behavior of SRC shear walls with high axial force ratio[J].Journal of Building Structures,2008,29(2):43-50.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2008.02.008.(in Chinese)

[9] ZHANG L, HAN X L, CHEN X J, et al.Experimental study on the seismic behavior of squat SRC shear walls with high axial load ratio [J]. Buildings, 2022, 12(8): 1238. DOI: 10.3390/buildings12081238.

[10] MASSONE L M, SAYRE B L, WALLACE J W. Load - Deformation responses of slender structural steel reinforced concrete walls[J]. Engineering Structures, 2017, 140: 77-88. DOI:10.1016/j.engstruct.2017.02.050.

[11] DAN D, FABIAN A, STOIAN V. Theoretical and experimental study on composite steel-concrete shear walls with vertical steel encased profiles[J].Journal of Constructional Steel Research, 2011, 67(5): 800-813. DOI: 10.1016/j. jcsr. 2010. 12.013.

[12] KE X J, QIN Y, CHEN S J, et al. Seismic performance and shear lag effect of T-shaped steel plate reinforced concrete composite shear wall[J]. Engineering Structures, 2023, 289: 116303.DOI:10.1016/j.engstruct.2023.116303.

[13] 日社团法人预制建筑协会.预制建筑技术集成:第一册:预制建筑总论[M].朱邦范,译.北京:中国建筑工业出版社,2012:25-31.
Japan Association of Prefabricated Building. Prefabricated building technology integration: Volume 1: Overview of prefabricated buildings[M]. ZHU Bangfan, translated. Beijing: China Architecture & Building Press,2012:25-31.(in Chinese)

[14] KIM S, HONG W K, KIM J H, et al. The development of modularized construction of enhanced precast composite structural systems (Smart Green frame) and its embedded energy efficiency[J]. Energy and Buildings, 2013, 66: 16-21. DOI:10.1016/j.enbuild.2013.07.023.

[15] 王啸霆,李文峰,王涛,等.采用螺栓连接的预制钢骨剪力墙拟静力试验研究[J].地震工程与工程振动,2013,33(5):167-175.DOI:10.13197/j.eeev.2013.05.167.wangxt.021.
WANG Xiaoting, LI Wenfeng, WANG Tao, et al. Seismic behavior of precast concrete walls with bolted connections[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2013,33(5):167-175.DOI:10.13197/j.eeev.2013.05.167.wangxt.021.(in Chinese)

[16] DING T, XIAO J Z, WEI K H, et al. Seismic behavior of concrete shear walls with bolted end-plate DfD connections [J]. Engineering Structures, 2020, 214: 110610. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110610.

[17] 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.DOI:10.1016/j.istruc.2021.10.055.

[18] 于云龙,贺九洲,杨勇,等.部分预制预应力型钢混凝土梁受力性能试验与设计方法研究[J].工程力学,2024,41(10):100-109.DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2022.08.0701.
YU Yunlong, HE Jiuzhou, YANG Yong, et al.Experimental study and design method on mechanical behavior of partially precast prestressed steel reinforced concrete beams [J]. Engineering Mechanics, 2024, 41(10): 100-109. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2022.08.0701.(in Chinese)

[19] 杨勇,薛亦聪,于云龙,等.部分预制装配型钢混凝土梁受力性能试验研究[J].土木工程学报,2018,51(4):1-9,19.DOI:10.15951/j.tmgcxb.2018.04.001.

YANG Yong, XUE Yicong, YU Yunlong, et al. Experimental research on mechanical performance of partially precast steel reinforced concrete beams [J]. China Civil Engineering Journal, 2018, 51(4): 1-9, 19. DOI: 10.15951/j.tmgcxb.2018.04.001. (in Chinese)

[20] 郝宁, 杨勇, 薛亦聪, 等. 预制装配部分包覆高强型钢-超高性能混凝土组合梁受弯承载力试验研究[J]. 建筑结构学报, 2024, 45(2): 95-106. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0378.
HAO Ning, YANG Yong, XUE Yicong, et al. Experimental study on flexural bearing capacity of precast and assembled partially encased HSS-UHPC composite beam [J]. Journal of Building Structures, 2024, 45(2): 95-106. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.0378. (in Chinese)

[21] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings [S]. (in Chinese)

[22] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的"屈服点"定义与讨论[J]. 工程力学, 2017, 34(3): 36-46. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.0192.
FENG Peng, QIANG Hanlin, YE Lieping. Discussion and definition on yield points of materials, members and structures [J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(3): 36-46. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2016.03.0192. (in Chinese)

[23] 练其安, 雷东, 张大伟, 等. 钢管混凝土中型钢与混凝土黏结性能试验研究[J]. 钢结构, 2018, 33(9): 48-52. DOI: 10.13206/j.gjg201809009.
LIAN Qi'an, LEI Dong, ZHANG Dawei, et al. Experimental research on bond property between profile steel and concrete in concrete filled steel tube [J]. Steel Construction, 2018, 33(9): 48-52. DOI: 10.13206/j.gjg201809009. (in Chinese)

[24] 袁维光, 赵华, 肖强, 等. 采用高强钢棒的混凝土短肢剪力墙抗震性能评估[J]. 工程力学, 2026, 43(2): 169-179. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2023.07.0557.
YUAN Weiguang, ZHAO Hua, XIAO Qiang, et al. Seismic performance evaluation of concrete short-leg shear wall with high-strength steel bars [J]. Engineering Mechanics, 2026, 43(2): 169-179. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2023.07.0557. (in Chinese)

[25] 潘广斌, 蔡健, 杨春, 等. 冷挤压套筒连接RC装配式剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(5): 111-120. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2020.C034.
PAN Guangbin, CAI Jian, YANG Chun, et al. Experimental study on seismic behavior of precast RC shear walls connected by extruding steel sleeves and rebars [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(5): 111-120. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2020.C034. (in Chinese)

[26] MANSOUR W, TAYEH B A, TAM L H. Finite element analysis of shear performance of UHPFRC-encased steel composite beams: Parametric study [J]. Engineering Structures, 2022, 271: 114940. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114940.

[27] YU Y L, LIU Y T, TAN B, et al. Experiments and FE modeling on the seismic behavior of partially precast steel-reinforced concrete squat walls [J]. Buildings, 2024, 14(11): 3441. DOI: 10.3390/buildings14113441.

[28] 杨勇, 郭子雄, 聂建国, 等. 型钢混凝土结构ANSYS数值模拟技术研究[J]. 工程力学, 2006, 23(4): 79-85, 57. DOI: 10.3969/j.issn.1000-4750.2006.04.015.
YANG Yong, GUO Zixiong, NIE Jianguo, et al. Study on numerical simulation technology of steel reinforced concrete structures using ansys [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(4): 79-85, 57. DOI: 10.3969/j.issn.1000-4750.2006.04.015. (in Chinese)

[29] KRÄTZIG W B, PÖLLING R. An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters [J]. Computers & Structures, 2004, 82(15/16): 1201-1215. DOI: 10.1016/j.compstruc.2004.03.002.

[30] BIRTEL V, MARK P. Parameterized finite element modelling of RC beam shear failure [C]//The 19th Annual International ABAQUS Users'Conference. Bochum: Ruhr-University Bochum, 2006.

[31] CHABOCHE J L. Time-independent constitutive theories for cyclic plasticity [J]. International Journal of Plasticity, 1986, 2(2): 149-188. DOI: 10.1016/0749-6419(86)90010-0.

[32] 武立伟, 于斐凡, 郭雪源, 等. 装配式圆钢管混凝土组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2022, 43(增刊1): 186-195. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.S1.0020.
WU Liwei, YU Feifan, GUO Xueyuan, et al. Experimental study on seismic behavior of prefabricated concrete-filled circular steel tube composite shear walls [J]. Journal of Building Structures, 2022, 43(Suppl. 1): 186-195. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2022.S1.0020. (in Chinese)

[33] TAO Z, WANG Z B, YU Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 89: 121-131. DOI: 10.1016/j.jcsr.2013.07.001.