

DOI:10.11918/202504072

含外挂墙板装配式混凝土框架抗震及热工性能

韩文龙^{1,2}, 钱稼茹³, 肖明^{1,2}, 赵作周³, 吕晚晴^{1,2}, 杨璇^{1,2}

(1. 中国建筑标准设计研究院有限公司, 北京 100044; 2. 国家建筑绿色低碳技术创新中心, 北京 100120;
3. 清华大学 土木工程系, 北京 100084)

摘要: 为研究预制外挂墙板与主体结构点支承连接的结构和热工性能, 本文开展了含点支承外挂墙板的框架结构受力性能试验和三维传热计算分析。结果表明: 试验模型实现了“强柱弱梁、强节点弱构件”的破坏模式, 极限层间位移角约为 1/30, 连接节点未发生破坏, 构件连接构造可保证装配式框架结构的整体抗震性能; 外挂墙板连接螺栓是否拧紧对主体框架弹性阶段的抗侧刚度影响差别不大, 螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接对主体框架达到弹塑性位移角限值前的抗震性能影响差别不大; 引入 U 形钢板阻尼器后外挂墙板在大侧移下的刚体转动减少 16%~30%, 且对主体框架的破坏模式、承载能力和变形能力影响不显著, 可采用 U 形钢板阻尼器控制大尺寸外挂墙板的地震位移响应, 实现墙板接缝宽度与密封胶施工便利性、位移能力的合理匹配; 外挂墙板内、外叶间的混凝土是连接节点区域形成热桥的根本原因, 导致外挂墙板热工性能削弱 62.1%, 设置隔热垫后热桥影响降低 86.6%, 可实现连接节点区域附近的热桥消解。

关键词: 点支承外挂墙板; U 形钢板阻尼器; 抗震性能; 性能协同提升; 热桥消解

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 0367-6234(2026)05-0180-12

Seismic and thermal performance of precast concrete frame with precast facade panel

HAN Wenlong^{1,2}, QIAN Jiaru³, XIAO Ming^{1,2}, ZHAO Zuozhou³, LÜ Wanqing^{1,2}, YANG Xuan^{1,2}

(1. China Institute of Building Standard Design & Research Co., Ltd., Beijing 100044, China;

2. National Center of Technology Innovation for Green and Low-Carbon Building, Beijing 100120, China;

3. Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: To investigate the structural and thermal performance of the connection between point-supporting facade panels and the main structure, quasi-static tests and heat transfer calculation were conducted. The results indicate that test models achieve the failure mode characterized by “strong column-weak beam” and “strong joint-weak component” behavior, with ultimate drift ratios of approximately 1/30. The connection joints remain undamaged. The connection details of precast components could ensure the overall seismic performance of the precast frame structure. Whether the connection bolts of the precast facade panel are tightened or not had little impact on the elastic lateral stiffness of the main frame. Similarly, the differences between bolted connections and wet connections with U-shaped rebars are minimal in terms of their influence on the seismic performance of the main frame before the elastic-plastic drift ratio limit. Under large lateral drift, the U-shaped steel plate damper can reduce the rigid-body rotation of the precast facade panel by 16% to 30%, while having no significant impact on the failure mode, load-bearing capacity, and deformation capacity of the main frame. Therefore, U-shaped steel plate dampers can be employed to control the seismic displacement response of large-scale external wall panels, achieving a reasonable balance between joint width, sealant application convenience, and displacement capacity. The concrete between the inner and outer wythes is the root cause of thermal bridge in the connection area, resulting in a 62.1% reduction in the thermal performance of the facade panels. The heat insulated pads could markedly reduce the thermal bridge effect in the connection by 86.6%, thereby achieving thermal bridge mitigation near the connection.

Keywords: point-supporting facade panel; U-shaped steel plate damper; seismic behavior; synergistic improvement of performance; thermal bridge digestion

收稿日期: 2025-04-27; 录用日期: 2025-08-01; 网络首发日期: 2025-10-20

网络首发地址: <https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20251020.0932.004>

基金项目: 国家重点研发计划(2022YFC3801400); 非金属材料创新中心创新基金(2023TDA3-2)

作者简介: 韩文龙(1991—), 男, 博士, 副研究员; 钱稼茹(1946—), 男, 教授, 博士生导师

通信作者: 韩文龙, hanwenlong9122@163.com

公共建筑多采用框架结构,现阶段其围护墙多采用砌筑墙或条板,现场作业量大、工期长,严寒寒冷地区难以实现围护与保温一体化,且砌筑墙、条板多与主体结构内嵌连接,对主体结构抗震性能影响大^[1-2]。预制混凝土外挂墙板集装饰、保温、防火、防水、耐候等多功能于一体,可实现装饰、保温与围护同步施工、同寿命,契合围护系统长寿化和高品质发展的需求。点支承外挂墙板受力模式较内嵌式墙板更为明确,但大型外挂墙板按照罕遇地震性能目标设计得到的墙板间接缝宽度较大,接缝密封胶施工难度大且对密封胶位移能力要求高^[3]。为充分利用外挂墙板改善主体结构抗震性能,同时控制接缝宽度,学者们将小型摩擦型^[4-5]、位移型^[6-9]阻尼器集成在外挂墙板与主体结构连接节点内。黄柯玮等^[8]通过数值分析研究了外挂墙板上节点 U 形钢板阻尼器(UFP)对钢框架抗震性能的影响,分析表明 UFP 厚度超过一定值会导致连接节点的破坏早于 UFP 屈服,建议合理控制 UFP 的厚度。沙慧玲等^[9]开展了含线支承外挂墙板混凝土框架结构的振动台试验,UFP 安装在上、下层外挂墙板的水平接缝内,研究发现,设置 UFP 线支承外挂墙板后主体框架的位移响应减少约 20%,UFP 对主体框架的损伤模式无明显影响。现有研究^[10]多关注外挂墙板的受力性能,对连接节点结构、热工性能的协同关注较少。为加强连接节点区域的受力性能,实际工程中部分外挂墙板内、外叶板混凝土连通,局部形成热桥,削弱了围护系统的热工性能^[11],致使室内侧易结露、发霉。为此,本文提出一种上部承重、下部设置 UFP 的点支承外挂墙板,通过拟静力试验探究预制外挂墙板与主体结构连接方式对主体结构抗震性能的影响,在此研究基础上,进一步从传热系数、热流密度等角度分析连接节点对外围护系统热工性能的影响机制,以期为预制外挂墙板结构、热工性能的协同提升提供研究支撑。

1 含外挂墙板框架结构受力试验

1.1 试验概况

以某一 10 层装配式框架结构(抗震等级为一级)为原型,取其首层一榀一跨框架作为研究对象,受场地及加载装置限制,试验模型按照 2/3 缩比。两个试验模型的编号分别为 PF1、PF2,其几何尺寸、构件配筋均相同(图 1),仅外挂墙板与主体框架的连接方式不同。模型由框架柱、框架梁、外挂墙板及地梁组成,混凝土设计等级为 C50,框架柱采用预制柱,框架梁采用叠合梁,外挂墙板采用预制混凝土

板。预制柱底部纵筋与地梁甩出柱纵筋采用套筒挤压连接,柱脚设置后浇段;叠合梁下部纵筋与贯穿核心区梁下部纵筋以套筒挤压连接,采用后浇整体式节点。

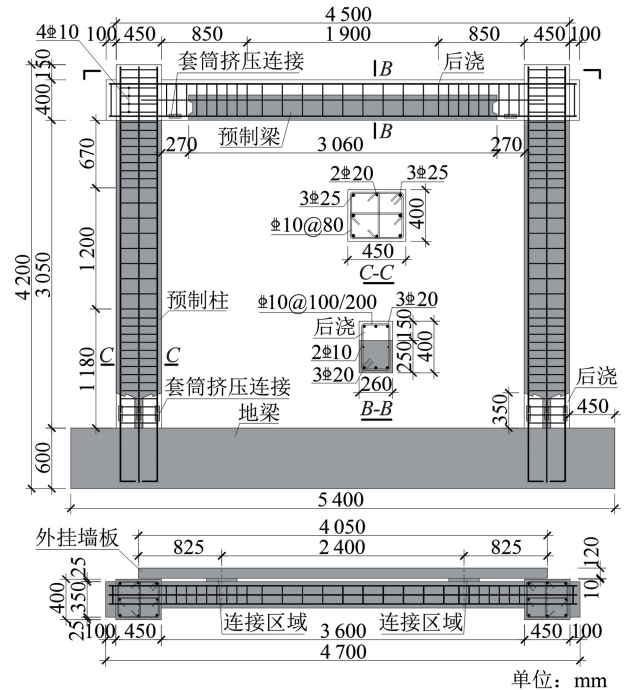


图 1 试验模型几何尺寸及构造

Fig. 1 Dimensions and details of test models

如图 2 所示,模型 PF1、PF2 的外挂墙板与上层框架梁分别采用两点螺栓干挂连接、U 形连接筋湿挂连接,连接区域中心距梁端 600 mm,避开梁端塑性铰区域;外挂墙板与下层框架梁(试验中为地梁)采用销钉限位连接,在外挂墙板底部预留钢槽,安装完成后附着在下层框架梁上的 M18 销钉伸入钢槽,约束外挂墙板的平面外位移,平面内层间位移角为 1/50(GB/T 50011—2024《建筑抗震设计标准》^[12]规定的框架结构弹塑性层间位移角限值)之前,销钉与钢槽不接触,对外挂墙板平面内位移无约束;在层间位移角 1/50 之后,销钉与钢槽侧壁接触,外挂墙板与框架形成四点连接,以利用外挂墙板刚度控制主体框架在地震作用下的位移响应,销钉限位连接避免了传统节点无法利用外挂墙板刚度的缺点,同时在小震下对主体结构刚度影响较小。外挂墙板按照 2/3 缩比后总厚度为 120 mm,为避免连接节点锚固失效,通过焊接端板设置横向钢筋增强锚固效果。

如图 2(d)所示,UFP 设置在下部销钉限位的侧面,与外挂墙板侧面预埋钢板、下层框架梁顶面预埋立板通过螺栓或焊接连接,借助外挂墙板及预埋立板约束 UFP 的运动轨迹。UFP 采用厚度为 8 mm 的 Q235 钢板制作。

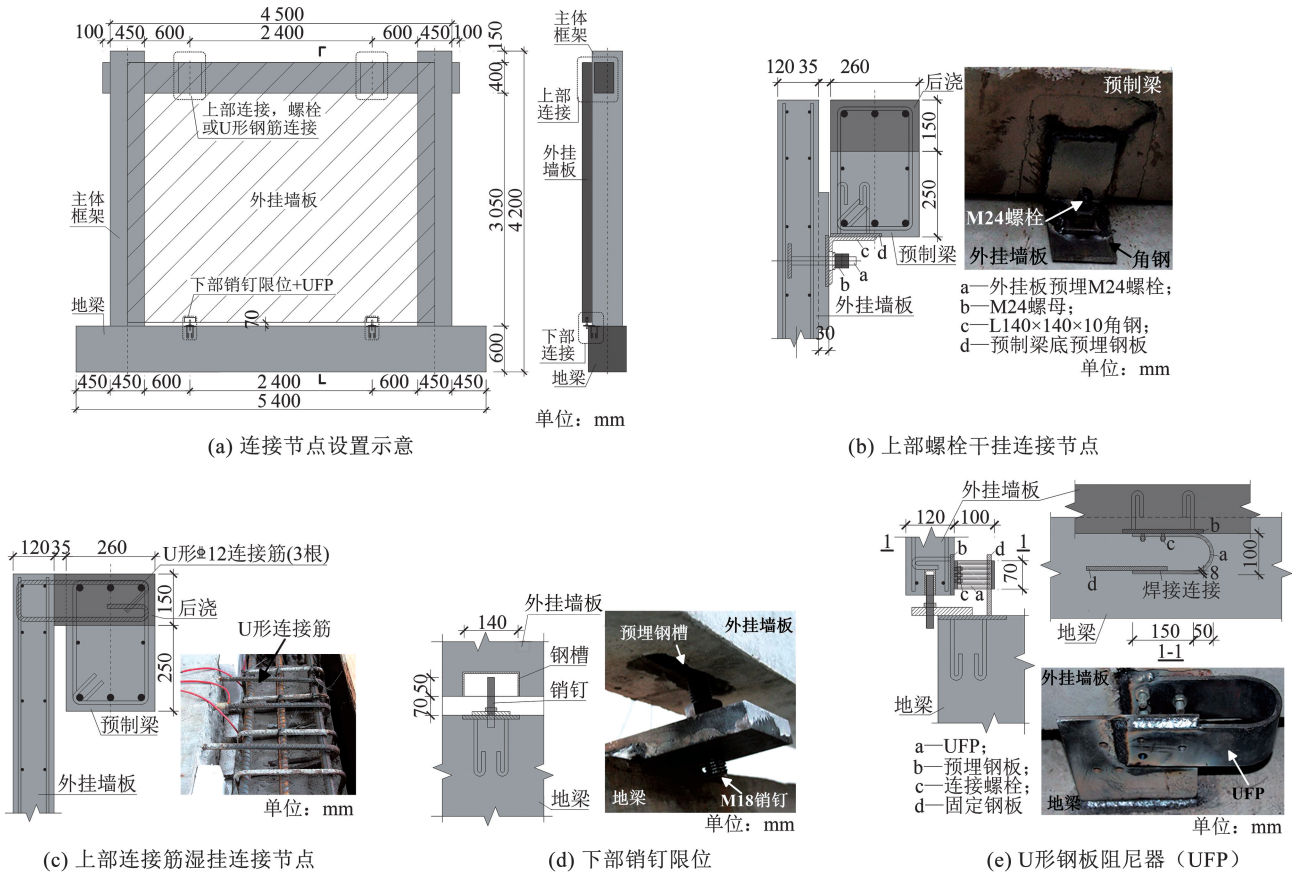


图 2 试验模型外挂墙板与主体结构连接构造

Fig. 2 Connection between precast facade panel and main structure of test models

试验模型的制作过程为:制作地梁、预制柱、预制梁、预制外挂墙板;吊装预制柱、预制梁,完成套筒挤压施工,浇筑柱根部后浇混凝土;模型 PF1 外挂墙板在主体框架制作完成后安装,模型 PF2 外挂墙板与叠合梁同步施工。图 3 为制作过程中关键环节的照片。

试验模型混凝土分 3 批次浇筑,每次浇筑时预

留 1 组边长 150 mm 的立方体试块。实测模型预制梁、预制柱、外挂墙板的混凝土立方体抗压强度平均值为 58.8 MPa,柱脚后浇混凝土立方体抗压强度平均值为 59.7 MPa,梁叠合层、节点核心区混凝土立方体抗压强度平均值为 61.2 MPa。对于每种规格的钢筋,通过 3 根钢筋受拉试验实测其材料性能,钢筋的实测屈服强度 $f_{y,m}$ 、抗拉强度 $f_{u,m}$ 见表 1。



(a) 制作预制外挂墙板



(b) 安装预制柱



(c) 预制柱纵筋连接



(d) 安装预制梁



(e) 安装外挂墙板

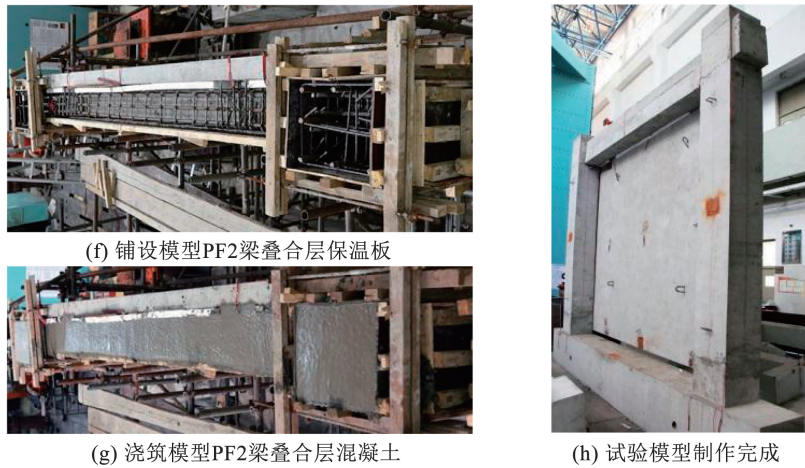


图 3 试验模型制作过程

Fig. 3 Model manufacturing process

表 1 钢筋材性指标实测值

Tab. 1 Material properties of rebars

钢筋规格	$f_{y,m}/\text{MPa}$	$f_{u,m}/\text{MPa}$
Φ8	423	623
Φ10	470	641
Φ12	434	585
Φ20	433	591
Φ25	414	598

1.2 加载及量测方案

试验加载装置和位移计测点布置如图 4 所示, 采用 2 个 2 500 kN 的千斤顶分别在两个框架柱顶部施加恒定轴压力, 柱设计轴压比取为 0.60, 对应的试验轴压比为 0.24; 采用 1 个 1 000 kN 的作动器在梁端施加水平力, 水平力加载点距柱底截面的高度为 3 250 mm。采用位移计量测柱顶水平位移、地梁水平滑动、外挂墙板整体转动、外挂墙板相对梁的转角和水平位移, 监测数据表明地梁未发生滑动。

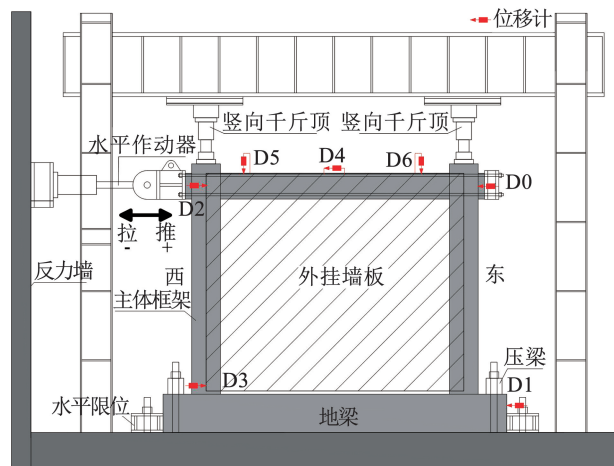


图 4 试验加载装置

Fig. 4 Test setup

2 试验结果与分析

2.1 试验现象与破坏形态

2.1.1 模型 PF1

对模型 PF1 依次进行了 A、B、C 三个工况的试验。

1) 工况 A

安装外挂墙板, 放松上部连接螺栓, 不安装下部限位销钉, 即仅将外挂墙板作为重力荷载施加于主体框架, 水平位移按层间位移角 θ 为 1/1 500、1/1 000、1/800 逐级循环加载 1 次。该阶段模型无可见裂缝(图 5), 基本处于线弹性状态。

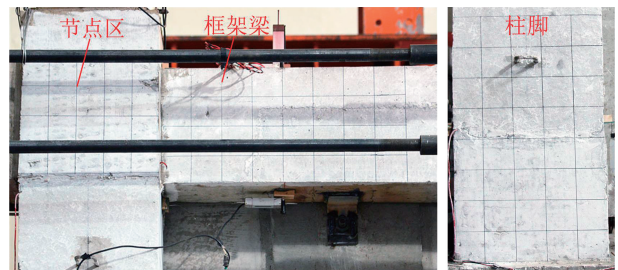


图 5 模型 PF1 工况 A 试验结束后局部照片

Fig. 5 Local photos of model PF1 after test condition A

2) 工况 B

工况 A 完成后, 拧紧上部连接螺栓, 安装下部限位销钉, 即将外挂墙板按实际使用状态安装在主体框架上, 进行工况 B 试验, 水平位移按 θ 为 1/1 500、1/1 000、1/800、1/550、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/40 逐级加载, 1/1 500、1/1 000、1/800 循环 1 次, 而后各级别循环 2 次。模型 PF1 工况 B 下 θ 为 1/550、1/150、1/50 时的破坏情况见图 6。

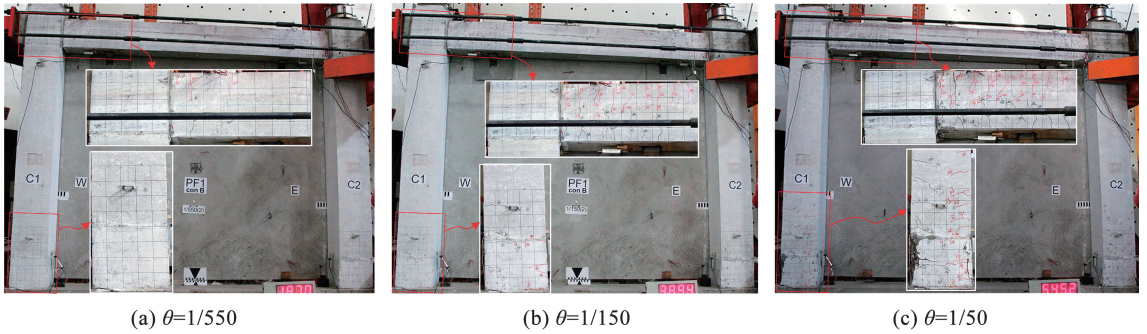


图 6 模型 PF1 工况 B 裂缝分布与破坏形态

Fig. 6 Crack distributions and failure mode of model PF1 under test condition B

$\theta = 1/550$ (框架结构小震位移角限值) 级, 梁两端 $1.5h_b$ (梁高 $h_b = 400 \text{ mm}$) 范围内出现 3~4 条细小竖向弯曲裂缝, 柱及核心区未见开裂。 $\theta = 1/150$ (以中震层间位移角为小震位移角的 3.6 倍计) 级, 梁端开裂范围扩展至距端部 $2.25h_b$ 范围内, 大部分上、下裂缝贯通梁截面高度, 梁竖向弯曲裂缝最大宽度约为 0.30 mm ; 柱脚 800 mm 高范围内出现多条水平弯曲裂缝, 最大宽度约为 0.15 mm ; 梁纵筋受拉屈服, 柱纵筋最大拉应变为 $1\ 360 \times 10^{-6}$ 。 $\theta = 1/50$ (框架结构弹塑性位移角限值) 级, 梁端混凝土压酥, 柱脚后浇段混凝土角部压溃脱落, 加载过程中位移较大时外挂墙板下部限位销钉与预埋钢槽接触, 销钉产生塑性变形。 $\theta = 1/40$ 级第 1 循环结束时, 梁、柱端部混凝土压溃区域扩展, 部分纵筋、箍筋裸露, 加载过程中限位销钉因塑性变形过大剪断, 正、负向水平力分别下降至其峰值的 88.3% 和 85.2%, 节点核心区未见开裂, 外挂墙板螺栓连接节点未出现破坏。

滚动变形轨迹。模型 PF1 工况 C 结束后的破坏情况见图 7, 梁端、柱端均以弯曲裂缝为主, 梁端约 $1.0h_b$ 范围内形成明显的塑性铰, 塑性铰区域在往复荷载作用下形成两条较为明显的交叉斜裂缝, 柱脚后浇段混凝土保护层脱落。

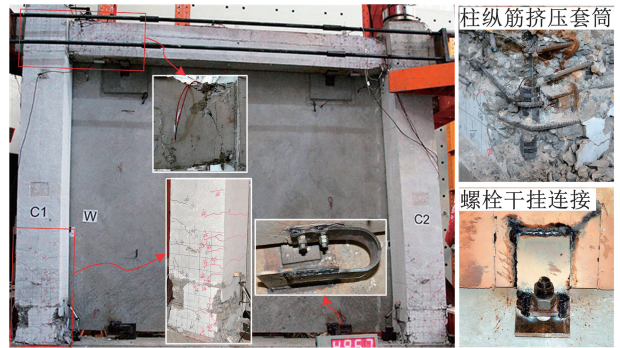


图 7 模型 PF1 工况 C 试验结束后破坏照片

Fig. 7 Damage photos of model PF1 after test condition C

2.1.2 模型 PF2

对模型 PF2 依次进行了 A、B 两个工况的试验。

1) 工况 A

3) 工况 C
工况 B 完成后, 安装 UFP, 拆除销钉限位器, 进行工况 C 试验, 水平位移按 θ 为 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/40$ 、 $1/30$ 逐级加载, $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/40$ 每级循环 2 次, $1/30$ 循环 1 次。

加载过程中 UFP 在外挂墙板带动下变形耗能、表面氧化层脱落, 位移角较大时 UFP 在外挂墙板带动下产生明显的面外变形, 无法保持理想的履带式

外挂墙板与主体框架通过湿连接节点连接, 安装限位销钉, 即将外挂墙板按实际使用状态安装在主体框架上, 水平位移按 θ 为 $1/1500$ 、 $1/1\ 000$ 、 $1/800$ 、 $1/550$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/40$ 逐级加载, $1/1\ 500$ 、 $1/1\ 000$ 、 $1/800$ 循环 1 次, 而后各级别循环 2 次。模型 PF2 工况 A 不同阶段的破坏情况见图 8。

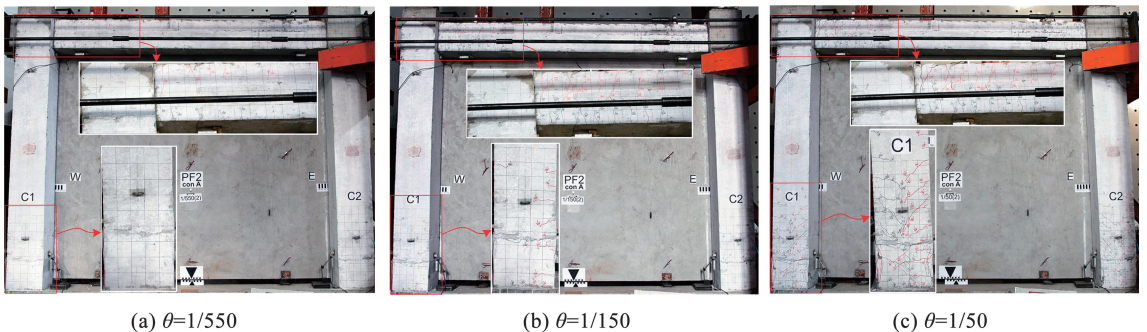


图 8 模型 PF2 工况 A 裂缝分布与破坏形态

Fig. 8 Crack distributions and failure modes of model PF2 under test condition A

$\theta = 1/550$ 级, 梁两端 $1.75h_b$ 范围内出现 5 ~ 6 条细小竖向弯曲裂缝, 柱脚新旧混凝土结合面轻微开裂, 核心区未见开裂。 $\theta = 1/150$ 级(图 6(a)), 梁端开裂范围扩展至距端部 $2.75h_b$ 范围内, 大部分上、下裂缝贯通梁截面高度, 梁竖向弯曲裂缝最大宽度约为 0.50 mm; 柱脚 900 mm 高度范围内出现多条水平弯曲裂缝; 梁纵筋受拉屈服, 柱纵筋最大拉应变为 1.710×10^{-6} , 梁箍筋拉应变为 370×10^{-6} 。 $\theta = 1/50$ 级(图 6(b)), 梁端混凝土压酥, 柱脚后浇段混凝土角部压溃脱落, 加载位移较大时外挂墙极限销钉与预埋钢槽接触, 1/50 第 1 循环负向加载过程中东侧销钉剪断。 $\theta = 1/40$ 级, 梁、柱端部混凝土压溃区域扩展, 第 1 循环正、负向达最大位移时水平力分别下降至其峰值的 91.2% 和 92.0%。

2) 工况 B

工况 A 完成后, 安装 UFP, 拆除销钉限位器, 水平位移按 θ 为 1/40、1/30 逐级加载, 每级循环 2 次。加载过程中 UFP 工作状态与模型 PF1 工况 C 基本一致。

模型 PF2 工况 B 结束后的破坏情况见图 9, 模型 PF2 主体框架破坏形态与模型 PF1 类似, 不同的是模型 PF2 梁端开裂范围大于模型 PF1, 这是因为模型 PF2 外挂墙板在距柱边 450 ~ 750 mm 范围内, 通过后浇混凝土与梁叠合层相连, 而模型 PF1 外挂墙板仅通过距柱边 600 mm 处的一个 M24 螺栓相连, 模型 PF2 外挂墙板与梁的连接整体性强于模型 PF1, 模型 PF2 外挂墙板对梁的刚度贡献较大。

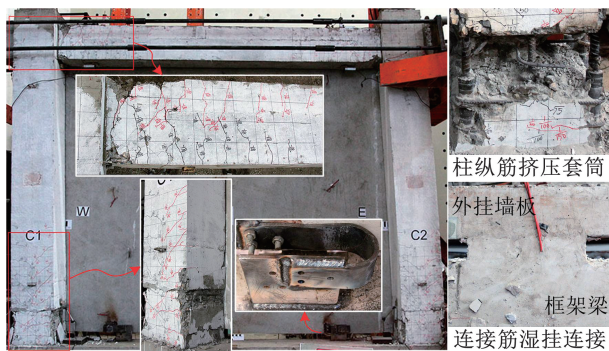


图 9 模型 PF2 工况 B 试验结束后破坏照片

Fig. 9 Damage photos of model PF2 after test condition B

模型 PF1、PF2 试验过程中梁纵筋先于柱纵筋受拉屈服, 节点核心区未见明显开裂, 套筒挤压连接接头未见破坏, 均实现了“强柱弱梁, 强节点弱构件”的设计破坏模式。

2.2 滞回性能、承载力及变形能力

模型 PF1、PF2 各工况下的梁端水平力(F)—层间位移角(θ)滞回曲线、骨架曲线见图 10。模型各特征点对应的梁端水平力 F 、柱顶水平位移 Δ 及层

间位移角 θ 见表 2, 其中名义屈服点采用能量法^[13] 确定, 峰值点为 F - θ 骨架曲线梁端水平力最大值 F_p 对应的点, 极限点为 F - θ 骨架线 F 下降至 $0.85F_p$ 对应的点。由图 10、表 2 可以得到如下结果。

1) 模型 PF1 工况 B 和工况 C、模型 PF2 工况 A 和工况 B 下的滞回曲线均较为饱满, 后期基本呈梭形, 呈现出典型的弯曲塑性耗能模式。

2) 模型 PF1 工况 A 和工况 B、模型 PF2 工况 A, 在 $\theta = 1/800$ 级前滞回曲线基本处于线弹性阶段且差别不大, 说明外挂墙板连接螺栓是否拧紧对主体框架弹性阶段的抗侧刚度影响差别不大, 螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接对主体框架弹性阶段的受力性能影响差别不大。

3) 模型 PF1、PF2 在峰值点(θ 约为 1/50)前的滞回曲线、骨架曲线基本一致, 名义屈服点、峰值点对应的梁端水平力、层间位移角差别不大, 模型 PF2 的骨架曲线下降段更为平缓, 模型 PF2 的峰值点梁端水平力较模型 PF1 高 2.4%, 模型 PF2 在 $\theta = 1/40$ 、 $\theta = 1/30$ 级第 1 循环的梁端水平力最大值较模型 PF1 高 8.9% ~ 16.6%。螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接均避开梁端塑性铰区域, 梁弯曲变形主要集中在两端梁端塑性铰区域, 梁中部变形以整体转动为主, 在峰值点前点支承外挂墙板与梁中部的变形相对协调, 点支承外挂墙板对梁的刚度影响不大, 因此, 螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接对主体框架达到弹塑性位移角限值前的抗震性能影响差别不大。峰值点后梁的弯曲变形进一步向中部发展, 点支承外挂墙板与梁中部的变形不协调加剧, U 形连接筋湿挂连接与梁的连接范围更大、界面存在新旧混凝土粘结作用, U 形连接筋湿挂连接外挂墙板在大侧移下(θ 为 1/40 ~ 1/30)对梁的刚度贡献较螺栓干挂连接更大, 导致模型 PF2 的骨架曲线下降段更为平缓。

4) 模型 PF1 工况 C 安装 UFP 后重新从 $\theta = 1/150$ 级加载, 其滞回曲线正向略高于工况 B 最后一组 $\theta = 1/40$ 级第 2 循环加载路径, 负向基本沿工况 B 最后一组 $\theta = 1/40$ 级第 2 循环加载路径加载; 模型 PF2 工况 B 安装 UFP 后从 $\theta = 1/40$ 级继续加载, 其滞回曲线正、负向基本均沿工况 A 最后一组 $\theta = 1/40$ 级第 2 循环加载路径加载, 安装 UFP 后模型 PF1、PF2 的承载能力无明显提高, 这是因为试验中 UFP 尺寸较小, 对主体框架的抗侧刚度影响较为有限。

5) 模型 PF1、PF2 的极限层间位移角均约为 1/30, 明显大于框架结构弹塑性层间位移角的限值 1/50, 满足抗震变形能力的要求, 且试验中连接节点未发生破坏, 破坏集中在梁端塑性铰区域, 说明采用的连接构造可保证装配式框架结构的抗震变形能力。

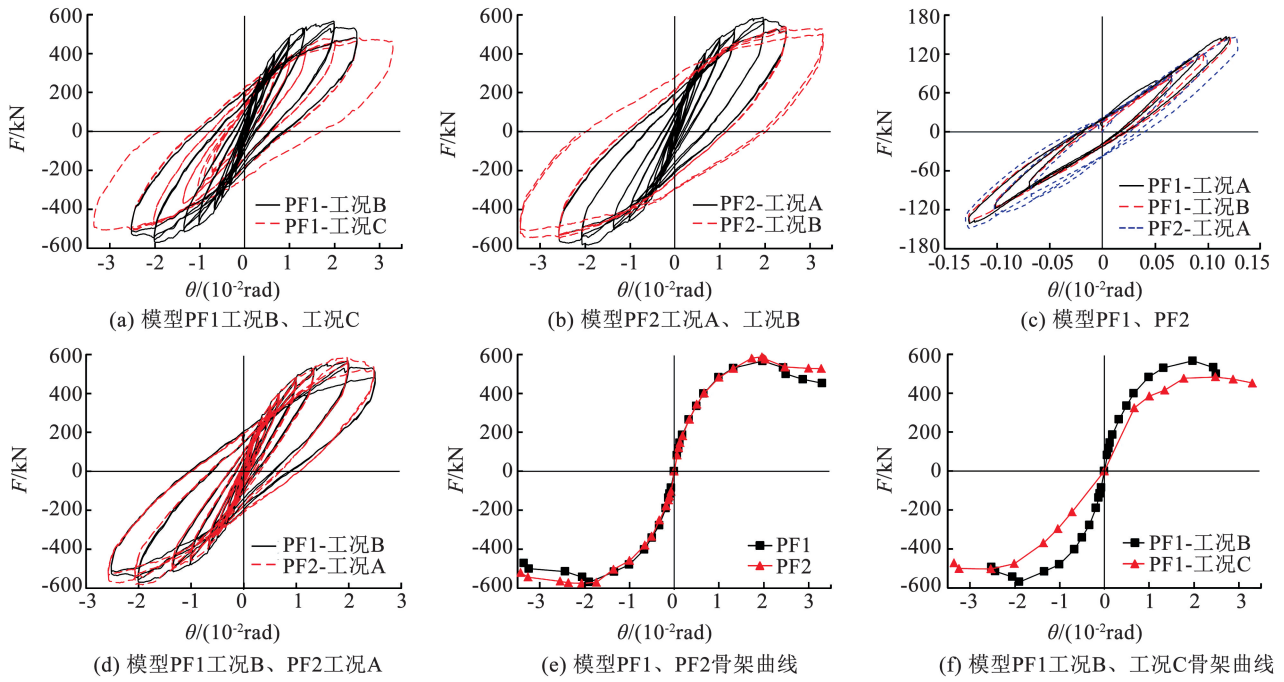


图 10 试验模型水平力-层间位移角曲线

Fig. 10 Curves of lateral force against drift ratio

表 2 试验模型不同状态的试验结果

Tab. 2 Test results of models at various states

模型 编号	加载 方向	名义屈服点			峰值荷载点			极限点			割线刚度/(kN·mm ⁻¹)		
		F _y /kN	Δ _y /mm	θ _y	F _p /kN	Δ _p /mm	θ _p	F _u /kN	Δ _u /mm	θ _u	θ = 1/1 500 级	θ = 1/1 000 级	θ = 1/800 级
PF1	正向	437.7	26.41	1/123	565.9	64.30	1/51	481.0	89.36	1/36	34.0/34.1	33.7/30.1	32.4/29.5
	负向	434.0	26.21	1/124	569.2	61.77	1/53	483.8	107.52	1/30	30.9/28.8	32.4/28.4	32.3/28.0
	平均	435.9	26.31	1/124	567.6	63.04	1/52	482.4	98.44	1/33	32.5/31.5	31.9/30.4	31.0/30.2
PF2	正向	443.0	27.33	1/119	586.8	63.82	1/51	527.0	106.76	1/30	35.1	33.9	29.9
	负向	408.6	25.40	1/128	575.6	67.09	1/48	521.0	115.51	1/28	31.0	27.7	26.9
	平均	425.8	26.37	1/123	581.2	65.46	1/50	524.0	111.14	1/29	33.0	30.8	28.4

2.3 刚度

模型 PF1、PF2 各工况 $\theta = 1/1\ 500$ 、 $1/1\ 000$ 、 $1/800$ 级对应的割线刚度列于表 2，表中“/”前、后数值分别为模型 PF1 工况 A、工况 B 对应的割线刚度，割线刚度取各加载级第 1 循环顶点与其对应的加载历程中力为零的点的连线斜率，以消除小变形下残余位移的影响。模型 PF1 工况 B 和工况 C、模型 PF2 工况 A 和工况 B 各加载级第 1 循环顶点对应的割线刚度 K 退化曲线见图 11，图中割线刚度定义为各加载级第 1 循环顶点与原点连线的斜率，取正、负两个加载方向的平均值。由图 11 可以得到如下结果。

1) 模型 PF1 工况 B、模型 PF2 工况 A 下 $\theta = 1/1\ 500$ 、 $1/1\ 000$ 、 $1/800$ 级的割线刚度基本相同，其割线刚度退化规律基本一致，说明螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接对主体框架弹性阶段的抗侧刚度影响差别不大。

2) 模型 PF1 工况 A、工况 B 下 $\theta = 1/1\ 500$ 、 $1/1\ 000$ 、 $1/800$ 级的割线刚度基本相同，说明外挂墙板连接螺栓是否拧紧对主体框架弹性刚度影响不大，可将外挂墙板作为重力荷载施加于主体框架上，以此考虑两点螺栓连接外挂墙板对主体框架弹性阶段的影响。

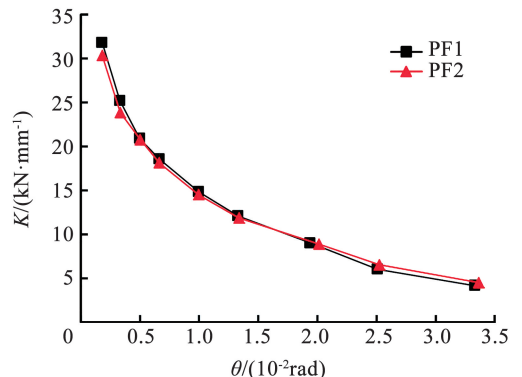


图 11 试验模型刚度退化曲线

Fig. 11 Stiffness degradation curves

2.4 耗能能力

模型 PF1 工况 B、工况 C 下各加载级的等效黏滞阻尼系数 h_e (能量耗散系数除以 2π) 与层间位移角的关系曲线见图 12, 可以看出: 工况 C 安装 UFP 后重新从 1/150 级别加载, 其 h_e 在 $\theta = 1/50$ 级之前略大于工况 B, $\theta = 1/40$ 级与工况 B 基本一致, h_e 在一定程度上反映了滞回环的饱满程度, 安装 UFP 后滞回环较未安装 UFP 略饱满。

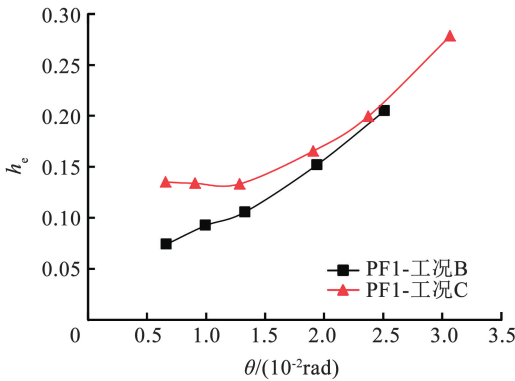


图 12 模型 PF1 不同工况耗能能力

Fig. 12 Energy dissipation of model PF1

2.5 钢筋应变

模型 PF2 外挂墙板 U 形连接筋应变随层间位移角的变化曲线见图 13, 图中实线、虚线分别代表正向、负向加载, 可以看出: 加载过程中 U 形连接筋的上、下钢筋基本均处于受拉状态, 拉应变在峰值点前随层间位移角的增加而增大, 说明在框架平面内受力过程中, U 形连接筋不仅承受外挂墙板自身重力, 外挂墙板通过两个上支承点与梁连接, 二者变形不完全一致, 导致平面内加载过程中上支承点也会产生相应内力。

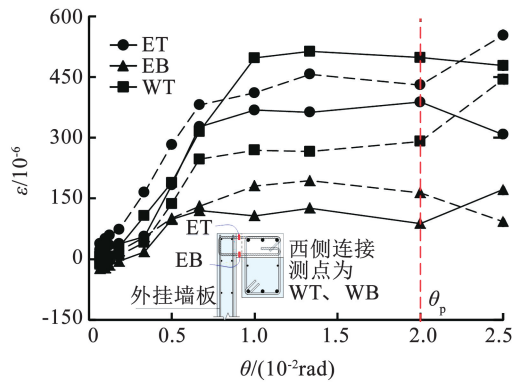


图 13 模型 PF2 连接筋应变

Fig. 13 Connecting rebar strain of model PF2

2.6 外挂墙板相对主体框架变形

试验中采用位移计测量了外挂墙板相对主体框架的变形, 图 14(a)、(b) 给出了模型 PF1、PF2 外挂墙板顶部、底部的水平侧移 Δ_w 与柱顶水平位移 Δ 的关系曲线, 图 14(c) 给出了模型 PF1 工况 B、工况 C 下外挂墙板平面内刚体转角 θ_w 与层间位移角 θ 的关系曲线。由图 14 可以看出: 外挂墙板顶部水平侧移 Δ_{wT} 与柱顶水平位移 Δ 基本相同, 在梁变形的带动下, 外挂墙板产生了较大的刚体转动 θ_w , 外挂墙板位移模式为旋转式外挂墙板, 外挂墙板底部水平侧移 Δ_{wB} 大于层间位移, 底部限位槽尺寸需考虑这一影响; 模型 PF1 工况 C 安装 UFP 后外挂墙板平面内刚体转角 θ_w 低于工况 B, 在 $\theta = 1/50$ 级后工况 C 外挂墙板的 θ_w 较工况 B 降低 16% ~ 30%, UFP 可抑制外挂墙板的刚体转动, 同时对主体框架的破坏模式、承载能力和变形能力影响不显著, 对于大尺寸外挂墙板可采用 UFP 控制其位移, 实现墙板接缝宽度与密封胶施工便利性、位移能力的合理匹配。

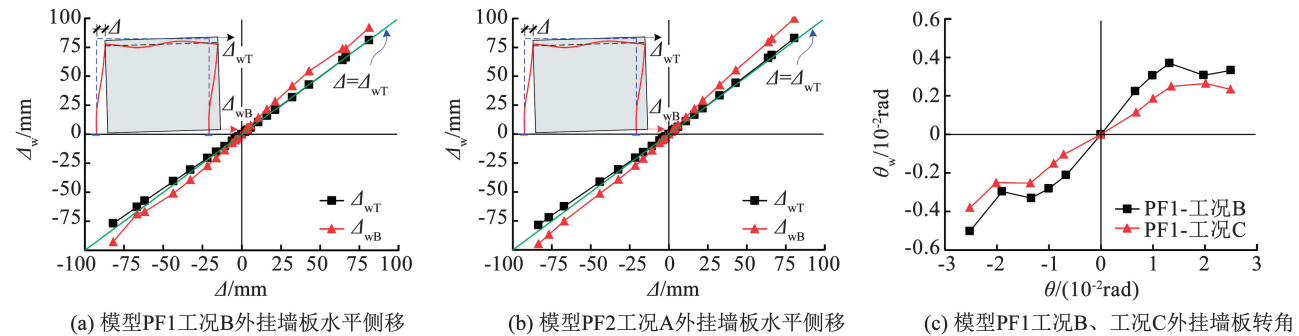


图 14 试验模型外挂墙板位移

Fig. 14 Displacements for precast facade panel of test models

3 结构与热工性能协同提升

3.1 结构与热工性能协同提升构造

为提升现场施工效率、防水性能和立面效果, 外

挂墙板多采用大尺寸整间板形式^[14]。大尺寸整间板自重较大, 吊装、连接节点设计难度大, 如图 15 所示连接节点 A, 试验模型原型工程中采用内、外叶厚度相同(60 mm 厚)的混凝土板组合受力的三明治

结构实现轻量化,在连接节点区域一定范围内将内、外叶混凝土连通以增强连接节点的受力性能^[14-15]。上述处理虽可保证外挂墙板的结构安全,但连接节点部位易形成热桥,削弱围护系统的热工性能^[11]。

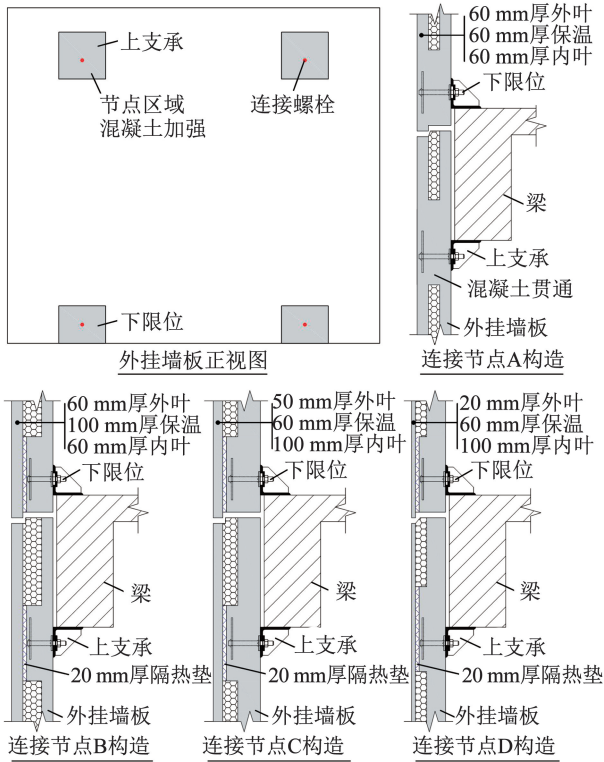


图 15 外挂墙板连接节点协同提升构造

Fig. 15 Collaborative enhancement details of joint

如图 15 所示,本文提出 3 种连接节点热工性能提升构造:连接节点区域内叶板混凝土向保温层凸出改善连接节点的锚固性能,在外叶板和节点区域凸出混凝土之间设置 20 mm 厚隔热垫阻断热桥,其中,连接节点 B 通过增大保温层厚度实现,内、外叶混凝土板厚度保持不变,保持组合受力的三明治结构;连接节点 C 中外挂墙板保温层厚度不变,内、外叶板设计为非组合受力,外叶板采用 50 mm 厚普通钢筋混凝土板,内叶板为受力层;连接节点 D 中外挂墙板保温层厚度不变,内、外叶板设计为非组合受力,外叶板采用 20 mm 厚超高性能混凝土(UHPC)或配钢丝网自流平水泥基材料作为防护层,内叶板为受力层。

3.2 热工性能研究

采用通用有限元软件 COMSOL Multiphysics 研究图 15 中点支承外挂墙板的热工性能,其固体传热模块的数值模型方程可准确表征复杂墙体构造中局部三维传热过程对整体热工性能的影响^[16]。外挂墙板内、外叶均为水泥基材料,其热响应时间明显小于昼夜温度波动周期,可采用稳态传热分析连接节

点局部热桥对外挂墙板整体平均传热系数的影响。

分别建立无连接节点外挂墙板、考虑连接节点影响的外挂墙板的三维传热计算模型,其中基准模型 W 为无连接节点外挂墙板,墙板尺寸为 3.98 m × 3.58 m (宽 × 高),内、外叶板均为 60 mm 厚普通钢筋混凝土板,保温层采用 60 mm 厚挤塑板(XPS,导热系数为 0.032 W/(m·K)),墙板总厚度 t 为 180 mm;模型 WA 采用图 15 中连接节点 A 构造,连接节点区域内、外叶板混凝土连通;模型 WB 采用图 15 中连接节点 B 构造,保温层采用 100 mm 厚 XPS 板,隔热垫采用 XPS, t 为 220 mm;模型 WC 采用图 15 中连接节点 C 构造,内、外叶板分别为 100、50 mm 厚普通钢筋混凝土板,保温层采用 60 mm 厚 XPS 板,隔热垫采用 XPS, t 为 210 mm;模型 WD1、WD2 采用图 15 中连接节点 D 构造,外叶板为 20 mm 厚配钢丝网自流平水泥基材料薄板,内叶板为 100 mm 厚普通钢筋混凝土板,保温层采用 60 mm 厚 XPS 板, t 均为 180 mm,模型 WD1、WD2 的隔热垫分别为 XPS、气凝胶毡^[17](AIB,导热系数为 0.018 W/(m·K))。模型 WA、WB、WC、WD1 和 WD2 的外挂墙板尺寸与基准模型 W 相同,室内侧参照实际工程设置截面尺寸为 300 mm × 600 mm (宽 × 高)的梁以考虑连接节点的三维传热影响。典型有限元模型见图 16,模型构造及参数见表 3,模型中内、外表面温度分别为 20 °C、-10 °C,内、外表面换热阻分别取为 0.11 和 0.04 (m²·K)/W 以考虑空气对流的影响,外挂墙板与梁之间参考实际工程做法填塞保温板,其他表面设为绝热边界,材料热物性参数按照 GB 50176—2016《民用建筑热工设计规范》^[18]取值,不考虑内、外叶板之间拉结件的影响。

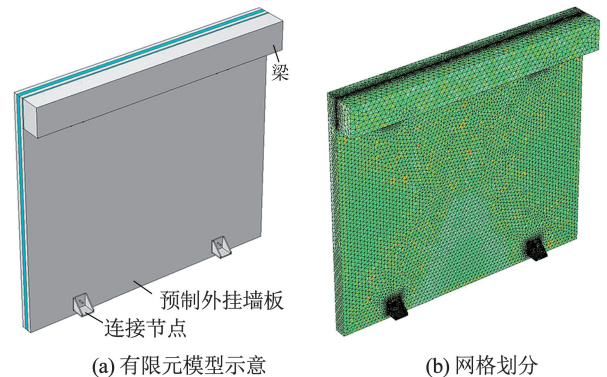


图 16 三维传热有限元模型

Fig. 16 3D heat transfer FEA model

模型内叶板距离保温层 3 mm 所在平面的温度分布见图 17,连接节点剖面、内叶板厚度中心截面的热流密度矢量图分别见图 18、图 19。各模型墙板的平均传热系数计算结果列于表 3,表中增长率为

墙板平均传热系数相较无连接节点墙板的生长比例,表征点支承连接热桥效应的影响程度。由图 17~图 19 及表 3 可以得到如下结果。

1)模型 WA 的点支承连接虽满足连接节点的结构受力需求,但内、外叶板之间连通的混凝土导热

系数大于保温材料,热量在点支承连接范围的传递速率加快,温度梯度增大,形成了明显的热桥,墙体平均传热系数较无连接节点墙板提高了 62.1%,严重削弱了墙板的整体热工性能,说明模型 WA 难以兼顾结构和热工性能。

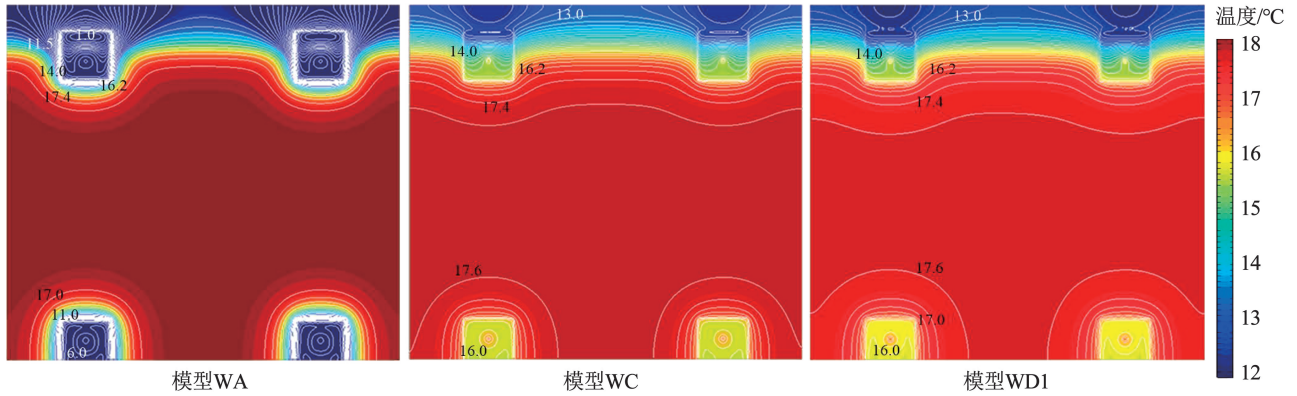


图 17 模型内叶板温度分布

Fig. 17 Temperature cloud map in inner wythes of models

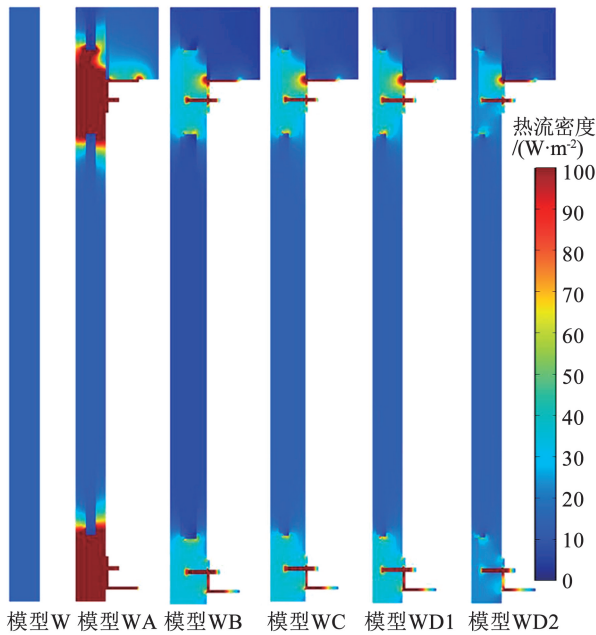


图 18 连接节点剖面热流密度矢量图

Fig. 18 Profile heat flux vector diagram of joints

2)在连接节点区域设置隔热垫后,点支承连接的热桥影响范围较模型 WA 明显缩小,设置 XPS、AIB 隔热垫的模型 WD1、WD2 节点区域热桥影响分别降低 86.6%、95.6%,结合温度分布图、热流密度矢量图可知,内、外叶板间的混凝土破坏了保温层的连续性,是连接节点区域形成热桥的根本原因。

3)模型 WB 通过增大保温层厚度阻断连接节点区域热桥,其墙体平均传热系数较无连接节点墙板、模型 WA 分别降低了 25.3%、53.9%,但墙体总厚度 t 增加了 22.2%,说明连接节点 B 构造虽可兼顾结构和热工性能,但对建筑设计影响较大,保温材料用量增加较多。

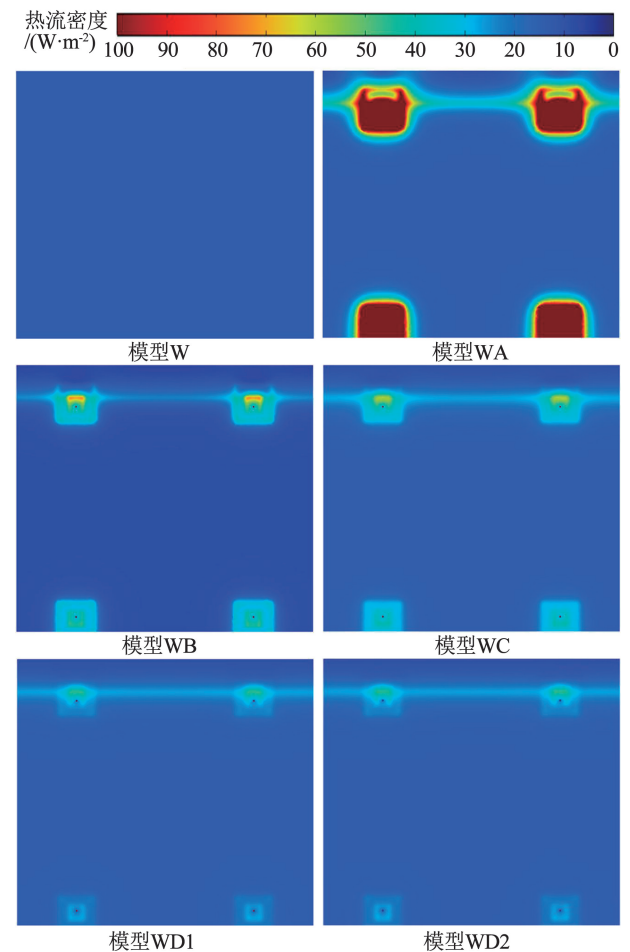


图 19 内叶板热流密度矢量图

Fig. 19 Heat flux vector diagram of inner wythes

4)模型 WC、WD1 的墙体平均传热系数较无连接节点墙板分别提高了 7.4%、8.3%,二者的温度分布图、热流密度矢量图基本一致,说明外叶板厚度对热工性能影响较小。

表 3 模型构造及热工计算结果

Tab. 3 Details and thermal performances of models

模型	构造	t/mm	隔热垫	平均传热系数/(W·m ⁻² ·K ⁻¹)	增长率/%
W	无节点,外叶 60 mm + 保温 60 mm + 内叶 60 mm	180	—	0.477 5	—
WA	点支承,外叶 60 mm + 保温 60 mm + 内叶 60 mm	180	无	0.773 9	62.1
WB	点支承,外叶 60 mm + 保温 100 mm + 内叶 60 mm	220	XPS	0.356 6	-25.3
WC	点支承,外叶 50 mm + 保温 60 mm + 内叶 100 mm	210	XPS	0.512 7	7.4
WD1	点支承,外叶 20 mm + 保温 60 mm + 内叶 100 mm	180	XPS	0.517 3	8.3
WD2	点支承,外叶 20 mm + 保温 60 mm + 内叶 100 mm	180	AIB	0.490 5	2.7

5) 隔热垫材料由 XPS 优化为 AIB 后,模型 WD2 的平均传热系数较模型 WD1 降低了 5.2%,较无连接节点墙板仅增加 2.7%,连接节点对墙体热工性能的影响已可基本忽略,且墙体总厚度保持不变,外叶板采用的高性能材料吸水率低、抗裂性能优异,内、外叶板非组合受力模式受力清晰,可明显降低内外温差下外叶板的开裂风险,提出的连接节点 D 可实现结构、热工、建筑设计和外饰面耐久性的协同提升。

6) 相较 XPS 隔热垫,AIB 隔热垫节点区域的整体热流密度明显降低,热量进一步集中通过连接螺栓,对于超低能耗、近零能耗建筑,可使用低导热不锈钢螺栓或纤维增强复合材料(FRP)棒材代替普通钢螺栓,进一步实现节点区域的热桥消解。

4 结 论

1) 试验模型梁纵筋先于柱纵筋受拉屈服,连接节点未发生破坏,破坏集中在梁端塑性铰区域,节点核心区未见明显开裂,套筒挤压连接接头未见破坏,实现了“强柱弱梁、强节点弱构件”的破坏模式,极限层间位移角约为 1/30,采用的连接构造可保证装配式框架结构的整体抗震性能。

2) 外挂墙板连接螺栓是否拧紧对主体框架弹性阶段的抗侧刚度影响差别不大,螺栓干挂连接和 U 形连接筋湿挂连接对主体框架达到弹塑性位移角限值前的抗震性能影响差别不大,U 形连接筋湿挂连接外挂墙板对主体框架在大侧移下(层间位移角为 1/40 ~ 1/30)的抗侧贡献大于螺栓干挂连接外挂墙板。

3) 在框架梁带动下外挂墙板位移模式为旋转式位移模式,外挂墙板底部水平侧移大于层间位移,底部限位设计需考虑旋转位移的影响;引入 U 形钢板阻尼器后外挂墙板在大侧移下的刚体转动减少 16% ~ 30%,同时对主体框架的破坏模式、承载能力和变形能力影响不显著,可采用 U 形钢板阻尼器控

制大尺寸外挂墙板的位移,实现墙板间接缝宽度与密封胶施工便利性、位移能力的合理匹配。

4) 组合受力外挂墙板内、外叶间的混凝土在连接节点区形成热桥,导致外挂墙板热工性能削弱 62.1%;在节点区域内、外叶混凝土之间设置挤塑板隔热垫可将热桥影响降低 86.6%,隔热垫可实现连接节点区域附近的热桥消解。对于超低能耗、近零能耗建筑,可使用气凝胶毡隔热垫、低导热不锈钢螺栓或纤维增强复合材料(FRP)棒材进一步提升热桥消解效果。

参 考 文 献

- [1] 金晓飞, 孟永杰, 杨晓杰, 等. 内嵌围护墙板对钢框架抗侧力性能的影响效应[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2013, 45(4): 21
JIN Xiaofei, MENG Yongjie, YANG Xiaojie, et al. Effect of embedded enclosure wallboard on the lateral load behavior of steel frames [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2013, 45(4): 21
- [2] 金晓飞, 高松召, 杨晓杰, 等. 内嵌墙板钢框架等效单斜撑简化模型[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2013, 45(6): 16
JIN Xiaofei, GAO Songzhao, YANG Xiaojie, et al. Equivalent single strut simplified model for steel frames with embedded retaining wall[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2013, 45(6): 16
- [3] 郁银泉, 肖明, 王赞, 等. 预制混凝土外挂墙板间接缝宽度研究[J]. 建筑结构, 2019, 49(11): 1
YU Yinquan, XIAO Ming, WANG Zan, et al. Research on seam width of precast concrete facade panel [J]. Building Structure, 2019, 49(11): 1. DOI:10.19701/j.jzjg.2019.11.001
- [4] DAL L B, BIONDINI F, TONIOLO G. Friction-based dissipative devices for precast concrete panels [J]. Engineering Structures, 2017, 147: 356. DOI:10.1016/j.engstruct.2017.05.050
- [5] NEGRO P, TORNAGHI M L. Seismic response of precast structures with vertical cladding panels: The SAFECLADDING experimental campaign[J]. Engineering Structures, 2017, 132: 205. DOI:10.1016/j.engstruct.2016.11.020
- [6] 廖振, 梁书亭, 朱筱俊, 等. 预制外挂墙板半刚性耗能连接节点力学性能研究[J]. 建筑结构, 2024, 54(5): 126
LIAO Zhen, LIANG Shuting, ZHU Xiaojun, et al. Research on mechanical behavior of a semi-rigid energy dissipation connection node of precast cladding panel [J]. Building Structure, 2024,

- 54(5): 126. DOI:10.19701/j.jzjg.20231640
- [7] 王子杨. 含减震外挂墙板PC联肢剪力墙结构抗震性能研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2018
- WANG Ziyang. Study on seismic performance of PC shear wall structure with sandwich exterior wall panel and U-shaped steel plate damper[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2018
- [8] 黄柯玮, 李静, 戚玉亮, 等. 使用环形钢板消能器的装配式钢框架外挂墙板体系抗震性能分析[J]. 建筑结构, 2022, 52(S2): 807
- HUANG Kewei, LI Jing, QI Yuliang, et al. Seismic performance of ring-shaped energy-dissipating devices for prefabricated steel frame structure with external wall panel[J]. Building Structure, 2022, 52(S2): 807. DOI:10.19701/j.jzjg.22S2575
- [9] 沙慧玲, 种迅, 叶献国, 等. 附加减震外挂墙板钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(12): 13
- SHA Huiling, CHONG Xun, YE Xianguo, et al. Shaking table tests of reinforced concrete frame structure with energy dissipation cladding panels[J]. Journal of Building Structures, 2023, 44(12): 13. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2022.0659
- [10] 预制混凝土外挂墙板应用技术标准: JGJ/T 458—2018[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018
- Technical standard for application of precast concrete facade panels: JGJ/T 458—2018[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018
- [11] LAMEIRAS R, BARROS J, VALENTE I B, et al. Development of sandwich panels combining fibre reinforced concrete layers and fibre reinforced polymer connectors. Part I: Conception and pull-out tests[J]. Composite Structures, 2013, 105: 446. DOI:10.1016/j.compstruct.2013.06.022
- [12] 建筑抗震设计标准: GB/T 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2024
- Standard for seismic design of buildings: GB/T 50011—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2024
- [13] 赵作周, 韩文龙, 钱稼茹, 等. 梁纵筋锚固板锚固装配整体式梁柱边节点抗震性能试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, 48(12): 19
- ZHAO Zuozhou, HAN Wenlong, QIAN Jiaru, et al. Seismic behavior of assembled monolithic beam-column exterior joints with beam longitudinal rebars anchored by heads[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(12): 19. DOI:10.11918/j.issn.0367-6234.2016.12.002
- [14] 预制混凝土外墙挂板(一): 16J110—2, 16G333[S]. 北京: 中国计划出版社, 2016
- Precast concrete cladding panel: 16J110—2, 16G333[S]. Beijing: China Planning Press, 2016
- [15] 方宜成. 含三明治外挂墙板预制装配式混凝土剪力墙结构抗震性能研究[D]. 合肥: 合肥工业大学, 2017
- FANG Yicheng. Study on seismic performance of prefabricated concrete shear wall structure with sandwich exterior wall panel[D]. Hefei: Hefei University of Technology, 2017
- [16] 郑佳瑞, 杨丽平, 崔临凤, 等. 超低能耗居住建筑预制混凝土夹心保温墙体桁架式连接件热桥效应研究[J]. 建筑科学, 2024, 40(10): 20
- ZHENG Jiarui, YANG Liping, CUI Linfeng, et al. Study on thermal bridge effect of precast concrete sandwich insulation wall truss-type connectors for ultra-low energy residential buildings[J]. Building Science, 2024, 40(10): 20. DOI:10.13614/j.cnki.11-1962/tu.2024.10.03
- [17] 纳米孔气凝胶复合绝热制品: GB/T 34336—2017[S]. 北京: 中国标准出版社, 2017
- Reinforced nanoporous aerogel products for thermal insulation: GB/T 34336—2017[S]. Beijing: Standards Press of China, 2017
- [18] 民用建筑热工设计规范: GB 50176—2016[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017
- Code for thermal design of civil building: GB 50176—2016[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2017

(编辑 吕雪梅)