

DOI: 10.20098/j.cnki.1001-5132.2024.1209

屈曲约束支撑钢-竹组合框架抗震性能

陈翰驰¹, 杨晓婷¹, 丁静姝¹, 童科挺^{1*}, 李玉顺²

(1.宁波大学 土木工程与地理环境工程学院, 浙江 宁波 315211; 2.青岛农业大学 建筑工程学院, 山东 青岛 266109)

摘要: 钢-竹组合框架作为由重组竹材与冷弯薄壁型钢通过结构胶黏结复合而成的一种新型组合结构, 采用 T 型连接板将工字形梁柱构件进行组合连接。为提升钢-竹组合框架结构的抗震性能, 针对 2 个相同设计的两层单跨钢-竹组合框架试件, 分别安装一字型钢支撑和屈曲约束支撑, 开展拟静力对比试验, 并结合有限元模拟分析探讨结构的破坏形态、耗能性能、滞回特性等抗震性能指标。结果表明: 相较一字型钢支撑, 屈曲约束支撑表现出更优异的滞回耗能性能, 框架破坏模式由节点破坏变为柱脚弯曲破坏, 框架极限承载力提升 23.3%; 屈曲约束支撑试件的累积塑性变形能力系数达到 531, 满足美国规范 ANSI/AISC341-10 规定的 200 倍限值要求; 有限元模拟与试验结果高度吻合, 可为后续钢-竹组合框架的深入研究提供参考依据。

关键词: 钢-竹组合框架; 屈曲约束支撑; 抗震性能; 滞回曲线; 耗能能力

中图分类号: TU398+.9

文献标志码: A

文章编号: 1001-5132 (2025) 04-0028-12

钢-竹组合结构是由重组竹和薄壁型钢通过结构胶复合而成的新型结构。该结构兼具竹材轻质高强^[1-2]与钢材性能稳定、抗拉能力强^[3]的特性, 还具备绿色节能、自重轻、施工周期短等显著优势^[4]。翟佳磊等^[5]对钢-竹组合框架结构抗震性能展开研究, 结果显示框架节点存在易变形破坏的问题。为克服此缺陷, 进一步提高抗震性能, 有研究^[6-7]提出在框架结构中增加屈曲约束支撑, 此措施旨在提高节点强度, 充分发挥钢-竹组合的优良力学性能, 提升框架的承载能力与耗能能力。

国内外学者围绕组合框架抗震性能开展了广泛研究。钢管混凝土框架领域: Albero 等^[8-9]对不同形式钢管混凝土框架节点的工作性能进行了比较分析; Tran 等^[10-11]通过系统模拟, 探究了钢管混凝土组合框架的阻力系数和非线性行为; Elremaily 等^[12]和 Jeong 等^[13]基于试验结果和有限元分析, 证实钢管约束作用能有效提升柱承载力和抗震性能; 贾明明等^[14]和孙霖等^[15]则对两层单跨防屈曲支撑钢管混凝土组合框架结构开展抗震性能试验研究。

支撑框架研究方面: 许国山等^[16]针对防屈曲支撑-混凝土框架体系中防屈曲支撑对相连柱产生的附加变轴力影响, 提出 RC 框架柱设计方法, 通过优化柱截面提高了体系经济性; 崔瑶等^[17]通过控制支撑的面外变形能力, 最大限度地减少了对梁柱的损坏, 实现支撑按照预定顺序屈服, 并完成小型节点板设计。钢-竹组合框架抗震性能研究方面: 蒋天元等^[18-19]设计了 6 种钢-竹组合节点形式, 并研究其框架抗震性能, 发现钢-竹组合梁柱通过 T 型钢和螺栓连接的组合梁柱节点时, 其整体工作性能优良, 能满足抗震基本要求; 李玉顺等^[20]聚焦钢-竹组合梁柱的节点性能, 通过拟静力试验得出不同参数下半刚性节点弯矩与转角的多项式拟合关系。

为明确不同支撑条件下钢-竹组合框架的抗震性能, 本研究设计 2 个相同的两层单跨钢-竹组合框架试件, 分别为其安装一字型钢支撑和屈曲约束支撑。通过拟静力试验, 探讨框架与支撑的破坏形式和力学性能, 剖析不同支撑形态对钢-竹组合框架抗震性能的影响。同时借助有限元模拟对钢-竹

收稿日期: 2024-12-20

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journal.g.nbu.edu.cn/>

基金项目: 国家自然科学基金(52278264, 51978345)

第一作者: 陈翰驰, 硕士研究生, 主要研究方向为组合结构。E-mail: 2311110107@nbu.edu.cn

*通信作者: 童科挺, 博士研究生, 主要研究方向为组合结构。E-mail: tongketing@126.com

组合框架在装配不同支撑构件情况下进行仿真分析, 为后续钢-竹组合框架设计提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

试验设计并制作了 2 个 1:2.5 缩尺的钢-竹组合框架试件, 编号分别为 KJB、KJBRB, 两者构造及几何尺寸完全相同。分别在试件 KJB 装配一字型钢支撑构件, 试件 KJBRB 安装屈曲约束支撑构件。试件框架梁、柱均采用钢-竹工字形截面, 由 2 根冷弯薄壁 C 型钢和 3 根竹胶板通过结构胶复合而成, 梁柱构件冷弯薄壁型钢厚度均为 2.5 mm, 梁柱翼缘和腹板重组竹厚度分别为 30、20 mm。结合实验室加载条件, 确定梁长度为 1 500 mm, 柱长度为 2 500 mm, 梁柱构件如图 1 所示。支撑构造方面, 一字型钢支撑由一块 6 mm 厚钢材通过螺栓与端部钢板组合而成, 屈曲约束支撑由内核构件和外围约束组成, 其中, 内部构件同样采用 6 mm 钢材, 外部约束通过钢钉将 2 层重组竹和 2 层薄壁型钢连接内核构件, 支撑构造如图 2 所示。钢-竹组合框架试件一、二层的层高均为 1 000 mm, 跨度为 1 700

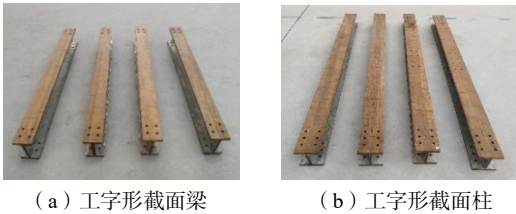


图 1 钢-竹组合工字形梁柱构件

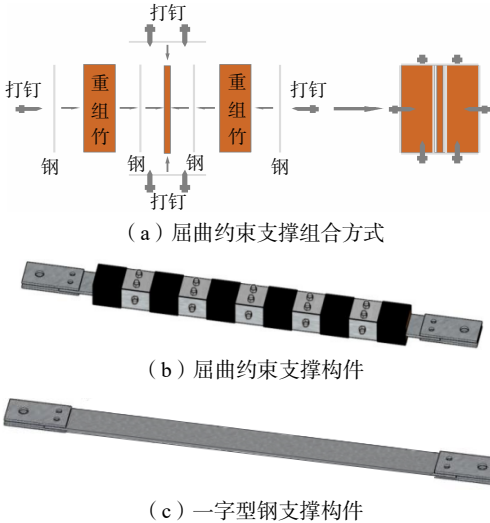


图 2 支撑构造示意图

mm, 框架几何尺寸如图 3 所示。组合梁柱间通过节点板连接, 节点板采用 Whitmore^[21]提出的有效宽度法和 Chou^[22]提出的开合效应验算其相应强度。KJB 和 KJBRB 的梁柱节点均使用支撑节点板作为节点构件, 其几何尺寸如图 4 所示。值得注意的是, 屈曲约束支撑、节点板及钢-竹组合框架试件均采用同批次钢材和竹材制造, 其不同厚度材料的力学性能详见表 1 和表 2。

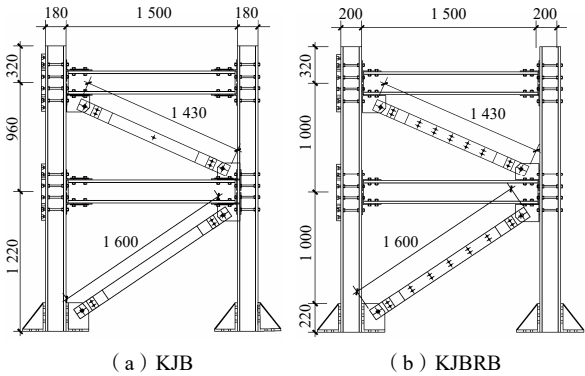


图 3 框架几何尺寸 (单位: mm)

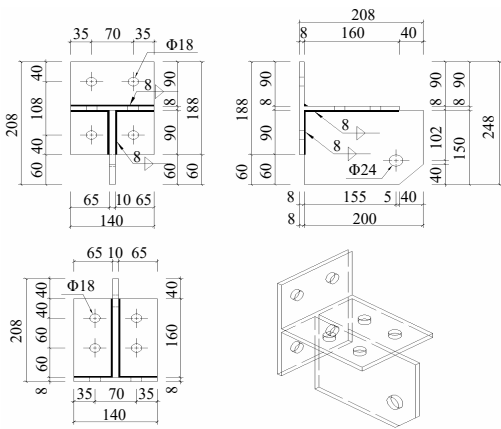


图 4 节点板几何尺寸 (单位: mm)

表 1 重组竹力学性能

厚度/ mm	静曲强度 f_B /MPa	弹性模量 E_B /Pa	抗拉强度 f_t /MPa	抗压强度 f_c /MPa
20	115.6	13 072	118.7	92.7
30	118.9	12 920	115.7	92.7

表 2 冷弯薄壁型钢力学性能

厚度/ mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	弹性模量 E_s /MPa	泊松比 ν_s
2.5	276.2	382.1	2.01×10^5	0.29
6	278.6	443.8	2.02×10^5	0.30
8	272.3	439.6	2.05×10^5	0.29

1.2 试验加载装置及加载制度

为模拟楼层间的重力荷载,试验采用预应力技术对组合柱施加 80 kN 轴压荷载,该荷载约为组合柱全截面轴压屈服荷载的 10%。随后,利用 2 台 MTS 电液伺服作动器(水平作用力范围 ± 250 kN、行程范围 ± 250 mm)对钢-竹组合框架施加低周往复荷载,加载装置如图 5 所示。加载方式上,按对应层侧位移在平面内进行低周反复加载,一、二层位移根据层间高度比例设置为 1:2。第 2 层位移加载初期以 5 cm 为增量,当位移到达 10 cm 后,增量调整为 10 cm,直至试件破坏,每级循环 3 次,框架二层加载方式如图 6 所示。二层加载速度设置为 0.5 mm/s,当荷载下降至前一级荷载的 85%时,判定试件破坏,并停止加载。试验中,MTS 作动器先提供横向荷载,使组合框架产生水平位移,当位移达到试验加载方案的设定值时,MTS 作动器开始卸力,直至为 0,随即施加负方向荷载,使框架产生反方向水平位移,当再次达到设定值后,可视为 1 次循环,每级重复此过程 3 次。



图 5 加载装置

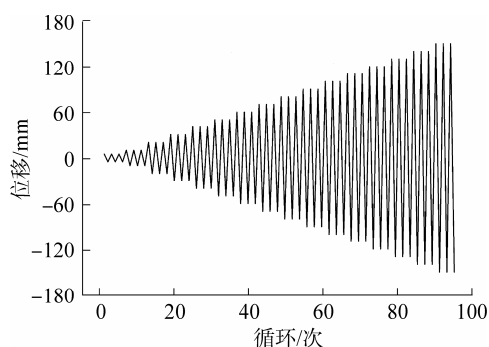


图 6 加载方式

1.3 测量方案

本试验主要测量荷载、位移和应变三项内容。钢-竹组合框架的层剪力荷载可直接通过 MTS 电液伺服作动器自带的力传感器获取。位移计与应变

片布置如图 7 所示,位移计 1 和 2 测量钢-竹组合框架试件平面内的层间位移,位移计 3 测量框架试件柱脚的轴向变形。应变测点布置在节点核心区域、柱的上下支座处与支撑表面,并且分布于构件翼缘内外侧的薄壁型钢与重组竹表面,监测试验过程中这些关键部位的应变情况。位移计与应变片的数据均通过静态应变仪进行实时采集。

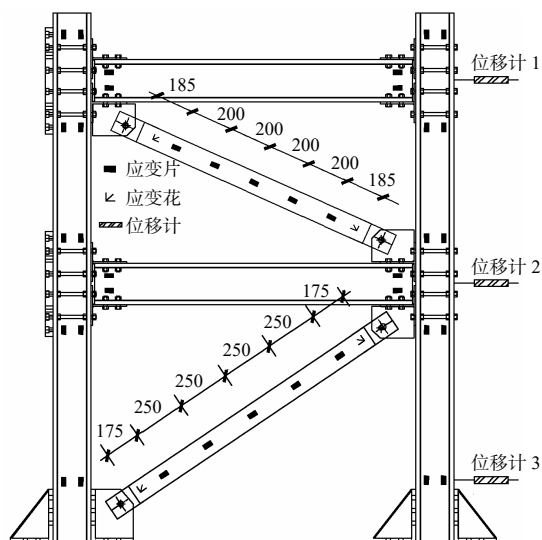


图 7 测点布置(单位: mm)

2 试验现象及破坏特征

梁端位移加载至 40 mm 前,2 个钢-竹组合框架主要表现为支撑构件轴向拉伸压缩以及架梁柱弯曲变形,梁柱翼缘的钢-竹组合截面未见明显损伤。位移加载至 40 mm 时,支撑试件帮助框架吸收外荷载带来的耗能,当支撑发生形变时,框架基本完好,支撑试件变形特征如图 8(a)~(b)所示。位移加载至 80 mm 第 1 循环时,受压状态下,KJB 框架出现一层节点处连接件中部被拉离柱表面、节点滑落状况,且一字型钢支撑发生明显平面外屈曲变形;KJBRB 框架一层梁上翼缘出现钢-竹截面损伤,节点核心区鼓屈,致使钢-竹组合效能开始下降。加载至 80 mm 第 3 循环时,KJB 柱脚处自下而上出现钢-竹界面大面积脱胶,最大脱胶裂缝长度约为 1 m;KJBRB 组合梁的上翼缘由钢-竹截面损伤加剧为贯穿开胶,两者破坏特征如图 8(c)~(d)所示。梁端位移加载至 130 mm 第 2 循环时,框架受拉,KJB 二层节点板完全断裂,框架整体发生明显变形,随即停止加载,状态如图 8(e)所

示。加载至 140 mm 第 3 循环时, 框架受压, 柱脚翼缘竹材横向拉出, 钢-竹组合效应完全失效, 荷载值下降至峰值荷载的 85% 以下, 试验至此结束, 破坏特征如图 8 (f) 及图 9 所示。



图 8 支撑试件相应受损情况

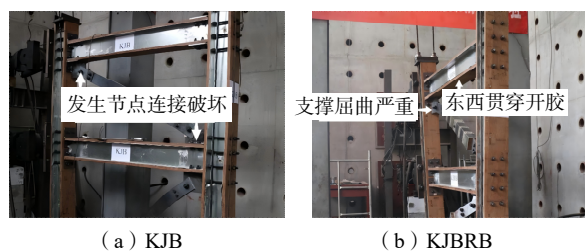


图 9 框架受损情况

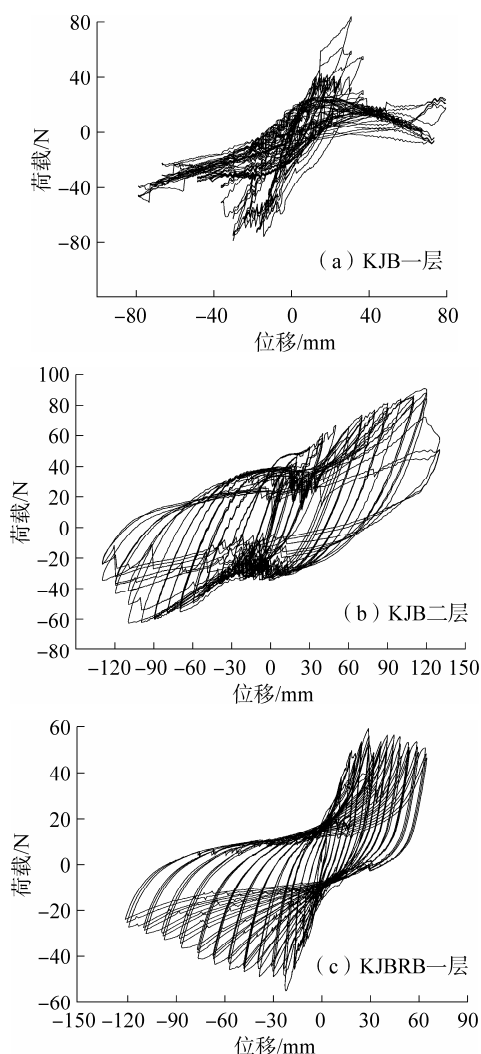
低周往复作用下, 屈曲约束支撑能为框架提供较大刚度。随着框架水平荷载作用增大, 其所受剪力反而减小, 故当梁端位移达到 40 mm 时, KJBRB 构件虽无明显破坏, 但水平加载值已达到最大。框架破坏模式主要表现为钢-竹界面损坏和柱脚翼缘竹材拉断。KJB 框架整体刚度主要受 T 型件母材及 18 mm 螺栓的抗剪强度限制, 最终因 T 型件母材破坏致使框架整体失稳。对比 KJB 试件, KJBRB 框架在相同荷载作用下产生的位移更小。KJBRB 框架在屈曲约束支撑作用下, 框架节点强度提高, 抗

变形性能增强, 最终框架因达到钢-竹组合界面胶结强度极限而破坏, 充分发挥了其界面的力学性能, 框架位移极限和承载力极限相较 KJB 框架分别提高 7.7% 和 23.3%, 表明增加屈曲约束支撑可有效提升钢-竹组合框架抗震性能。

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

滞回曲线能综合反映框架变形能力与抗震性能。由图 10 (a) ~ (b) 可知, KJB 一层滞回曲线为 Z 型, 二层曲线呈梭形。试验过程中, 柱底钢-竹界面出现损伤和轻微滑移, 导致框架整体产生位移并释放能量。由于一层节点延性较低, 受滑移影响较大, 因而曲线呈现 Z 型; 而二层曲线受到的滑移影响相对较小, 曲线出现捏缩效应。KJBRB 的滞回曲线如图 10 (c) ~ (d) 所示。一、二两层曲



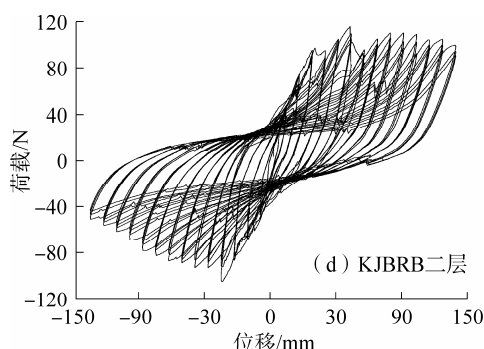


图 10 滞回曲线对比

线均呈弓形,中部出现捏拢现象,说明屈曲约束支撑有效增强了框架的节点延性,削弱了滑移对框架的影响,进而提升了框架的滞回性能。

加载前期,试件处于弹性状态,滞回曲线呈椭圆形。由于屈曲约束支撑为框架提供了较大刚度,荷载曲线呈线性增加,并快速达到材料屈服平台,因此在试验中期,荷载保持在 120 kN 左右。试验后期,随着位移不断增大,试件出现脱胶开裂,荷载曲线随之回缩,直至框架失稳。与 KJB 框架相比,KJBRB 框架的滞回环面积提升了 84.7%,表明耗能能力增强;曲线呈弓形且中间捏拢,此特征也同样反映了剪力和黏结滑移对框架性能的影响。

3.2 骨架曲线

钢-竹组合框架的骨架曲线为滞回曲线各级加载第一循环峰值点所连成的包络线。考虑到框架一层受力状况受二层的影响较大,为更清晰准确地分析骨架曲线特征,因此仅选取二层的骨架曲线展开研究分析。

图 11 为 KJB 与 KJBRB 第 2 层骨架曲线,两者均呈明显屈服点与破坏点特征。对于 KJB 框架,当梁端位移达到 40 mm 时,因柱底损伤出现拐点;位移增至 100 mm 时,达到承载力峰值后开始下降,

直至最终破坏。KJBRB 框架因具备屈曲约束支撑,表现出更高的刚度和对称的曲线特性;当位移达到 40 mm 时,荷载已接近峰值,且超过 KJB 试件的荷载峰值,表明支撑的耗能能力得以充分发挥;当位移为 50 mm 时,柱脚钢-竹界面出现损伤并伴随荷载下降;位移达到 140 mm 时,结构达到材料性能极限而终止试验。根据《建筑抗震试验规程》^[23]相关规定,确定骨架曲线特征点,具体见表 3。

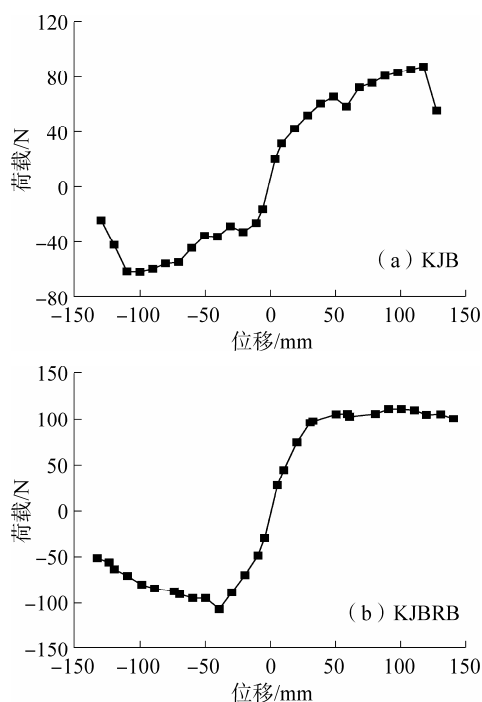


图 11 2 个框架的骨架曲线

3.3 刚度退化系数

根据《建筑抗震试验规程》要求,试件刚度可用割线刚度 K_i 来表示,具体通过下式进行计算。

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|}$$

式中: F_i 为第 i 次峰值点的荷载值; X_i 为第 i 次峰

表 3 骨架曲线特征点

框架编号	方向	屈服点		极限点		破坏点	
		D_y/mm	P_y/kN	D_u/mm	P_u/kN	D_f/mm	P_f/kN
KJB	正	28.5	54.8	111.4	88.0	128.2	74.9
	负	-21.7	-32.5	-89.4	-62.7	-129.7	-34.1
KJBRB	正	29.9	94.8	109.7	108.5	140.1	93.2
	负	-29.9	-88.1	-69.9	-90.1	-140.0	-44.1

注: D_y 表示试件屈服时位移; P_y 表示试件屈服时荷载值; D_u 表示试件所受荷载达到最大值时的位移; P_u 表示试件所受的最大荷载值; D_f 表示试件破坏时位移; P_f 表示试件破坏时荷载值。

值点的位移值。

图 12 为 KJB 与 KJBRB 框架试件的刚度退化曲线。数据显示, KJB 试件正向加载时的初始刚度为 4.05 kN/mm, 最终刚度为 0.47 kN/mm, 最终刚度约为初始刚度的 11.6%; 负向加载时的初始刚度为 3.33 kN/mm, 最终刚度为 0.27 kN/mm, 最终刚度约为初始刚度的 8.1%。反观 KJBRB 试件, 正向加载时的初始刚度为 5.60 kN/mm, 最终刚度为 0.51 kN/mm, 最终刚度约为初始刚度的 9.1%; 负向加载时的初始刚度为 5.70 kN/mm, 最终刚度为 0.53 kN/mm, 最终刚度约为初始刚度的 9.3%。结果表明, 2 个框架试件刚度退化趋势基本相似, KJBRB 框架在初始刚度和最终刚度上均比 KJB 框架高 5% 以上, 表明屈曲约束支撑具有提升整体刚度作用。

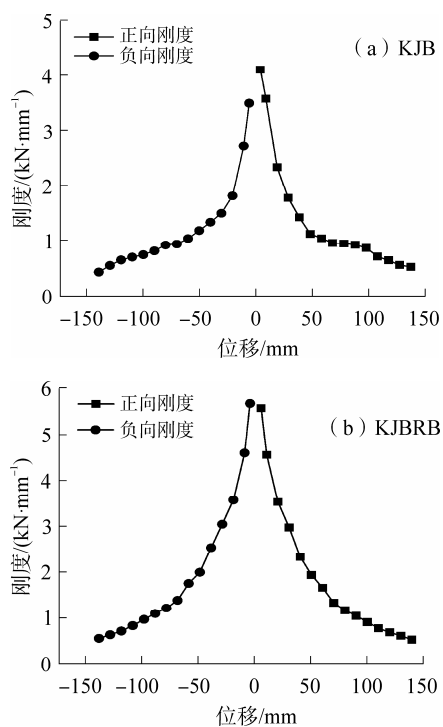


图 12 KJB 和 KJBRB 的刚度退化系数

3.4 延性分析

试件的延性可由试件遭受破坏时的极限位移 D_f 与屈服位移 D_y [24] 之比得到:

$$\mu = \frac{D_f}{D_y}$$

由表 4 的框架延性系数可知, 框架正负加载的延性系数均 ≥ 4 , 且正负方向加载延性系数相近, 表明钢-竹组合框架的延性较好, 框架在受到往复

荷载作用后产生了较大的塑性变形。由于 KJBRB 框架装配有屈曲约束支撑, 其刚度具有不对称性, 故试件在受拉时正向延性系数与 KJB 相近, 而受压时其延性系数更小。此结果进一步表明屈曲约束支撑能有效增加钢-竹组合框架节点刚度, 同时还削弱了框架的整体延性, 但由于提升了整体承载能力, 因此性能仍符合设计需求。

表 4 框架延性系数

框架编号	方向	延性系数
KJB	正	4.50
	负	5.98
KJBRB	正	4.69
	负	4.68

3.5 耗能能力

框架耗能能力取决于其滞回曲线的饱满程度, 滞回曲线越饱满, 表明框架的抗震性能越优秀。因此, 可采用有效阻尼黏滞系数 ξ_e 来评价框架的耗能能力, 具体算式如下:

$$\xi_e = \frac{1}{2\pi} \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBE} + S_{ODF}}$$

式中: S_{ABC} 、 S_{CDA} 、 S_{ODB} 、 S_{ODF} 为图 13 中各部分的面积。图中, P 轴为框架所受荷载, Δ 轴为框架所产生的位移。

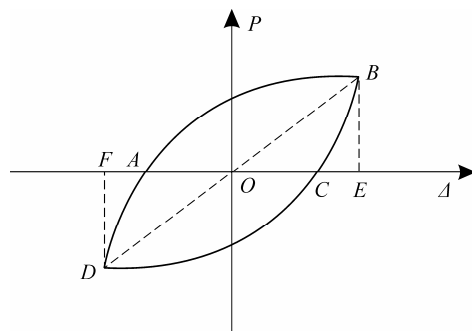


图 13 滞回曲线示意图

图 14 反映了 2 个框架在各级循环荷载下的有效阻尼黏滞系数分布。由图可知, KJB 与 KJBRB 的系数曲线分布规律大致相同。试验开始阶段, 框架处于弹性阶段, 它们的耗能系数处在 0.03~0.14, 随着加载位移增大, 框架进入塑性阶段, 耗能急剧升高并趋于平稳; 当梁端位移大于 90 mm 时, 框架产生侧向位移, 故耗能系数在后期有所下降。两者对比可知, 由于 KJBRB 装配屈曲约束支撑, 且在

加载初期时节点就发生一定变形,因此试验前期,KJBRB 耗能能力强于 KJB,但随荷载增加,KJB 节点域形成塑性铰,产生持续塑性变形,而 KJBRB 节点由于装有连接支撑的节点板,增大了其节点刚度,使得 KJBRB 最大耗能系数小于 KJB。

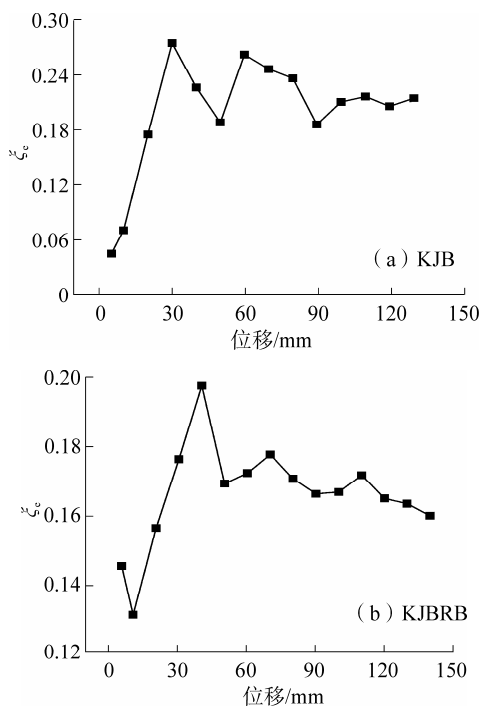


图 14 有效阻尼黏滞系数曲线

3.6 屈曲约束支撑的力学性能

图 15 显示 2 个支撑试件的轴向变形 (U_b) 与钢-竹组合框架平面内层间位移 (Δ) 之间的关系。从曲线形态来看,整体呈线性变化,说明节点板变形较小,屈曲约束支撑与节点板的拼接滑移可忽略。一字型钢支撑轴向受拉最大变形值 82.58 mm,受压最大变形值 81.55 mm;屈曲约束支撑受拉最大变形值 22.45 mm,受压最大变形值 22.03 mm。支撑在拉压方向上的最大轴向变形差异均小于 1.2 mm,表现出拉压轴向变形的对称性。

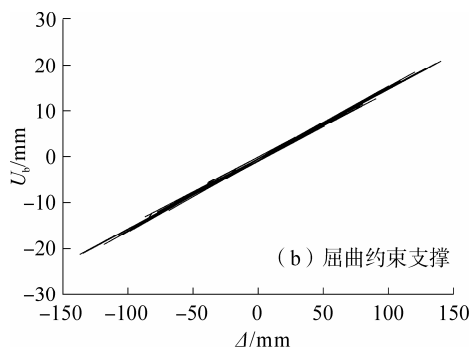
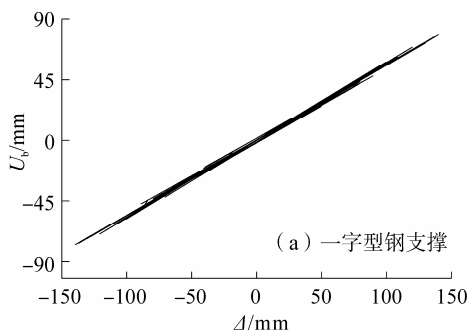


图 15 支撑轴向变形与层间位移的关系曲线

图 16 为一字型钢支撑构件与屈曲约束支撑构件所受轴向荷载和轴向位移所形成的滞回曲线。由图可见,当层间位移加载至 10 mm 且处于第 2 循环受拉状态时,一字型钢支撑发生屈服变形,屈服荷载为 6.92 kN,极限承载力为 9.83 kN;屈曲约束支撑滞回曲线较为饱满,具有良好耗能能力和延性,当层间位移加载至 40 mm 且处于第 3 循环受拉状态时,支撑发生屈服变形,屈服荷载为 37.4 kN,极限承载力为 39.8 kN,屈服位移为 2.13 mm。此外,其拉压不平衡系数为 1.06,位移延性系数为 15.2,刚度和承载力相较一字型钢支撑具有明显提升。

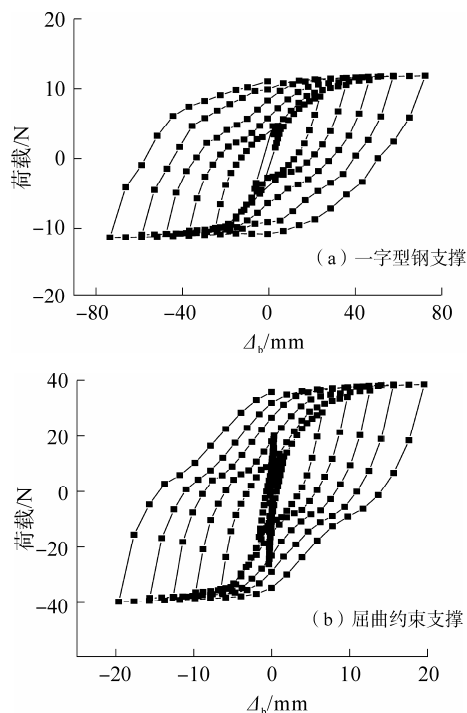


图 16 轴向荷载和轴向位移所形成的滞回曲线

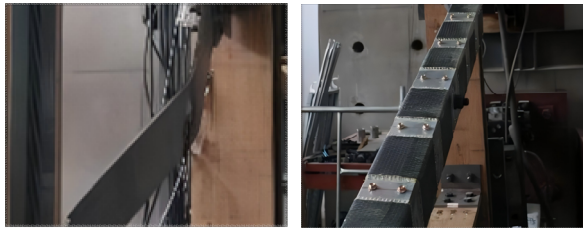
试件的塑性变形能力可通过累积塑性变形^[25]的参数 D_{CP} 来评价,其反映了支撑在低周往复加载

中所累积的总塑性变形与屈服位移间的关系, 具体表达式如下:

$$D_{CP} = \sum \left[\frac{2(|\Delta_{c,max}|_i + |\Delta_{t,max}|_i)}{\Delta_y} - 4 \right]$$

式中: Δ_y 为屈服位移, mm; $\Delta_{c,max}$ 与 $\Delta_{t,max}$ 分别为支撑破坏前极限受压与受拉的变形大小, mm。计算可得, 屈曲约束支撑试件塑性变形系数为 531, 表现出良好的累积塑性变形能力, 超过 ANSI/AISC 341-10^[26]中规定的 200 倍屈服位移数值的最小值要求。

图 17 为一字型钢支撑构件与屈曲约束支撑构件的破坏及变形特征。当梁端位移较大时, 一字型钢支撑中段塑性变形较大, 产生平面外屈曲位移; 屈曲约束支撑在外围约束作用下, 除微小变形外无明显破坏, 且支撑内核构件中发生的多波变形现象更为明显, 表明其具有良好的耗能能力。



(a) 一字型钢支撑

(b) 屈曲约束支撑

图 17 支撑破坏形态

4 有限元模拟分析

4.1 模型建立

钢-竹组合框架有限元模型主要有 8 个部件, 其中组合梁、组合柱、梁薄壁 C 型钢、柱薄壁 C 型钢、短螺栓、长螺栓、T 型板组成 KJB 框架, 而 KJBRB 框架在此基础上, 层间增加了屈曲约束支撑。建模过程中, 全部部件选用八结点线性六面体单元 (C3D8R 单元), 模拟三维结构的线性与非线性行为, 并调整网格进行优化计算。

钢-竹组合框架中涉及 3 种材料, 分别为冷弯薄壁型钢、重组竹、螺栓钢。重组竹的受拉和受压试件本构关系均可简化为线性强化两阶段模型。对于冷弯薄壁型钢, 其包括弹性阶段、屈服阶段、强化阶段和破坏阶段。考虑到钢-竹组合工字形梁在冷弯薄壁型钢大面积屈服时即遭破坏, 因此可将其本构模型简化为三折线模型 (图 18)。

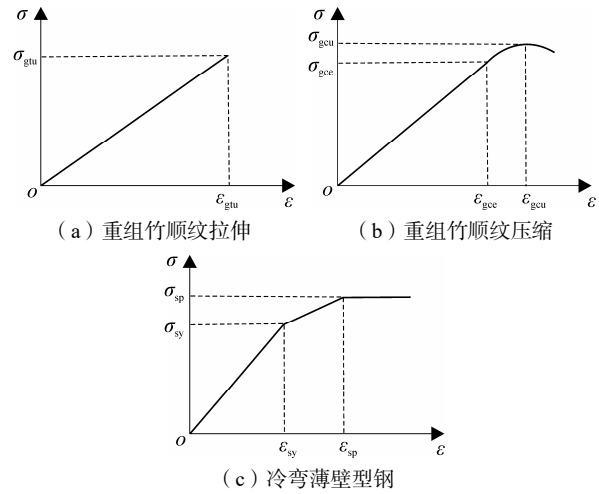
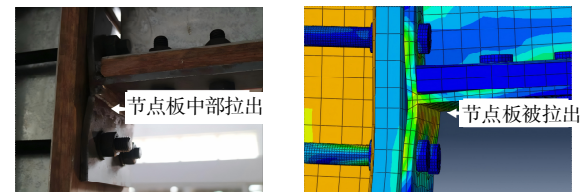


图 18 材料的本构模型

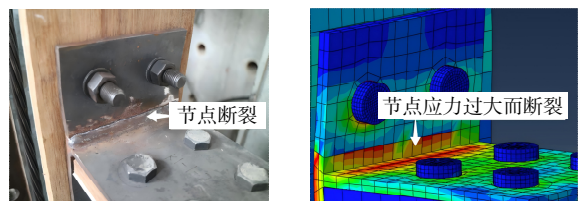
有限元试验中, 边界条件与试验原型的边界条件基本一致。在组合框架底部区域 230 mm 内, 约束所有自由度, 并假定组合框架柱脚为理想刚接。在框架柱顶部施加 6.9 N/mm 的均布荷载, 其均布荷载代替施加在柱端垂直向下的 70 kN 轴力。按照倒三角方式在组合框架的一、二层层高处施加循环往复的位移荷载, 其中二层和一层所受荷载比例为 2:1, 并且每级循环荷载施加 1 次, 加载幅值与试验加载幅度一致。

4.2 破坏特征对比

钢-竹组合 KJB 在加载过程中表现出的破坏特征主要有节点板与框架柱分离、节点板拉断等。分别将 KJB 节点和 KJBRB 节点的有限元模型云图与试验破坏特征进行对比, 由图 19 和 20 可见, KJBRB 由于增加了屈曲约束支撑, 节点刚度提高, 节点板在试验中不再断裂, 其主要破坏特征为钢-竹组合



(a) 节点板拉出



(b) 节点断裂破坏

图 19 KJB 破坏特征对比

界面脱胶、柱脚翼缘横向拉出、柱脚钢材凹陷变形等,与有限元模拟得到的破坏特征基本吻合。

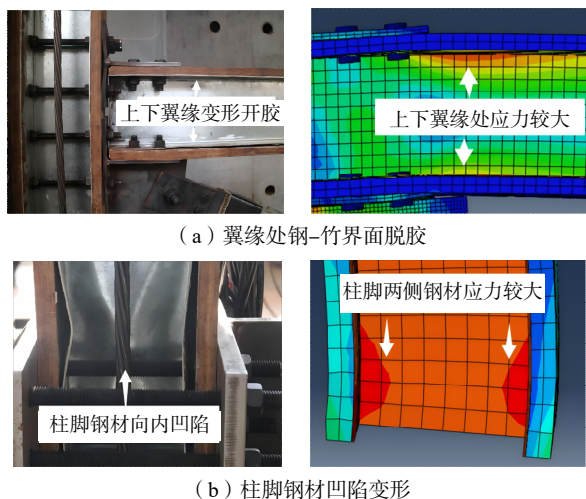


图 20 KJBRB 破坏特征对比

4.3 滞回曲线对比

图 21 为 2 个框架模拟滞回曲线与试验滞回曲线对比,从图中可以看出 2 种滞回曲线走势大致相同, KJBRB 极限承载力性能仍大于 KJB。

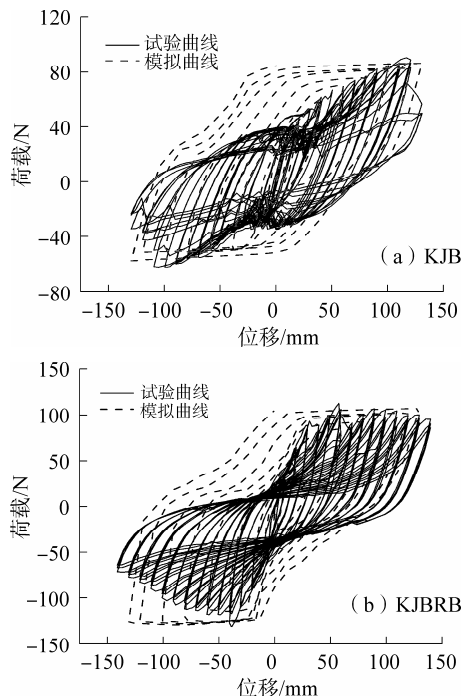


图 21 试验与有限元滞回曲线对比

研究的钢-竹组合框架属于新型结构,其构件由 2 种材料以一定截面形式通过高强结构胶黏接而成,全过程手工制作,因此装配必定存在一定误差;且由于有限元模拟中未能考虑强化阶段材料的

力学性能,所以框架极限值略小于试验值。在有限元模拟中,框架承受低周往复荷载时,其滞回曲线出现捏缩现象。原因在于钢-竹组合界面的接触属性被设置为黏接,然而这种设置并不合理,因为在实际荷载作用下,钢-竹界面之间存在相对滑移,最终致使滞回曲线出现捏缩。由于有限元模型中约束了柱底的所有自由度,无法模拟试验过程中发生的底座偏移现象,因此与试验相比,有限元模拟的滑移更小,造成所得滞回曲线的滞回环捏缩现象更为微小,曲线更加饱满。

4.4 极限承载力及骨架曲线对比

图 22 为试验与模拟所得骨架曲线对比图。从图中可见,2 个框架的骨架曲线契合度较高,总体上有有限元模拟结果略小于试验结果。主要是试验过程中,当材料达到强化阶段后,其承载力仍有一定提升,而模拟试验中并未能体现此阶段。结果显示,极限承载力和骨架曲线的模拟值与试验值吻合度良好,验证了有限元模拟分析的准确性。

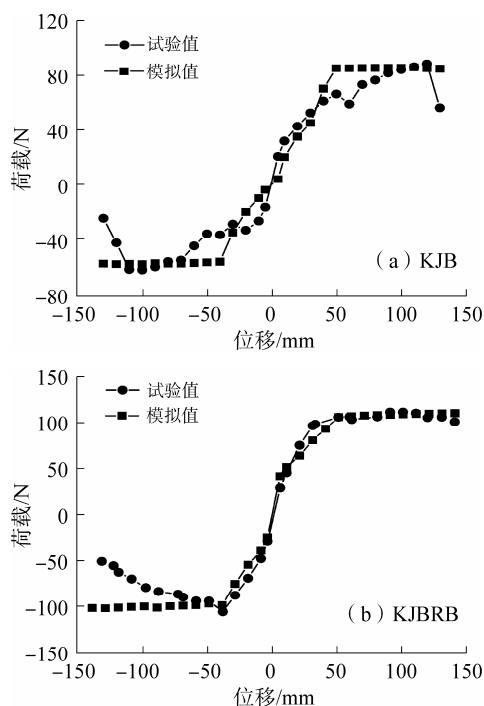


图 22 试验与有限元模拟的骨架曲线对比

借助有限元软件对钢-竹组合框架进行分析,导出正负加载时的极限承载力,并将这些数值的模拟结果与试验数据进行对比。从表 5 数据可见,2 个框架的有限元模拟与试验结果之间的误差在 8% 以内,属于合理范围。

表5 试验实测和有限元模拟极限承载力对比

框架编号	加载方向	实测值/kN	Abaqus 模拟值/kN	相对误差/%
KJB	正	90.8	85.7	5.61
	负	-63.3	-58.3	7.89
KJBRB	正	115.2	108.5	5.81
	负	-106.1	-102.4	3.48

5 理论分析

弹性屈曲性能^[27]对于屈曲约束支撑具有普遍适应性,因此可将设计的钢-竹组合屈曲约束支撑遵循弹性屈曲性能原理进行计算。在理论分析中,假定内核构件与外围约束之间无间隙,且两者横向变形一致,支撑构件的受力模式为两端铰接,内核仅受轴压作用。此外为方便计算,定义内核构件的厚度方向为 x 轴,宽度方向为 y 轴,长度方向为 z 轴,如图 23 所示。

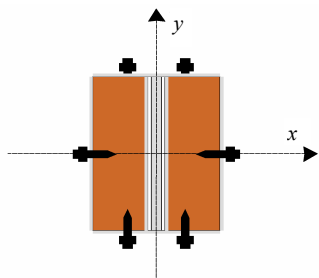


图 23 屈曲约束支撑截面坐标

通过建立截面平衡方程,可以求得屈曲约束支撑的弹性屈曲荷载(图 24)。

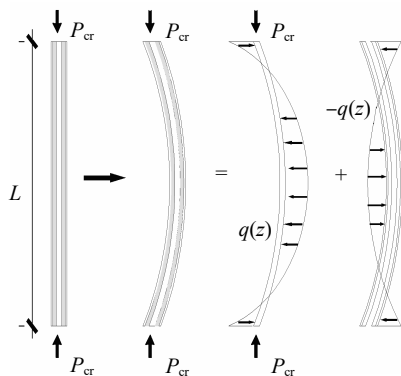


图 24 计算推导示意

内核构件与外围约束部分在 z 截面,整体构件在 z 截面 ($0 < z < L$) 的弯矩平衡方程^[28]为

$$\text{内核部分: } E_1 I_1 \frac{d^2 w}{dz^2} w + P w = - \int_0^z q(t)(z-t) dt$$

$$\text{外围部分: } E_2 I_2 \frac{d^2 w}{dz^2} = \int_0^z q(t)(z-t) dt$$

$$\text{构件整体: } E_1 I_1 \frac{d^2 w}{dz^2} w + E_2 I_2 \frac{d^2 w}{dz^2} + P w = 0$$

求解屈曲约束支撑构件的平衡方程式,可得整个构件的弹性屈曲荷载和屈曲模态:

$$P_{cr} = (\pi/L)^2 \times (E_1 I_1 + E_2 I_2)$$

$$w = A \sin(\pi z / L)$$

式中: L 为构件长度; $E_1 I_1$ 和 $E_2 I_2$ 分别为内核构件和外围约束对截面形心轴的抗弯刚度; A 为屈曲模态幅值。

针对所研究的一字型钢支撑和屈曲约束支撑,其弹性屈曲荷载 (P_{cr}) 与约束比 (ζ) 的计算需要考虑支撑的几何尺寸、材料属性以及内核与外围间隙和内核双向弯曲变形等因素^[29]。由压杆稳定原理可知,支撑在 y 轴方向上更易失稳,因此对 y 方向取弯曲刚度 EI 。

由表 6 可见,一字型钢支撑构件与屈曲约束支撑构件的弹性屈曲荷载理论值分别为 6.64 kN 和 34.12 kN,计算结果与试验结果吻合较好,相对误差在 10% 以内。依据对一类实腹型内核分离式防屈曲支撑的有限元数值分析和试验结果^[30]可知,屈曲约束支撑的正则化长细比 $\lambda_n = 0.38 < 0.65$ (对应于 $\zeta > 2.37$),可认为构件能够满足滞回耗能要求。

表6 试验值与理论值对比

试件名	$EI/(\text{N} \cdot \text{m}^2)$	g/mm	ζ	λ_n
一字型钢支撑	8.61×10	0	0.03	5.71
屈曲约束支撑	4.41×10^2	2.00	7.08	0.38
试件名	相对误差/%	P_{cr}/kN	P_t/kN	
一字型钢支撑	4.2	6.64	6.92	
屈曲约束支撑	9.6	34.12	37.40	

注: g 表示内核构件与外围约束之间的间隙; λ_n 表示正则化长细比; P_t 表示支撑屈服荷载试验值。

6 结语

提出了一种新型的屈曲约束支撑钢-竹组合框架结构,为探究其抗震性能,设计并制作了 2 个单跨两层框架试件,开展了系统的低周往复加载试验研究和有限元模拟分析。

(1) 水平荷载作用下钢-竹组合框架的破坏模式主要为节点连接破坏,导致框架变形破坏;屈曲

约束支撑不仅提高了节点强度,增强了框架的耗能能力,还使破坏模式转变为由钢-竹界面失效引发的框架弯曲破坏。

(2) 屈曲约束支撑的设置提升了框架的塑性变形能力和承载能力,使滞回环面积增大,且具有更小的有效阻尼黏滞系数。

(3) 不同形式的支撑对钢-竹组合框架结构抗震能力有直接影响,适当增大支撑刚度有利于保护框架主体结构,但是过大的支撑刚度则容易造成结构延性下降。

(4) 屈曲约束支撑表现出较为优异的滞回性能,其内核构件的破坏形态为多波变形,具有良好的累积塑性变形能力。

(5) 通过对有限元模拟与试验结果进行对比分析可知,钢-竹组合框架抗震性能的破坏现象与仿真模拟得到的框架失效特征基本一致,其极限承载力等参数与模拟结果的误差控制在8%以内,与试验值吻合良好,进一步验证了有限元模拟分析的准确性。

参考文献:

- [1] 杨欣, 张方达, 黄艳辉, 等. 毛竹材径向抗拉和抗弯性能研究[J]. 北京林业大学学报, 2022, 44(3):140-147.
- [2] 高洪一, 刘艳丰. 竹材力学性能研究[J]. 中国农机化学报, 2015, 36(6):139-142.
- [3] 王海明. 冷弯薄壁型钢受弯构件稳定性能研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2009.
- [4] 刘战江, 王占良, 吴时旭, 等. 装配式钢-竹组合结构建筑施工工艺及工程应用[J]. 建筑技术, 2023, 54(1): 45-48.
- [5] 翟佳磊, 李玉顺, 黄帅, 等. 钢-竹组合框架结构抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2015, 36(增刊 1):60-66.
- [6] 孙建波, 贾明明. 防屈曲支撑组合框架结构的概率抗震性能分析[J]. 建筑结构, 2022, 52(增刊 1):1023-1027.
- [7] 于敬海, 郑达辉, 胡相宜, 等. 方钢管混凝土组合异形柱防屈曲支撑框架抗震性能试验[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2018, 51(增刊 1):135-142.
- [8] ALBERO V, IBAÑEZ C, PIQUER A, et al. Behaviour of slender concrete-filled dual steel tubular columns subjected to eccentric loads[J]. Journal of constructional steel research, 2021, 176:106365.
- [9] ALBERO V, IBAÑEZ C, HERNÁNDEZ-FIGUEIRIDO D, et al. Experimental analysis on circular concrete-filled steel tubular beam-columns under unequal load eccentricities[J]. Engineering structures, 2022, 259: 114206.
- [10] TRAN H, THAI H T, UY B, et al. System reliability-based design of steel-concrete composite frames with CFST columns and composite beams[J]. Journal of constructional steel research, 2022, 194:107298.
- [11] TRAN H, THAI H T, NGO T, et al. Nonlinear inelastic simulation of high-rise buildings with innovative composite coupling shear walls and CFST columns[J]. The structural design of tall and special buildings, 2021, 30(13):e1883.
- [12] ELREMAILY A, AZIZINAMINI A. Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns[J]. Journal of constructional steel research, 2002, 58(12): 1567-1591.
- [13] JEONG Y S, PARK M S, CHOI H S, et al. Evaluation on lateral structural resistant capacity of curved concrete filled circular steel column[J]. Journal of Korean society of hazard mitigation, 2017, 17(2):155-161.
- [14] 贾明明, 孙霖, 郭兰慧, 等. 防屈曲支撑非屈服段平面外屈曲对组合框架支撑结构性能的影响[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(增刊 1):383-388.
- [15] 孙霖. 防屈曲支撑钢管混凝土柱组合框架结构抗震性能试验研究[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2011.
- [16] 许国山, 徐小童, 王贞. 考虑防屈曲支撑影响的钢筋混凝土框架柱设计方法[J]. 建筑结构学报, 2020, 41(3): 105-115.
- [17] 崔瑶, 许肖卓, 林迟. 考虑支撑断裂及节点板作用的中心支撑框架抗震性能研究[J]. 工程力学, 2020, 37(10): 85-92.
- [18] 蒋天元. 钢-竹组合梁柱边节点抗震性能试验研究[D]. 宁波: 宁波大学, 2012.
- [19] 蒋天元, 李玉顺, 单炜, 等. 薄壁 C 型钢-竹胶板组合箱型柱抗震性能试验[J]. 东北林业大学学报, 2011, 39(12):82-85.
- [20] 李玉顺, 何佳伟, 张家亮, 等. 基于梁柱节点性能的钢-竹组合框架结构地震反应分析[J]. 建筑科学与工程学报, 2016, 33(5):22-28.
- [21] WHITMORE R E. Experimental investigation of stresses in gusset plate: engineering experiment station bulletin No.16[R]. Knoxville, Tennessee: University of Tennessee, 1952.
- [22] CHOU C C, LIU J H. Frame and brace action forces on steel corner gusset plate connections in buckling-restrained braced frames[J]. Earthquake spectra, 2012, 28(2):531-551.
- [23] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
- [24] HE M J, ZHAO Y, MA R L. Experimental investigation on lateral performance of pre-stressed tube bolted connection with high initial stiffness[J]. *Advances in structural engineering*, 2016, 19(5):762-776.
- [25] 周云, 钟根全, 龚晨, 等. 开孔钢板装配式屈曲约束支撑钢框架抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2019, 40(3):152-160.
- [26] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel building: ANSI/AISC 341-10[S]. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [27] 郭彦林, 江磊鑫. 型钢组合装配式防屈曲支撑性能及设计方法研究[J]. *建筑结构*, 2010, 40(1):30-37.
- [28] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计[M]. 2版. 北京: 科学出版社, 2003.
- [29] 郭彦林, 童精中, 周鹏. 防屈曲支撑的型式、设计理论与应用研究进展[J]. *工程力学*, 2016, 33(9):1-14.
- [30] GUO Y L, TONG J Z, ZHANG B H, et al. Theoretical and experimental investigation of core-separated buckling-restrained braces[J]. *Journal of constructional steel research*, 2017, 135:137-149.

Seismic behavior of buckling-restrained braced steel-bamboo composite frame structure

CHEN Hanchi¹, YANG Xiaoting¹, DING Jingshu¹, TONG Keting¹, LI Yushun²

(1.School of Civil & Environmental Engineering and Geography Science, Ningbo University, Ningbo 315211, China;

2.College of Civil Engineering and Architecture, Qingdao Agricultural University, Qingdao 266109, China)

Abstract: Steel-bamboo composite frame is a new type of composite structure formed by recombined bamboo and cold-formed thin-walled steel sections bonded by structural adhesive, which combines I-beams and I-columns through T-plates. In order to improve its seismic performance, this paper presents static tests, together with a parametric analysis and finite element analysis, on two double-story single-span steel-bamboo composite frames of the same design with one-beam steel bracing and buckling-restrained bracing installed respectively. The results show that: compared with the one-span steel brace, the buckling-restrained brace shows good hysteretic energy dissipation performance, and the damage mode of the frame is changed from nodal damage to bending damage of the column foot; the ultimate load carrying capacity is increased by 23.3%; the cumulative plastic deformation capacity coefficient of the buckling-restrained brace specimen reaches 531, which meets the requirement of coefficient greater than 200 in the American specification ANSI/AISC341-10. The finite element simulation results are in good agreement with the test results, which can provide a reference basis for the subsequent research of the combined frame.

Keywords: steel-bamboo composite frame; buckling-restrained brace; seismic behavior; hysteretic curve; energy dissipation coefficient

(责任编辑 章践立)