

基于角部改进优化的模块化装配组合 剪力墙抗震性能研究

吴小蕙,王彦峰,董晗拓

(广东电网有限责任公司电网规划研究中心,广东 广州 510220)

摘要:剪力墙结构在地震荷载作用下角部混凝土率先损伤失效是诱发整体结构性能退化的主要因素之一。以型钢-混凝土模块化装配组合剪力墙为研究对象,开展剪力墙模块角部圆弧型钢厚板设计、圆弧型钢厚板加劲设计、折角型钢厚板设计、折角型钢厚板加劲设计4种优化设计方案研究,并与未优化设计方案组合剪力墙的抗震性能进行对比分析,在此基础上进一步探讨了最优设计方案的参数影响规律。结果表明:所提4种角部构造优化设计方案均能提升模块化装配组合剪力墙试件的抗震性能,并以折角型钢厚板加劲设计方案为最优,大大提升模块化装配组合剪力墙的整体协同工作能力,其初始刚度、峰值承载力、累积滞回耗能和极限点位移角相比未优化方案分别提高40%、43%、44.7%和23.58%;针对最优折角型钢厚板加劲设计方案,给出了剪力墙模块设计的最优参数取值范围,为实际工程设计提供参考。

关键词:模块化;组合剪力墙;抗震性能;数值模拟

中图分类号:TU398+.2

文献标志码:A

Study on seismic performance of modular prefabricated composite shear walls with corner-optimized reinforcement

WU Xiaohui, WANG Yanfeng, DONG Hantuo

(Power Grid Planning Research Center of Guangdong Power Grid Co., Ltd., Guangzhou 510220, China)

Abstract: Corner concrete damage and failure in shear wall structures under seismic loading is one of the primary factors leading to degradation of overall structural performance. This study focuses on steel-concrete modular prefabricated composite shear walls, proposing four optimized corner design schemes: curved steel thick-plate (CSTP) design, stiffened CSTP design, folded steel thick-plate (FSTP) design, and stiffened FSTP design. The seismic performance of these optimized designs was compared with that of non-optimized composite shear walls, followed by an investigation into the parameter influence patterns of the optimal design. Results demonstrate that all four corner optimization schemes enhance the seismic performance of modular prefabricated composite shear wall specimens, with the stiffened FSTP design showing the most significant improvement. This optimal design substantially improves the collaborative working capacity of the structure, increasing initial stiffness, peak bearing capacity, cumulative hysteretic energy dissipation, and ultimate drift angle by 40%, 43%, 44.7%, and 23.58%, respectively, compared to the non-optimized scheme. Optimal parameter ranges for the stiffened FSTP design are provided, offering references for practical engineering applications.

Key words: modularity; composite shear wall; seismic performance; numerical simulation

0 引言

剪力墙结构因其具有良好的抗侧力和协同工作性能,在高层及超高层结构中广泛使用,并在历次地震与强台风作用下表现出突出的抗震抗风能力^[1-2]。随着当今低碳化、工业化建筑的不断发展,具有建造周期短、现场施工能耗低、机械化作业效率高等优点的装配式建筑应运而生,有关装配式剪力墙结构的研究也成为热点领域,取得了极具参考价值的研究成果^[3-5]。殷占忠等^[6]基于单向加载试验研究了带 PEC 柱的钢板剪力墙结构的抗震性能,发现 PEC 柱可有效锚固内嵌薄钢板并使结构产生拉力带;张国发等^[7]提出了一种具有多个竖向连通墙体的新型钢板组合剪力墙结构,采用数值模拟研究了其新型剪力墙的抗震性能;郝际平等^[8]针对联肢弯剪型钢板剪力墙开展了性能试验研究,并对试件的屈服顺序和变形模式进行了探究,发现联肢剪力墙中的连梁改变了结构屈服机制,有效提升整体结构的延性和耗能能力,可实现多道抗震设防功能;祁佳睿等^[9]基于低周往复力学性能试验,研究了装配式钢管混凝土组合剪力墙的变形性能和破坏形态,结果表明钢管与混凝土之间具有良好的连接性能,试验过程中未发现相对滑移现象;张金铎等^[10]综述了双钢板组合剪力墙的现状和趋势。

为改善钢板剪力墙的平面外变形能力、提升其抗震承载能力,ZHAO 等^[11]提出在钢板两侧外挂混凝土板进而限制剪力墙的平面外变形;然而,混凝土为脆性材料,为防止梁柱变形导致内部混凝土压碎,尤其是角部位置的混凝土,ZHAO 等^[12]继续提出在梁柱与内部现浇混凝土板之间预留缝隙,进而改善内藏钢板-外挂混凝土板组合剪力墙构件的延性和耗能能力。尽管这种预留缝隙的方式能改善组合剪力墙结构的抗震性能,但研究发现当水平加载位移增大时,缝隙处未被外挂混凝土板约束的内藏钢板同样会产生平面外屈曲显著变形,并最终在该处发生内藏钢板撕裂现象,而导致构件承载失效^[13]。为此,本文以内藏钢板-外挂混凝土板模块化装配组合剪力墙结构为研究对象,为避免混凝土板在角部提前压碎失效,在剪力墙模块角部提出不同构造形式的角部型钢加强设计方案,对比分析了不同构造优化方案的模块化装配组合剪力墙的抗震性能。

1 模块化装配组合剪力墙优化设计

为便于施工现场运输、吊装与装配,将剪力墙设计为模块化,每个剪力墙模块由内藏钢板、两侧外挂混凝土板、侧面连接钢板及与 4 周构件相连的螺栓组成,剪力墙模块在工厂预制,即首先将内藏钢板与侧面连接钢板加工成型,然后通过栓钉将两侧混凝土板现浇在模块内,如图 1 所示。剪力墙模块型钢材料采用 Q235B,混凝土材料采用 C40,螺栓采用 10.9 级高强螺栓。研究发现^[14],剪力墙模块在低周往复加载时,混凝土板的 4 个角部在挤压下容易提前发生裂缝进入损伤状态,当损伤积累到一定程度时角部两侧混凝土无法为内藏钢板提供有效约束,进而导致角部的内藏钢板局部屈曲变形而失效,难以充分发挥型钢与混凝土的协同工作性能。针对该问题,提出在剪力墙模块的 4 个角部进行构造改进优化,并为对比分析不同优化方案对构件抗震性能的影响,开展下述优化设计方案。

MCW-C0:角部未改进模块化装配组合剪力墙,作为对照组试件。剪力墙模块宽 600 mm、高 1 200 mm,内藏钢板厚 4 mm,外挂混凝土板厚 50 mm,侧面连接钢板厚 8 mm,模块之间外伸连接板厚 10 mm。

MCW-CA1:圆弧型钢厚板设计方案,即将剪力墙模块角部内藏钢板圆弧区域加厚设计,角部两侧仍保留现浇混凝土盖板,如图 2(a)所示。角部圆弧半径 100 mm、圆弧区内藏钢板厚度 12 mm。

MCW-CA2:圆弧型钢厚板加劲设计方案,即将剪力墙模块角部内藏钢板圆弧区域加厚设计,并在加厚区域内沿圆弧及半径方向设加劲肋,角部两侧不再现浇混凝土盖板,如图 2(b)所示。角部圆弧半径 100 mm、圆弧区内藏钢板厚度 12 mm,圆弧区加劲肋板厚均为 8 mm。

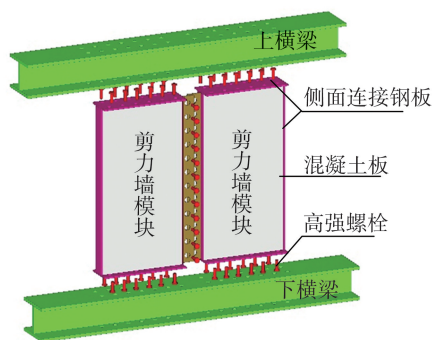


图 1 组合剪力墙模块及其装配示意图
Fig. 1 Composite shear wall module and assembly diagram

MCW-CF1:折角型钢厚板设计方案,即与 MCW-CA1 设计相同,但将圆弧边改为折角边。
 MCW-CF2:折角型钢厚板加劲设计方案,即与 MCW-CA2 设计相同,但将圆弧边改为折角边。

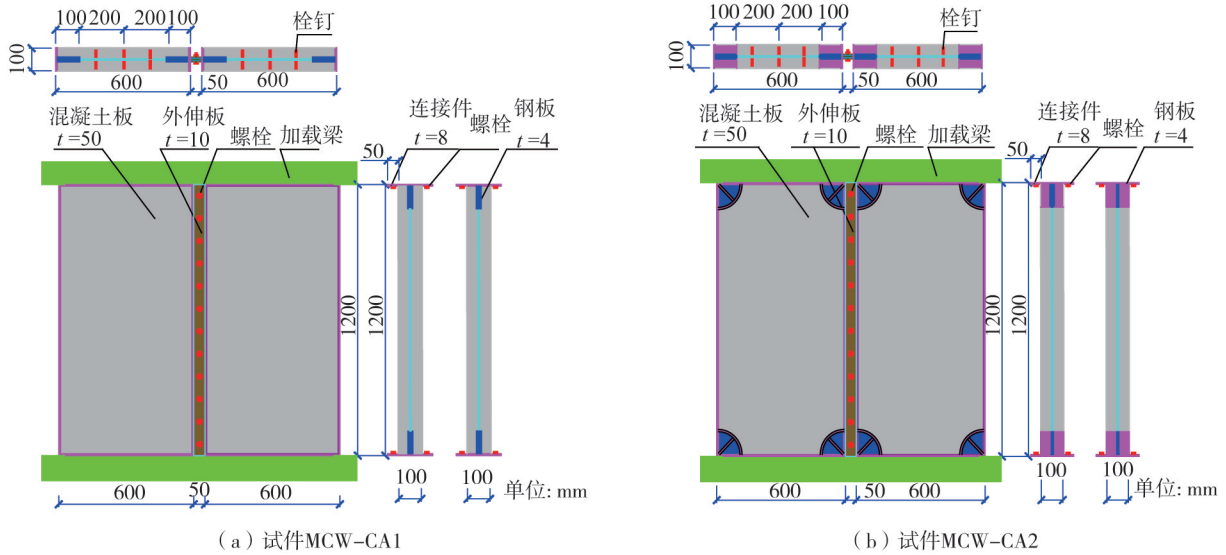


图 2 试件 MCW-CA1 和 MCW-CA2 构造设计图

Fig. 2 Construction design of specimens MCW-CA1 and MCW-CA2

2 数值模型建立与验证

2.1 数值模型建立

模型 C40 混凝土材料采用塑性损伤本构模型^[15-16],混凝土拉伸、压缩应力-应变关系及其损伤因子如图 3 所示。钢材采用基于应力三轴度钢材损伤本构模型^[17-18],相关本构材料参数见表 1。

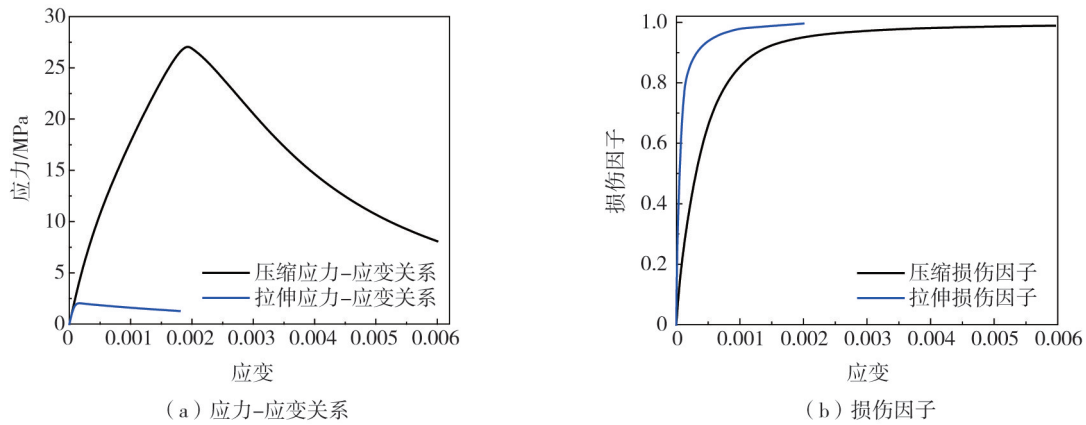


图 3 混凝土塑性损伤本构关系

Fig. 3 Plastic damage constitutive model of concrete

表 1 模型钢材本构材料参数

Table 1 Constitutive parameters of the model steel

| 构件名称 | 弹性模量/Pa | 屈服强度/Pa | 极限强度/Pa | 等效塑性应变 | 钢材硬化常数 | | 极限破坏位移/mm |
|--------|-----------------------|--------------------|--------------------|--------|----------|--------------------|-----------|
| | | | | | <i>n</i> | <i>K</i> /Pa | |
| 内藏钢板 | 2.04×10^{11} | 2.93×10^8 | 4.25×10^8 | 0.63 | 0.18 | 7.00×10^8 | 160 |
| 侧面连接钢板 | 2.05×10^{11} | 2.95×10^8 | 4.33×10^8 | 0.63 | 0.18 | 7.00×10^8 | 160 |
| 外伸连接钢板 | 2.05×10^{11} | 2.95×10^8 | 4.33×10^8 | 0.63 | 0.18 | 7.00×10^8 | 105 |
| 高强螺栓 | 2.06×10^{11} | 6.40×10^8 | 8.00×10^8 | 0.63 | 0.18 | 7.00×10^8 | 25 |
| 分布钢筋 | 2.00×10^{11} | 3.35×10^8 | 4.55×10^8 | 0.63 | 0.18 | 7.00×10^8 | 225 |

采用 ABAQUS 软件建立数值计算模型,角部优化加强区域采用 15 节点二次三棱柱单元(C15D6)建模,其余部分(如内藏钢板、连接板、混凝土等构件)采用实体 8 节点六面体单元(C3D8R)建模,这两类单元可以模拟复杂的几何形状和结构,对动力计算的适用性较强,网格划分单元统计结果见表 2。模型构件之间的连接,如混凝土板与内藏钢板之间的栓钉连接、剪力墙模块之间以及与上下钢梁之间的高强螺栓连接等,均采用绑定关系模拟。经网格收敛性分析,将内藏钢板、混凝土板、连接件、加载梁的网格尺寸取为 25 mm,将螺栓和栓钉的尺寸取为 5 mm,将外伸板的网格尺寸取为 15 mm,最终模型总单元数 30465 个。在网格划分过程中,对于规则部分采用结构化网格划分技术,对于不规则部分(如螺栓、孔洞等)采用扫掠网格 Medial Axis 划分技术。试件 MCW-CF2 有限元模型如图 4 所示。

表 2 数值模型单元统计

Table 2 Element statistics of the numerical model

| 组成部分 | 网格尺寸/mm | 单元类别 | | 合计 |
|-------|---------|-------|-------|------|
| | | C15D6 | C3D8R | |
| 上下横梁 | 25×25 | 0 | 3536 | 3536 |
| 连接钢板 | 25×25 | 2242 | 1512 | 3754 |
| 混凝土板 | 25×25 | 0 | 9960 | 9960 |
| 内藏钢板 | 25×25 | 704 | 2034 | 2738 |
| 螺栓与栓钉 | 5×5 | 0 | 9541 | 9541 |
| 外伸钢板 | 15×15 | 352 | 584 | 936 |

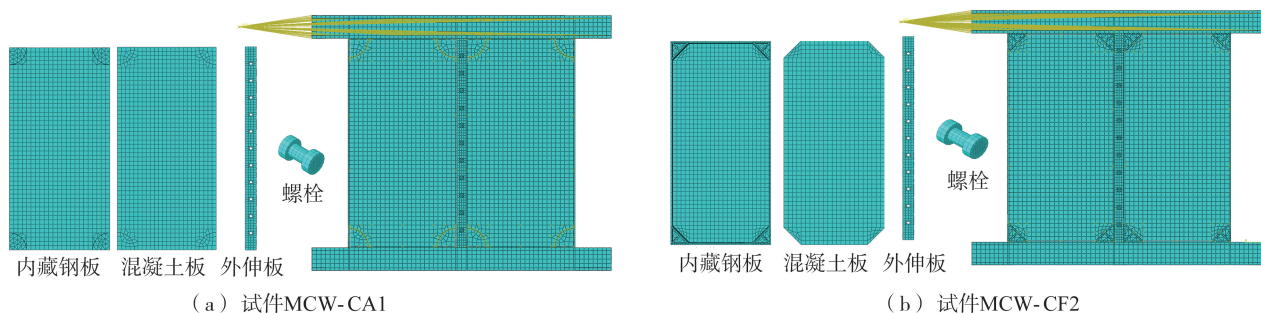


图 4 数值模型

Fig. 4 Numerical model

2.2 边界条件与加载

有限元模型下横梁底面与地面接触的部位采用固定边界条件;上横梁在加载过程中保持与作动器同步推拉加载运动,侧向无位移,因而在数值模型中除上横梁运动方向的位移不约束外,将上横梁其余所有位移边界约束住,并通过设置参考点将上横梁所有单元的自由度与参考点耦合在一起。实际加载通过该参考点施加,即上横梁与其同步运动,参考点仅沿上横梁长度方向运动,其余方向无位移。边界条件与加载示意图如图 5 所示。

加载过程采用先力控制加载、后位移控制加载的两阶段模式^[19]。力加载阶段,起始按照构件屈服承载力的 50%开始,随后以 50 kN 为荷载级差进行加载,每级循环一次,当接近构件屈服承载力时减小加载级差,以确保荷载-位移曲线能够出现较为明显的拐点;此后,按照屈服位移角的倍数开始位移控制加载,每级加载循环两次,当构件承载力降低至极限承载力的 85%时停止加载,目标加载位移角为 4%。加载制度如图 6 所示。

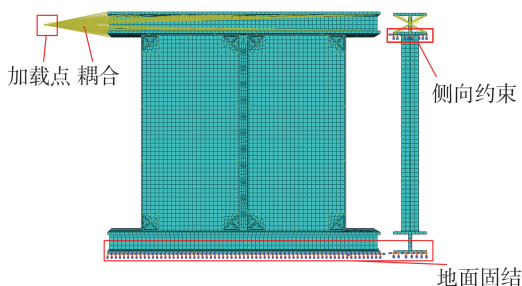


图 5 边界条件与加载设置

Fig. 5 Boundary condition and loading setting

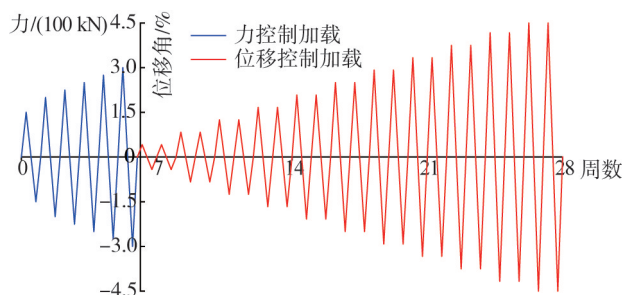


图 6 加载制度

Fig. 6 Loading design

2.3 数值模型验证

结合上述有限元本构参数与建模计算方法等,建立与文献[19]试验模型 PBRW-VII 相对应的数值计算模型,相关模型参数和加载方式保持与该文献一致。表 3 给出了代表性参数误差对比数据,图 7 给出了试验与有限元得到的荷载-位移滞回关系曲线对比图。可见,试验与有限元得到的滞回曲线对比具有良好的

吻合度,数值模型能够很好地反映试件的承载力及其退化特性。相比于有限元计算结果,可以看出试验所得滞回曲线存在一定的捏缩效应,其主要原因在于数值模拟难以准确反映钢板残余应力、人为误差等因素,只能理想地考虑材料、边界和加载方式等,这在其他研究中亦有类似结论^[20]。此外,从表 3 可以看出,即便试验与有限元结果存在一定程度的差异,但误差较小,最大误差仅为 7.62%,说明数值模拟能够良好反映构件的抗震性能。因此,认为本文采用的本构关系、数值方法是合理有效的,能够为后续数值计算提供支撑。

表 3 试验与数值计算结果对比

Table 3 Result comparison between test & simulation

| 方法 | 方向 | 屈服荷载 /kN | 极限荷载 /kN | 初始刚度 /(kN/mm) |
|--------|-----|----------|----------|---------------|
| 数值计算 | (+) | 446 | 522 | 80 |
| | (-) | 447 | 515 | 72 |
| | 均值 | 446 | 518 | 76 |
| 性能试验 | (+) | 421 | 532 | 76 |
| | (-) | 409 | 515 | 64 |
| | 均值 | 415 | 524 | 70 |
| 均值误差/% | | 7.00 | 1.06 | 7.62 |

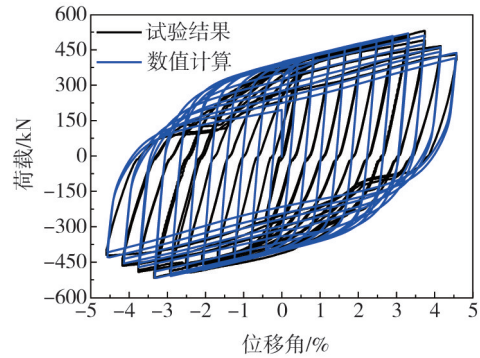


图 7 滞回曲线对比

Fig. 7 Hysteresis curve comparison

3 优化设计结果分析

3.1 滞回耗能特性

图 8 和图 9 给出了不同角部构造优化设计方案与未优化方案滞回曲线、累积耗能与等效阻尼比的对比图。可以看出 4 种优化改进方案较传统方案承载能力有很大幅度的提升,且滞回曲线的捏缩效应有效降低,其主要原因在于剪力墙模块角部优化加强,有利于抑制角部混凝土提前进入损伤失效状态,进而使得型钢与混凝土之间的协同工作性能更佳,充分发挥了材料的受力特性,并以折角型钢厚板加劲设计方案性能最优。相比于未改进优化试件 MCW-C0,试件 MCW-CA1、MCW-CA2、MCW-CF1、MCW-CF2 的累积滞回耗能依次提升 27.3%、38.3%、20.8%、44.7%,等效黏滞阻尼比依次提升 12.7%、8.3%、9.1%、10.8%。

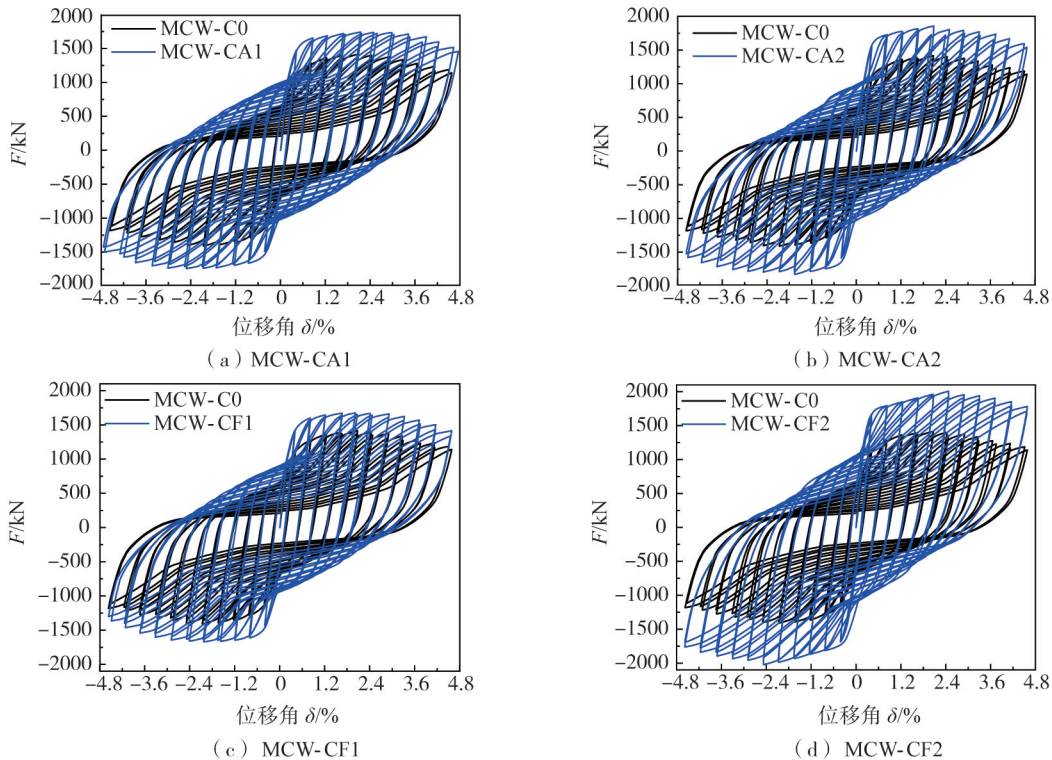


图 8 滞回曲线对比

Fig. 8 Hysteresis curve comparison

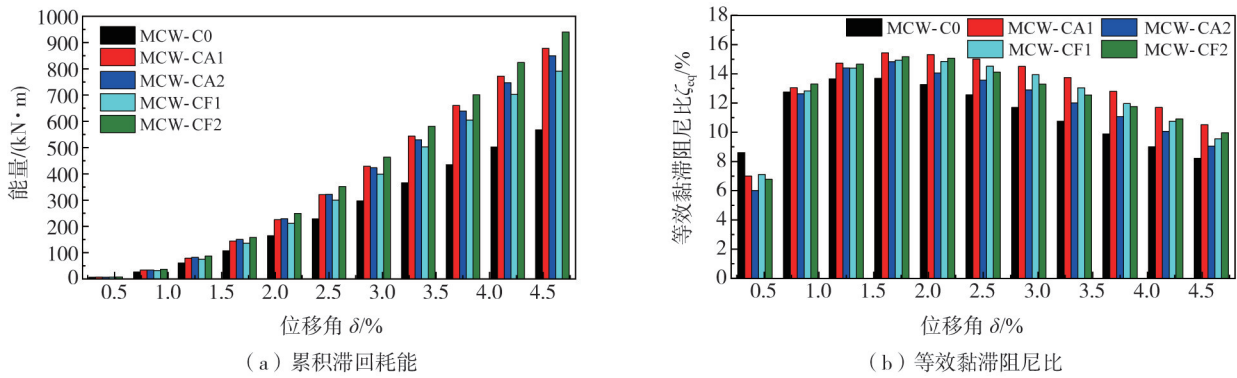


图9 累积滞回耗能与等效黏滞阻尼比

Fig.9 Accumulated hysteretic energy and equivalent viscous damping ratio

3.2 承载力与刚度特性

图10给出了不同角部构造优化设计方案与未优化方案骨架曲线和刚度曲线的对比图,表4给出了代表性力学性能参数。可以看出,角部改进优化方案的骨架曲线均高于未优化方案,说明剪力墙模块通过在角部进行优化改进,可有效提升试件的整体承载力、初始刚度和延性性能,其中试件MCW-CF2的承载能力和延性性能提升最大,刚度退化最慢。相比于试件MCW-C0,试件MCW-CA1、MCW-CA2、MCW-CF1、MCW-CF2的初始刚度依次提升27%、25%、27%、40%,峰值承载力依次提升23%、30%、18%、43%;极限点位移角也从MCW-C0的3.69%提升到MCW-CF2的4.56%,提高了23.58%。

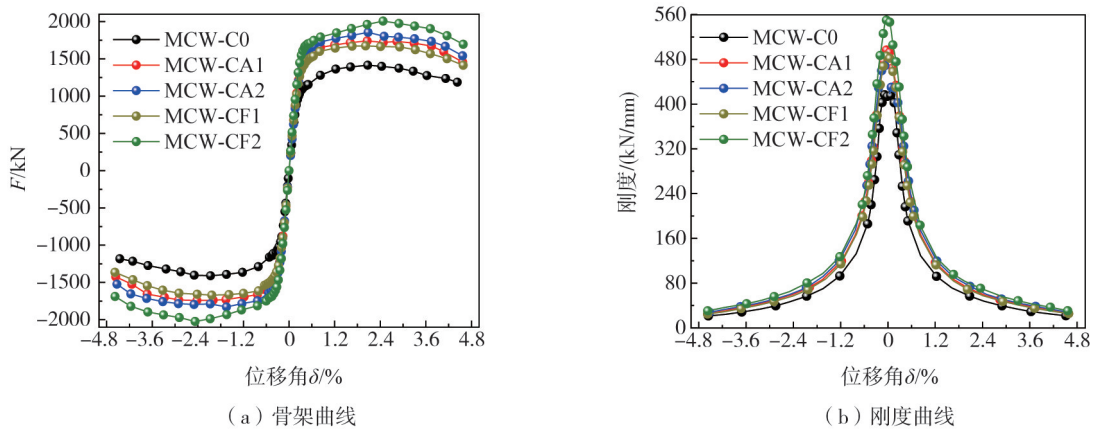


图10 骨架与刚度曲线对比

Fig.10 Comparison of skeleton and stiffness curves

表4 典型力学性能参数

Table 4 Typical mechanical performance parameters

| 试件 | 初始刚度 (kN/mm) | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | |
|---------|-----------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|
| | | F_y/kN | $\delta_y/\%$ | F_p/kN | $\delta_p/\%$ | F_u/kN | $\delta_u/\%$ |
| MCW-C0 | 341 | 1089 | 0.35 | 1413 | 2.07 | 1201 | 3.69 |
| MCW-CA1 | 435(27%) | 1452(33%) | 0.37 | 1742(23%) | 2.24 | 1458(21%) | 4.40 |
| MCW-CA2 | 428(25%) | 1510(39%) | 0.37 | 1843(30%) | 1.87 | 1566(30%) | 4.50 |
| MCW-CF1 | 432(27%) | 1403(29%) | 0.37 | 1673(18%) | 2.03 | 1442(20%) | 4.41 |
| MCW-CF2 | 477(40%) | 1631(50%) | 0.38 | 2015(43%) | 2.21 | 1702(42%) | 4.56 |

剪力墙模块角部构造优化改进方案可有效提升整体试件的承载能力,其能够充分发挥型钢-混凝土材料的整体协同工作性能。其主要原因在于,通过对剪力墙模块角部进行优化改进,使在加载过程中外挂混凝土板角部的混凝土材料没有提前发生局部损伤失效,进而避免角部内藏钢板产生屈曲变形,实现对内藏钢板

的良好约束作用,提升协同工作能力。如图 11 所示,角部未改进的优化试件 MCW-C0 在屈服点和极限点均未发生混凝土大面积损伤现象,而主要集中在角部区域。这说明在加载过程中,剪力墙模块角部混凝土损伤导致对内藏钢板的约束作用下降,不能充分发挥协同工作性能,进而导致承载力较低。相比而言,角部区域仅内藏钢板加厚设计的试件 MCW-CA1、MCW-CF1,其外挂混凝土的损伤面积增大,能一定程度上提升材料的协同工作性能;但由于损伤仍集中在角部位置,承载力提升效果并不显著。对于角部区域同时加厚和加肋设计的试件 MCW-CA2、MCW-CF2,不论是屈服点阶段还是峰值点阶段,混凝土板的损伤均从角部向中间扩散,没有出现明显的局部混凝土损伤现象和应力集中现象,如图 11(b) 所示。角部同时加厚加肋处理条件下,试件 MCW-CA2 和 MCW-CF2 外挂混凝土板的损伤虽均由角部向内部扩散,但二者同样存在区别:试件 MCW-CF2 外挂混凝土板的损伤从整体上来看,损伤分布更为均匀、连续,表明这种构造处理方式对于受力与传力更有利;然而,试件 MCW-CA2 混凝土的损伤并不均匀,角部的损伤要高于中部且不连续。二者相比,试件 MCW-CA2 仍发生在角部区域的提前损伤失效,而试件 MCW-CF2 因混凝土与钢板具有更优的协调工作性能,力学显著优于试件 MCW-CA2。

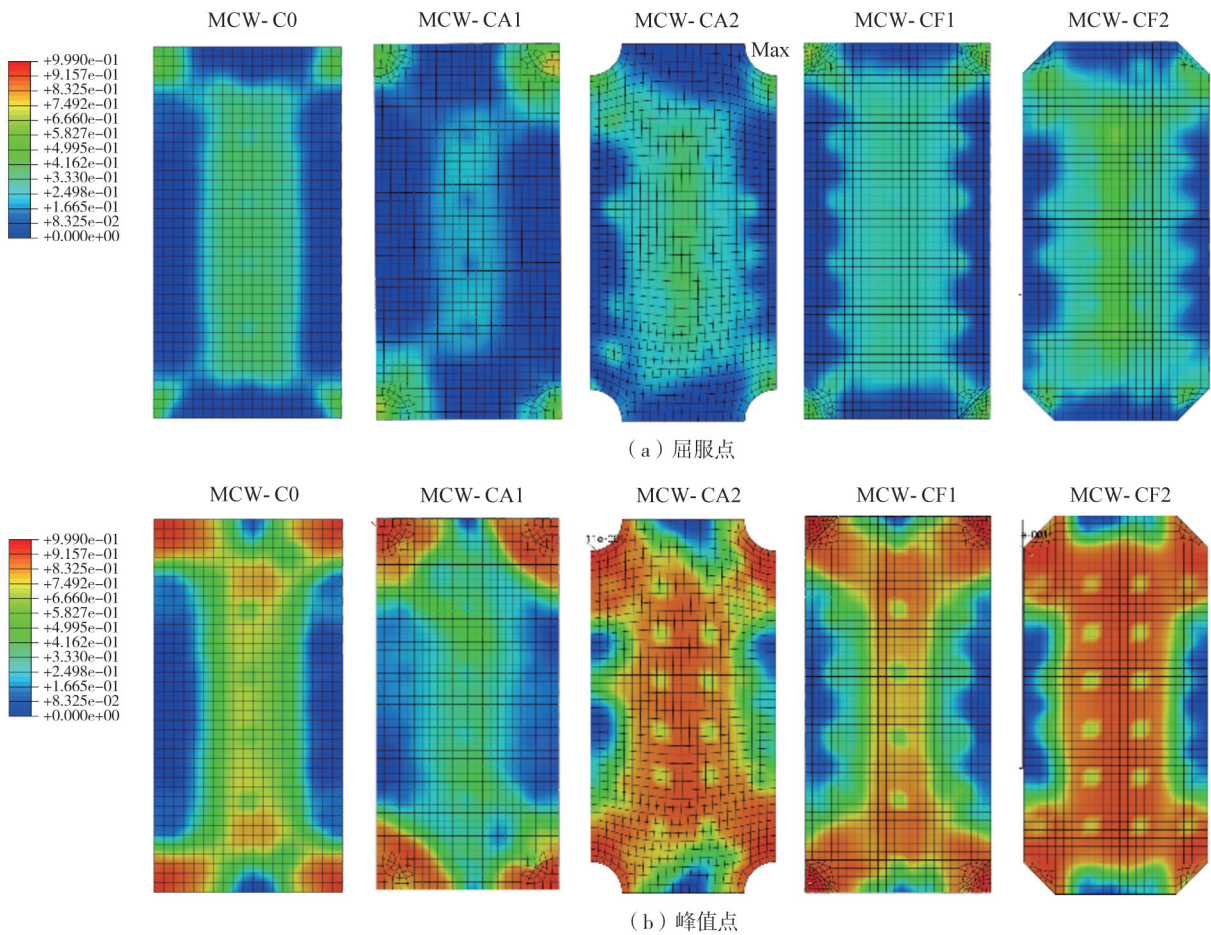


图 11 混凝土板压缩损伤云图

Fig. 11 Compressive damage contours of the concrete plate

4 参数影响分析

4.1 参数影响工况设计

由上一节计算结果可知,剪力墙模块折角型钢厚板加劲设计方案(MCW-CF2)对试件整体抗震性能的提升效果最好。然而,对于该方案本身而言,其尺寸参数的设计并不一定是最优的。为此,本节以试件MCW-CF2为基础,研究长宽比 α (角部加固长度与剪力墙模块宽度之比)、肋厚比 β (角部加劲肋板与内藏钢板厚度之比)、板厚比 λ (角部加厚钢板与内藏钢板厚度之比)对其力学行为的影响,并给出参数优化设计建议。表 5 给出了参数设计工况表。

表5 参数影响工况设计

Table 5 Cases for the parameter impact analysis

| 编号 | 长宽比 α | 肋厚比 β | 板厚比 λ | 目标 |
|----------|----------------|----------------|---------------|----------------|
| 工况 1~5 | 0.1~0.5 增量 0.1 | 1 | 2.5 | α 取值建议 |
| 工况 6~14 | 0.3 | 0.4~2.0 增量 0.2 | 2.5 | β 取值建议 |
| 工况 15~21 | 0.3 | 1 | 1~4 增量 0.5 | λ 取值建议 |

4.2 长宽比 α 影响分析

图 12 给出了不同长宽比参数条件下试件的荷载-位移骨架曲线和等效黏滞阻尼比,可见随着长宽比的增大,试件初始刚度、屈服荷载、峰值荷载等均呈现先逐渐上升然后下降的变化趋势,每级加载的等效黏滞阻尼比亦有同样趋势。当长宽比为 0.3 时,力学性能最优;当长宽比取 0.1~0.5 时,试件初始刚度依次为 434、442、458、438、415 kN/mm,峰值荷载依次为 1762、1869、2084、1928、1865 kN。随着剪力墙模块角部构造长度的增加,混凝土板与型钢之间同样呈现协同工作性能由好变差的趋势,如图 13 所示。当长宽比为 0.3 时,混凝土板损伤面积大且未出现局部损伤集中的现象;而当长宽比取 0.5 时,混凝土板损伤云图分布明显不均,局部集中现象显著。

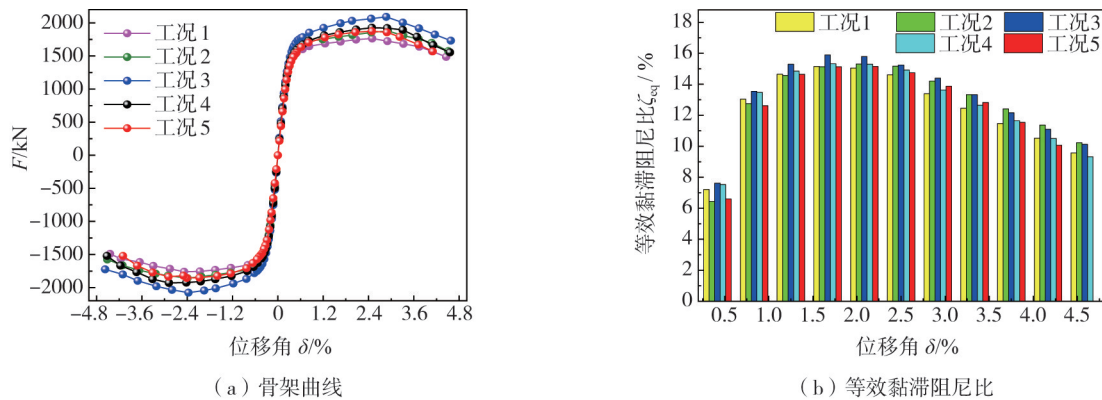


图 12 工况 1~5 骨架曲线与等效黏滞阻尼比

Fig. 12 Skeleton curve and equivalent viscous damping ratio for cases 1~5

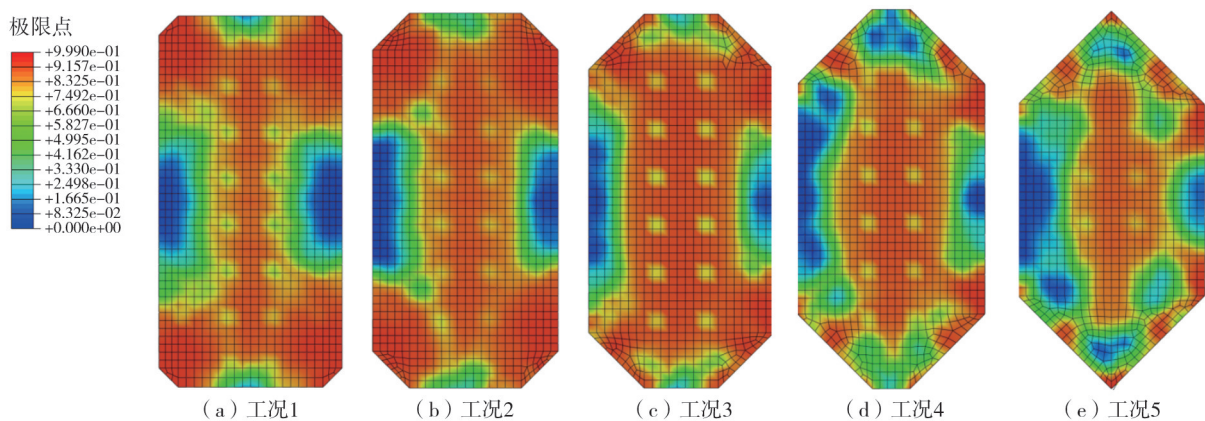


图 13 混凝土板压缩损伤云图

Fig. 13 Compressive damage contours of the concrete plate

4.3 肋厚比 β 影响分析

图 14 给出了不同肋厚比参数条件下试件的荷载-位移骨架曲线和等效黏滞阻尼比,表 6 列出了不同肋厚比条件下试件的典型力学性能参数。可见,随着肋厚比的增大,试件初始刚度、屈服荷载、峰值荷载等均呈现先逐渐上升的变化趋势,而每级加载的等效黏滞阻尼比呈现逐渐下降的变化趋势。虽然试件承载能力随着肋厚比的增大而增大,但当肋厚比大于 1.4 时,承载能力的增幅逐渐变缓。相比工况 6,工况 7~14 初始刚度增幅依次为 2%、12%、18%、20%、23%、24%、25%、27%,屈服荷载的增幅依次为 5%、13%、22%、25%、28%、30%、32%、33%,虽逐渐上升,但增长幅度不断减小。此外,由等效黏滞阻尼比变化趋势可见,该参数呈现逐渐下降趋势,如图 14(b) 所示。因此,综合考虑试件的整体承载力和滞回耗能性能,建议肋厚比的取值范围为 $1.0 \leq \beta \leq 1.4$ 。

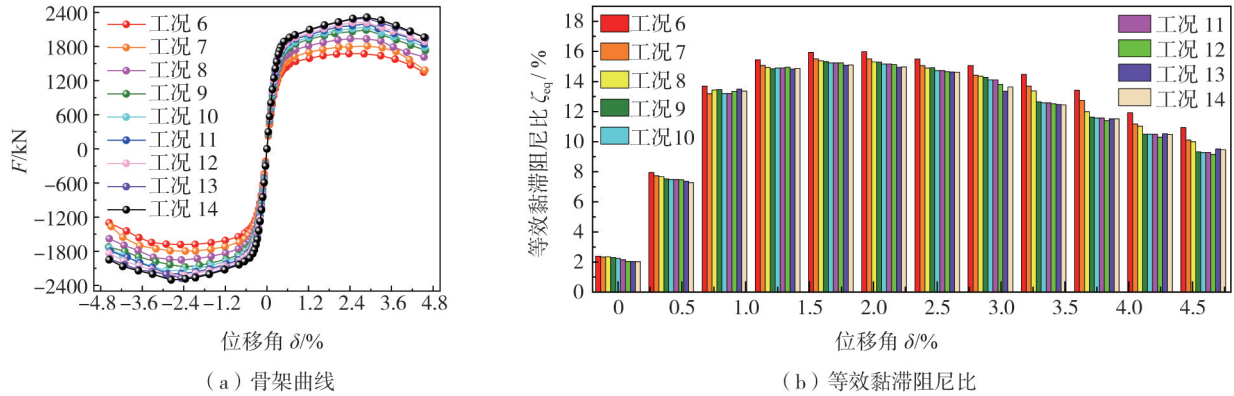


图 14 工况 6~14 骨架曲线与等效黏滞阻尼比

Fig. 14 Skeleton curves and equivalent viscous damping ratio for cases 6~14

表 6 工况 6~14 典型力学性能参数

Table 6 Typical mechanical performance parameters of cases 6~14

| 试件 | 肋厚比 β | 初始刚度 (kN/mm) | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | |
|-------|-------------|--------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|
| | | | F_y /kN | δ_y /% | F_p /kN | δ_p /% | F_u /kN | δ_u /% |
| 工况 6 | 0.4 | 388 | 1301 | 0.37 | 1678 | 2.44 | 1427 | 4.21 |
| 工况 7 | 0.6 | 396(2%) | 1366(5%) | 0.37 | 1802(7%) | 2.67 | 1532(7%) | 4.21 |
| 工况 8 | 0.8 | 433(12%) | 1470(13%) | 0.37 | 1945(16%) | 2.49 | 1653(16%) | 4.31 |
| 工况 9 | 1.0 | 458(18%) | 1587(22%) | 0.37 | 2084(24%) | 2.66 | 1771(24%) | 4.48 |
| 工况 10 | 1.2 | 465(20%) | 1622(25%) | 0.38 | 2129(27%) | 2.70 | 1810(27%) | 4.51 |
| 工况 11 | 1.4 | 478(23%) | 1662(28%) | 0.37 | 2198(31%) | 2.88 | 1868(31%) | 4.48 |
| 工况 12 | 1.6 | 482(24%) | 1689(30%) | 0.38 | 2222(32%) | 2.83 | 1889(32%) | 4.52 |
| 工况 13 | 1.8 | 486(25%) | 1722(32%) | 0.38 | 2287(36%) | 2.67 | 1944(36%) | 4.56 |
| 工况 14 | 2.0 | 491(27%) | 1732(33%) | 0.38 | 2309(38%) | 2.83 | 1963(38%) | 4.55 |

4.4 板厚比 λ 影响分析

试件抗震性能随板厚比的变化趋势与肋厚比相似,如图 15 和表 7 所示,随着板厚比的增大,试件初始刚度、屈服荷载、峰值荷载等均呈现先逐渐上升的变化趋势,而每级加载的等效黏滞阻尼比呈现逐渐下降的变化趋势。同样,当板厚比达到一定程度后,试件承载能力的增幅放缓,相比工况 15,工况 16~21 初始刚度增幅依次为 9%、13%、20%、23%、27%、29%,屈服荷载的上升依次为 6%、10%、19%、22%、25%、26%,同样增长幅度不断减小,而此时等效黏滞阻尼比却在逐渐下降,如图 15(b) 所示。因此,综合考虑试件的整体承载力和滞回耗能特性,建议板厚比的取值范围为 $2.0 \leq \lambda \leq 3.0$ 。

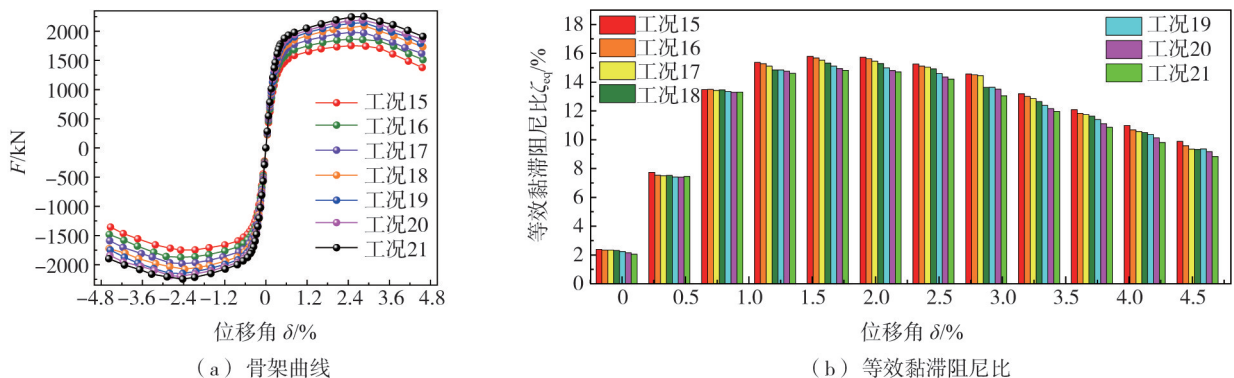


图 15 工况 15~21 骨架曲线与等效黏滞阻尼比

Fig. 15 Skeleton curves and equivalent viscous damping ratio of cases 15~21

表7 工况15~21典型力学性能参数

Table 7 Typical mechanical performance parameters of cases 15~21

| 试件 | 板厚比 λ | 初始刚度 (kN/mm) | 屈服点 | | 峰值点 | | 极限点 | |
|-------|---------------|--------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|
| | | | F_y /kN | δ_y /% | F_p /kN | δ_p /% | F_u /kN | δ_u /% |
| 工况 15 | 1.0 | 381 | 1338 | 0.37 | 1750 | 2.49 | 1488 | 4.29 |
| 工况 16 | 1.5 | 413(9%) | 1424(6%) | 0.37 | 1868(7%) | 2.46 | 1588(7%) | 4.32 |
| 工况 17 | 2.0 | 429(13%) | 1468(10%) | 0.37 | 1981(13%) | 2.47 | 1684(13%) | 4.40 |
| 工况 18 | 2.5 | 458(20%) | 1587(19%) | 0.37 | 2084(19%) | 2.66 | 1771(19%) | 4.48 |
| 工况 19 | 3.0 | 470(23%) | 1629(22%) | 0.37 | 2148(23%) | 2.65 | 1826(23%) | 4.47 |
| 工况 20 | 3.5 | 482(27%) | 1669(25%) | 0.38 | 2195(25%) | 2.66 | 1865(25%) | 4.52 |
| 工况 21 | 4.0 | 490(29%) | 1689(26%) | 0.38 | 2211(26%) | 2.64 | 1912(29%) | 4.54 |

5 结论

针对模块化装配组合剪力墙抗震性能开展角部构造优化研究,基于数值模拟计算了不同角部构造优化设计方案时组合剪力墙试件的整体抗震性能,并基于最优角部构造设计方案进一步开展了参数影响分析,得到结论如下:

1) 相比于未进行角部优化的组合剪力墙模块,所提4种角部构造优化设计方案均能提升模块化装配组合剪力墙试件的抗震性能,并以折角型钢厚板加劲设计方案为最优,能有效抑制角部混凝土提前进入局部损伤失效状态,确保型钢与混凝土之间的良好协同工作性能,充分发挥材料受力特性。

2) 相比于未优化方案,组合剪力墙圆弧形钢厚板、圆弧形钢厚板加劲、折角型钢厚板、折角型钢厚板加劲4种设计方案峰值承载力依次提升23%、30%、18%、43%,累积滞回耗能依次提升27.3%、38.3%、20.8%、44.7%,折角型钢厚板加劲设计方案对角部内藏钢板局部屈曲变形的约束作用最好,大大提升模块化装配组合剪力墙的整体协同工作能力。

3) 在实际装配式剪力墙结构设计中,建议采用折角型钢厚板加劲设计方案,且在该设计方案条件下,建议剪力墙模块的长宽比 α 取值为0.3、肋厚比取值范围为 $1.0 \leq \beta \leq 1.4$ 、板厚比取值范围为 $2.0 \leq \lambda \leq 3.0$ 。

参考文献:

- [1] 崔洪军, 朱嘉锋, 姚胜, 等. 装配式建筑框架节点研究综述[J]. 科学技术与工程, 2023, 23(1): 1-12.
CUI Hongjun, ZHU Jiafeng, YAO Sheng, et al. Review of research on assembled building frame joints[J]. Science Technology and Engineering, 2023, 23(1): 1-12. (in Chinese)
- [2] 郭彦林, 周明, 董全利, 等. 三类钢板剪力墙结构试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(1): 17-29.
GUO Yanlin, ZHOU Ming, DONG Quanli, et al. Experimental study on three types of steel plate shear walls under cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(1): 17-29. (in Chinese)
- [3] 徐志峰, 陈海涛, 王来, 等. 装配式冷弯薄壁型钢-轻质混凝土组合剪力墙抗震性能研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(12): 46-58.
XU Zhifeng, CHEN Haitao, WANG Lai, et al. Study on seismic behavior of assembled lightweight concrete-filled cold-formed thin-walled steel composite shear walls[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(12): 46-58. (in Chinese)
- [4] 石韵, 周巧玲, 苏明周, 等. 混合联肢部分外包组合剪力墙抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2021, 54(3): 29-40.
SHI Yun, ZHOU Qiaoling, SU Mingzhou, et al. Experimental study on seismic performance of hybrid coupled partially encased composite shear wall[J]. China Civil Engineering Journal, 2021, 54(3): 29-40. (in Chinese)
- [5] 申彦利, 石佩云. 低层装配式竖缝中空剪力墙抗震性能[J]. 科学技术与工程, 2021, 21(7): 2810-2815.
SHEN Yanli, SHI Peiyun. Study on seismic behavior of low layer assembled slit hollow shear wall[J]. Science Technology and Engineering, 2021, 21(7): 2810-2815. (in Chinese)
- [6] 殷占忠, 董龙光, 赵帅鹏, 等. 单向荷载下带PEC柱的钢板剪力墙结构试验研究[J]. 建筑科学, 2019, 35(9): 77-83.
YIN Zhanzhong, DONG Longguang, ZHAO Shuaipeng, et al. Experimental study of steel plate shear wall with PEC columns under unidirectional load[J]. Building Science, 2019, 35(9): 77-83. (in Chinese)
- [7] 张国发, 沈勇, 周观根, 等. 新型钢板组合剪力墙力学性能研究[J]. 低温建筑技术, 2022, 44(8): 57-62.
ZHANG Guofa, SHEN Yong, ZHOU Guangen, et al. Mechanical properties of new steel plate composite shear walls[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2022, 44(8): 57-62. (in Chinese)

- [8] 郝际平, 兰芮, 田炜烽, 等. 联肢弯剪型钢板剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2024, 26(4): 10-19.
HAO Jiping, LAN Rui, TIAN Weifeng, et al. Experiment on the seismic behavior of coupled bending shear steel plate shear wall[J]. Progress in Steel Building Structures, 2024, 26(4): 10-19. (in Chinese)
- [9] 祁佳睿, 王铁成, 苏幼坡, 等. 装配式钢管混凝土组合剪力墙变形性能分析[J]. 世界地震工程, 2015, 31(2): 230-235.
QI Jiarui, WANG Tiecheng, SU Youpo, et al. Deformation behaviors analysis of precast shear wall structure with concrete filled steel tube columns[J]. World Earthquake Engineering, 2015, 31(2): 230-235. (in Chinese)
- [10] 张金铎, 游业刚, 张高歌, 等. 双钢板组合剪力墙研究综述[J]. 低温建筑技术, 2023, 45(1): 68-72, 77.
ZHANG Jinduo, YOU Yegang, ZHANG Gao, et al. Review on the double-steel-plate composite shear wall[J]. Low Temperature Architecture Technology, 2023, 45(1): 68-72, 77. (in Chinese)
- [11] ZHAO Q H, ASTANEH-ASL A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls[J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(2): 271-284.
- [12] ZHAO Q H, ASTANEH-ASL A. Seismic behavior of composite shear wall systems and application of smart structures technology[J]. International Journal of Steel Structures, 2007, 7(7): 69-75.
- [13] HAN Q H, WANG D Y, ZHANG Y S, et al. Experimental investigation and simplified stiffness degradation model of precast concrete shear wall with steel connectors[J]. Engineering Structures, 2020, 220: 110943.
- [14] WANG D Y, XU S C, YANG Y, et al. Study on seismic behaviors of steel-concrete composite shear walls with novel corner designs[J]. Journal of Building Engineering, 2023, 70: 106339.
- [15] POPOVICS S. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete[J]. Cement and Concrete Research, 1973, 3(5): 583-599.
- [16] YIP W K. Generic form of stress-strain equations for concrete[J]. Cement and Concrete Research, 1998, 28(4): 499-508.
- [17] WIERZBICKI T, XUE L. On the effect of the third invariant of the stress deviator on ductile fracture [R]. Cambridge, MA, USA: MIT Impact and Crashworthiness Lab, 2005.
- [18] YU H L, JEONG D Y. Application of a stress triaxiality dependent fracture criterion in the finite element analysis of unnotched Charpy specimens[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2010, 54(1): 54-62.
- [19] WANG D Y, WU C Q, ZHANG Y S, et al. Study on seismic performance of a precast buckling-restrained composite shear wall system with three assembly arrangements[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2020, 18(10): 4839-4872.
- [20] PALL A S, MARSH C, FAZIO P. Friction joints for seismic control of large panel structures[J]. PCI Journal, 1980, 25(6): 38-61.