

文章编号:1001-4888(2016)01-0103-10

新型 PEC 柱-钢梁 T 形焊接 加强型中节点抗震性能试验研究^{*}

方有珍¹, 顾强¹, 陆森强¹, 沈晓明²

(1. 苏州科技学院 江苏省结构重点实验室(土木工程学院), 江苏苏州 215011;

2. 苏州市吴中建筑工程施工图审查中心, 江苏苏州 215128)

摘要: 为了进一步研究新型 PEC 柱-钢梁 T 形件焊接加强型中节点的抗震性能, 考虑柱轴压力、PEC 柱布置方式和钢板组合截面类型等设计参数, 设计制作了 4 个中节点 1:1.6 缩尺模型试件, 并对其进行了水平低周往复荷载试验, 观测记录了各试件试验中钢材屈服或屈曲与混凝土裂缝与压溃现象, 得到试件的荷载一位移滞回曲线和破坏模式。根据试验结果分析了试件的承载能力、节点连接转动刚度退化、耗能能力和节点传力机理等抗震性能。结果表明: PEC 柱组合截面翼缘采取卷边措施增强了核心区混凝土的约束作用; PEC 柱轴压力提高了节点的初始转动刚度, 而受力变形过程中的二阶效应降低了其抗弯承载力并加快了梁截面进入屈服的损伤进程; 所有试件均表现出良好的自复位功效; 所有试件破坏模式均为加强 T 形件端部焊缝附近梁截面形成塑性铰, 更好地满足“强节点弱构件”的设计要求。上述结果有助于对 PEC 柱-钢梁节点抗震性能的认识, 可为 PEC 柱-钢梁组合结构设计规范制订以及工程应用提供参考。

关键词: 新型 PEC 柱; T 形件焊接加强型连接; 抗震性能; 试验研究; 节点传力机理

中图分类号: TU398.7; TU398.9 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-15-031

0 引言

传统框架抗侧力结构体系中, 梁柱节点连接性能是实现结构“强柱弱梁”与“强节点”抗震设计原则^[1]以及保证结构具备足够的耗散地震能力与强震作用下抗倒塌性能的关键所在。

新型部分外包混凝土组合柱(Partially encased composite column, 简称 PEC 柱)是采用热轧薄壁钢板组合截面, 在两翼缘板之间设置一定间距的横向拉结筋(常规翼缘非卷边 PEC 柱^[2-5])或横向拉结板条(采用柱翼缘卷边为本课题组最先提出的设计思想)^[6,7], 且浇筑混凝土而形成的组合柱。现有研究表明: 钢结构部分明显增强对混凝土约束, 提高了混凝土对构件承载力和水平抗侧刚度的贡献, 改善构件抗震延性; 而采用翼缘卷边构造进一步消除了常规 PEC 柱双向刚度明显差异和翼缘间设置拉结筋带来的施工困难等缺陷。此外, 现有国内外学者^[8-15]在梁柱节点采用预拉对穿螺栓和 T 形件连接方面取得了系列研究成果, 研究结果显示: (1) 多数 T 形件均在翼缘出现明显的塑性变形后发生腹板净截面断裂和螺栓的拉伸断裂; (2) 试件的耗能主要源于翼缘的塑性变形和连接件间的摩擦滑移; (3) T 形件连接能提供足够大的节点弯曲刚度与强度来满足理想的“强柱弱梁”抗震要求; (4) 与常规刚性节点相比, 对穿螺栓 T 形件具有部分自复位功能, 且形成了节点域混凝土斜压带传力模式, 降低了节点域抗剪要

^{*} 收稿日期: 2015-03-03; 修回日期: 2015-11-02

基金项目: 国家自然科学基金项目(51478286, 51078247); 江苏省“青蓝工程”中青年学术带头人资助项目(2014); 江苏省高校首批优秀青年教师出国研修计划(2011)

通讯作者: 方有珍(1972—), 男, 教授, 博士, 从事钢结构、钢-混凝土组合结构抗震性能研究。Email: Fyz72@mail.usts.edu.cn

求;(5) 对穿高强螺栓 T 形件连接节点刚度大,螺栓、T 形件、柱壁间传力明确,塑性性能好。

然而,现有国内外在 PEC 柱-钢梁连接方面的研究成果极其有限,为此本文结合已有国内外在梁柱端板、对穿预拉螺栓与 T 形件连接的相关研究成果^[6-13]和 PEC 柱-钢梁连接节点方面取得的研究成果^[14,15],提出了采用预拉对穿高强螺栓的新型 PEC 柱-钢梁节点 T 形件焊接加强型连接形式,考虑柱轴压力、PEC 柱布置方式和钢板组合截面类型等设计参数,设计制作了 4 个试件并进行水平低周往复荷载试验,研究其滞回性能、刚度、耗能和破坏模式等,揭示其抗震机理。

1 试验概况

1.1 试件设计

以实际层高为 3.8m 的框架二层中节点为研究对象,提取中节点上下柱与左右梁反弯点间子结构为试件原型,考虑柱布置方式、截面形式和柱顶轴压力等设计参数,按照 1:1.6 缩尺制作 4 个试件。钢柱采用 Q235 钢板焊接组合截面(试件 STJ4 为非卷边钢板组合截面),钢梁为 I25a 工字钢。钢梁与 T 形件采用手工焊;T 形件与 PEC 柱连接采用 8.8 级 M20 对穿高强螺栓(试验前紧固预拉螺栓至少达到预定预紧力 10kN);混凝土强度为 C20。试件 STJ1、STJ2 和 STJ4 均为 PEC 强轴与钢梁连接,SHJ2 柱顶施加了恒定轴压力 500kN;试件 STJ3 为 PEC 柱截面弱轴与梁连接,试件见图 1。梁、柱翼缘与腹板各取 3 个材性试样,每批混凝土各预留 3 个标准试块,材性实测值见表 1。

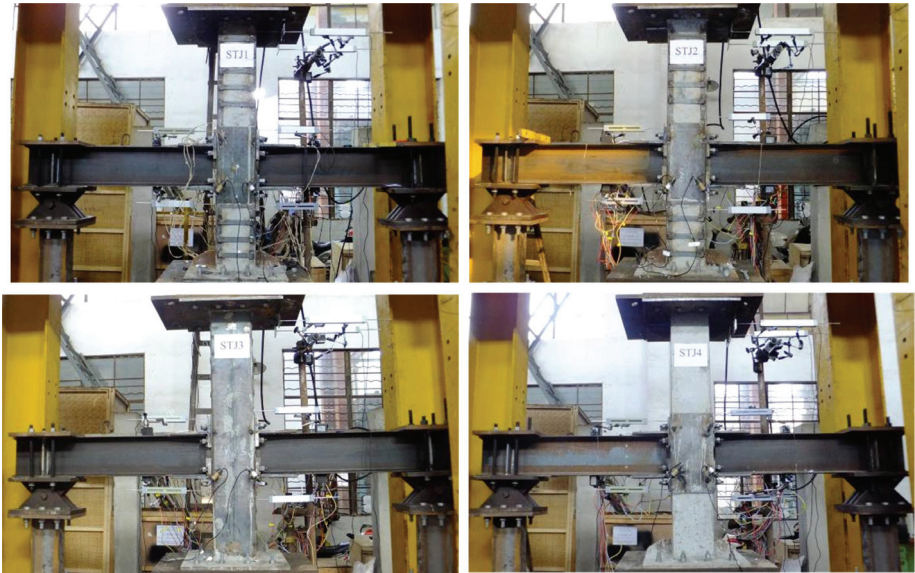


图 1 试件制作实体
Fig. 1 Fabrication of the specimens

表 1 试件材性实测材性指标
Tab. 1 Index of specimens' material performance

试件 编号	薄板组合截面(Q235)		混凝土 实测强度 (N/mm ²)	I25a 工字梁(Q235)	
	截面组成	实测材性		翼缘材性	腹板材性
STJ1	翼缘:2-310×5	强度: $f_y=294\text{ N/mm}^2$ $f_u=414\text{ N/mm}^2$ 弹模: $E=2.03\times10^5\text{ MPa}$ 伸长率: $\delta=23\%$	17.4	强度: $f_y=294\text{ N/mm}^2$ $f_u=447\text{ N/mm}^2$ 弹模: $E=2.01\times10^5\text{ MPa}$ 伸长率: $\delta=23\%$	强度: $f_y=269\text{ N/mm}^2$ $f_u=425\text{ N/mm}^2$ 弹模: $E=2.03\times10^5\text{ MPa}$ 伸长率: $\delta=18\%$
STJ2	腹板:1-240×5		22.3		
STJ3	拉结板条:-220×30×4		22.6		
STJ4	翼缘:2-250×5 腹板:1-240×5 拉结筋: $\Phi=6$		21.7		

1.2 试验方案

1.2.1 测点布置和边界条件

测试仪表和应变片布置如图 2: 位移计 1、2、3 用于测量试件侧移; 在节点左右梁翼缘布置位移计测量连接转角能力, 其中位移计 4 和 5 顶到 PEC 柱表面测试整个连接转动变形, 位移计 5 和 6 顶到 T 形件翼缘表面测试节点梁端转动变形; 位移计 8 和 9 用于测量节点域剪切变形。为了真实模拟试件边界条件, 专门设计制作了 6 个平面铰支座, 以保证加载与实际受力状况吻合, 见图 3。

1.2.2 加载方案

试验在苏州科技学院江苏省结构工程重点实验室的四连杆加载架上进行, 采取在柱顶位移加载方式进行, 以 5mm (约为层间相对侧移 0.25%) 为初始加载级, 前 4 级按 5mm (约为层间相对侧移 0.25%) 递增; 第 5 级加载 27mm (对应层间相对侧移 1.5%), 随后按照 9mm (对应层间相对侧移 0.5%) 递增, 试件 STJ1 和 STJ3 加载至 72mm, 试件 STJ2 和 STJ4 加载至 81mm, 每级荷载为 3 个循环。

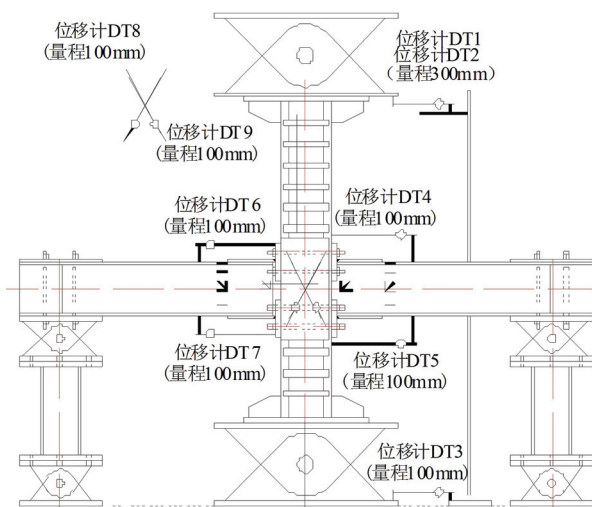


图 2 测试仪表与应变片布置

Fig. 2 Arrangement of instructions and strain gauges

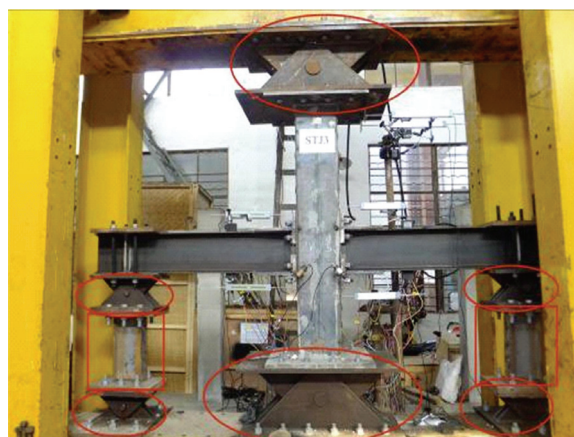


图 3 试验加载装置

Fig. 3 Instructions for loading of the specimens

2 试验结果分析

2.1 试验现象描述

试件 STJ1 加载至位移 27mm, 应变片数据中反映右梁下翼缘开始屈服; 加载至位移 45mm, 右侧梁上下翼缘表层均有浮锈起皮现象。试件 STJ2 加载至位移 20mm, 左梁上翼缘开始屈服; 加载至位移 36mm, 左梁上翼缘外表面浮锈开始起皮。试件 STJ3 加载至位移 36mm, 左梁上翼缘开始屈服; 加载至位移 54mm, 左右两侧梁上下翼缘外表面浮锈开始起皮。试件 STJ4 加载至位移 27mm, 左梁上翼缘开始屈服; 加载至位移 45mm, 左右两侧梁翼缘内表面浮锈开始起皮。所有试件随着加载继续, T 形件翼缘与柱边脱开现象明显, 梁截面屈服不断向腹板中部发展, 且整个试验过程中没有出现翼缘与腹板局部屈曲和明显的面外变形。由于加载设备问题, 所有试件均以达到作动器最大加载量而宣告试验结束。

2.2 试件滞回曲线

为了揭示新型 PEC 柱-钢梁中节点连接的力学性能, 本文从梁端弯矩-层间侧移角和梁端弯矩-转角两个方面进行分析。

2.2.1 试件梁端弯矩-层间侧移角曲线

由于试件为中节点, 近似认为左右梁端各分担柱加载弯矩一半, 即梁端弯矩 $M = P \times H / 2$, 层间侧移角 $\theta = \Delta / h$, 其中 P 为柱顶水平荷载, Δ 为位移表实测数据 DT2-DT3, H 为试验试件柱上下支座转轴距离, h 为柱下部铰支座转轴到柱顶端板距离。基于实测数据处理, 得出试件梁端弯矩 M -层间侧移角 θ

见图 4, 骨架曲线见图 5。

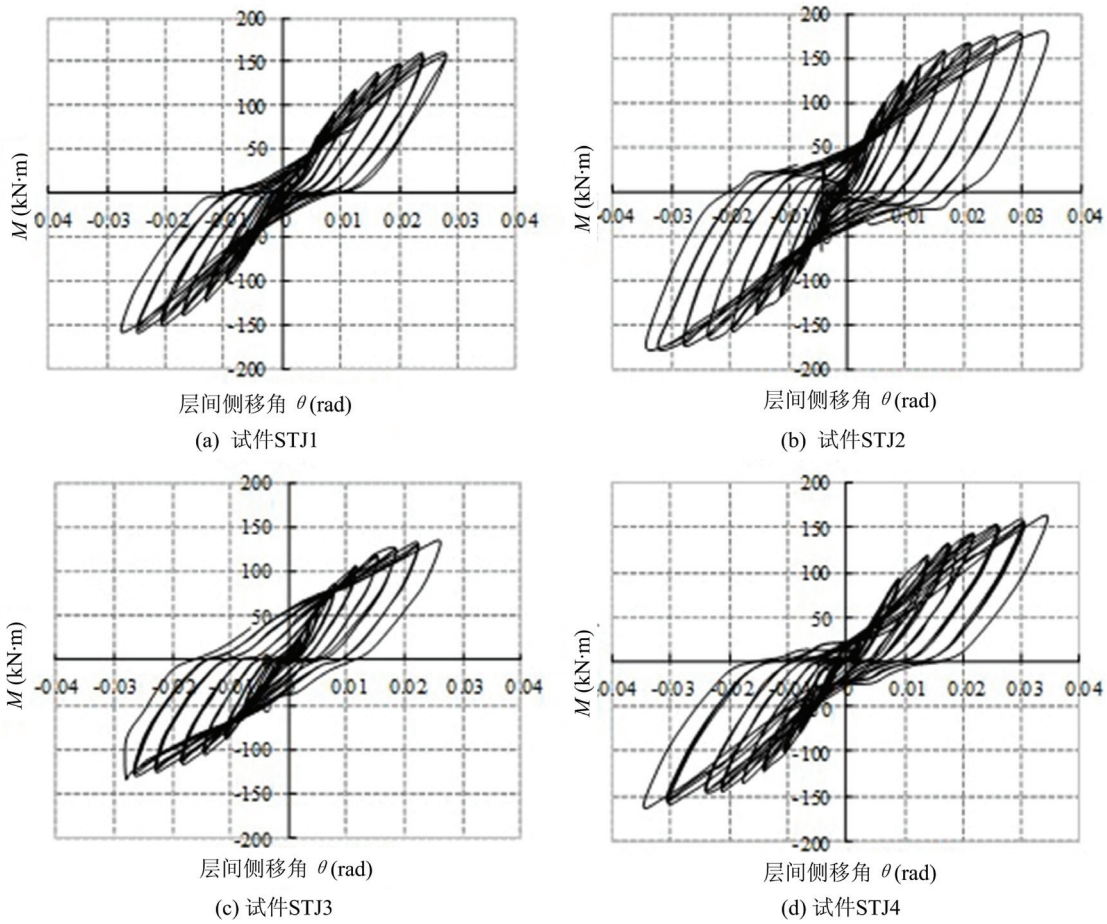


图 4 试件滞回曲线

Fig. 4 Hysteretic curves of the specimens

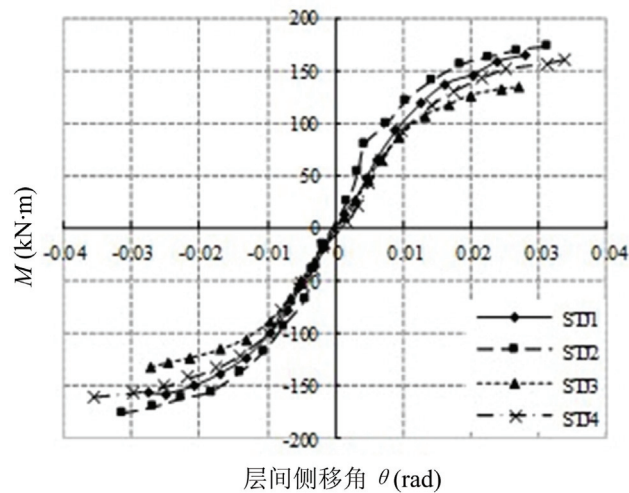


图 5 试件节点弯矩 M -层间侧移角 θ 骨架曲线

Fig. 5 Joint moment-rotation skeleton curves

通过对图 4 分析可看出:试件 STJ1 位移加载至 72mm 级的第 1 个循环时,正向实测计算层间侧移角 0.0280rad,最大承载力 158.00kN·m;负向实测计算层间侧移角 0.0276rad,最大承载力 157.37 kN·m。试件 STJ2 位移加载至 81mm 级的第 1 个循环时,正向实测计算层间侧移角 0.0345rad,最大承载力 173.24kN·m;负向实测计算层间侧移角 0.0325rad,最大承载力 173.96kN·m。试件 STJ3 位移加

载至 72mm 级的第 1 个循环时,正向实测计算层间侧移角 0.0262rad,最大承载力 133.74kN·m;负向实测计算层间侧移角 0.0280rad,最大承载力 133.74kN·m。试件 STJ4 位移加载至 81mm 级的第 1 个循环时,正向实测计算层间侧移角 0.0347rad,最大承载力 160.29kN·m;负向实测计算层间侧移角 0.0347rad,最大承载力 160.28kN·m。对图进一步分析表明:①所有试件在荷载较小时,节点转动变形主要来自于对穿螺栓与钢梁的弹性变形,卸载时弹性变形恢复,结构基本复位;②PEC 柱强轴与钢梁连接的试件 STJ1、STJ2 和 STJ4 均能更好满足“强柱弱梁”的抗震要求,相应梁截面塑性发展快而充分,对穿预拉螺栓的自复位作用均较好发挥,同时试件 STJ2 柱顶轴压力在受力过程中的二阶效应进一步加快了梁截面进入屈服的进程;③PEC 柱弱轴与梁连接的试件 STJ3 由于柱本身抗侧刚度减弱导致其在加载过程中自身变形较大,使得梁进入屈服进程延缓,相应预拉螺栓的自复位作用不明显;④由试件 STJ1 与 STJ4 的比较表明,PEC 柱钢板截面采取翼缘卷边措施能更好约束混凝土,进一步提高试件的转动刚度和承载能力。

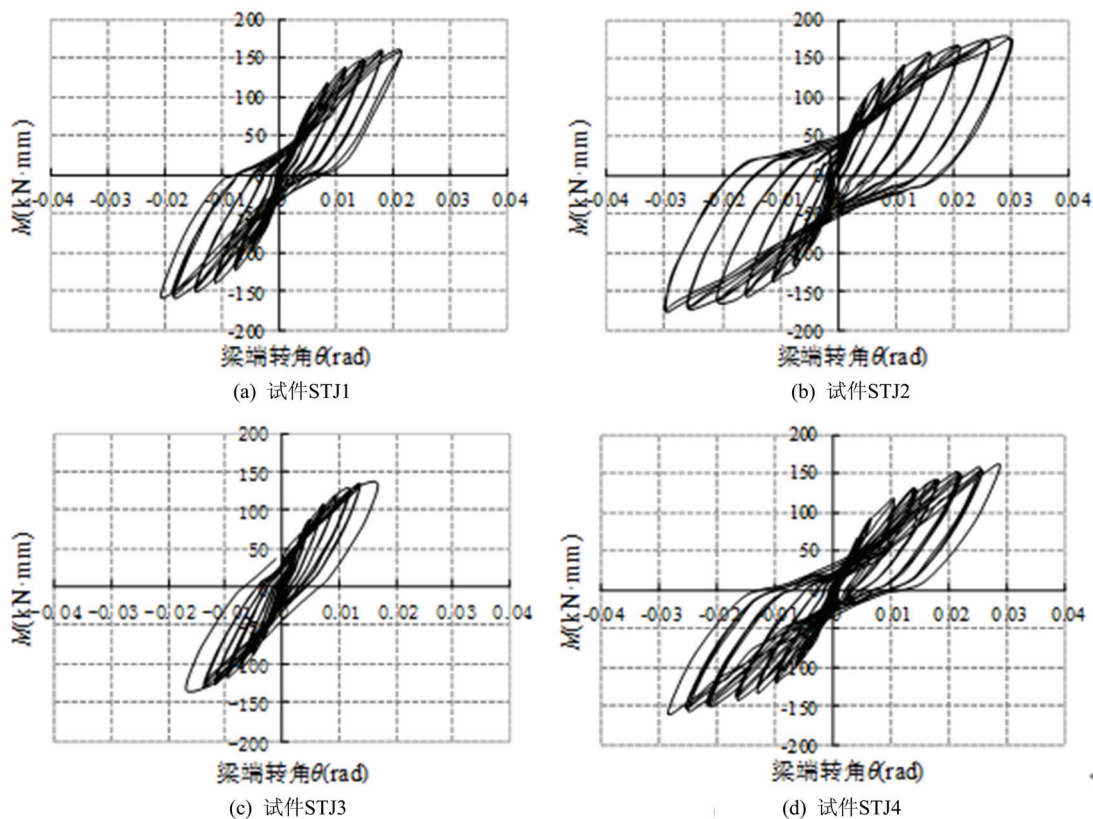


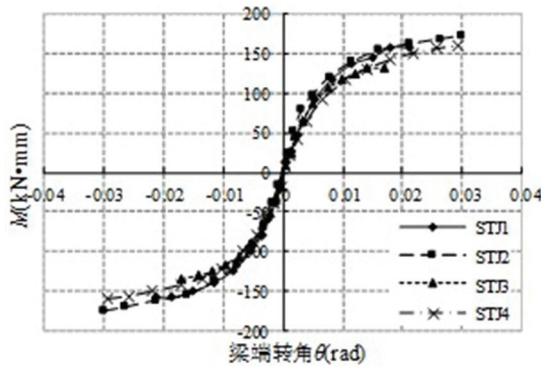
图6 梁端弯矩—转角滞回曲线

Fig. 6 $M-\theta$ hysteresis curves of connections

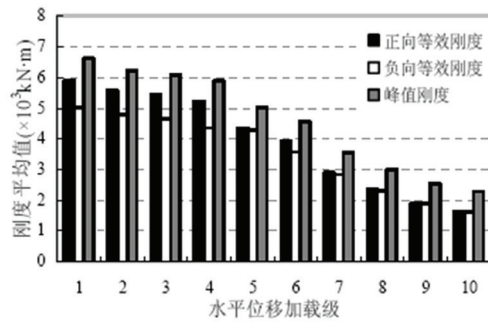
对图 5 分析可知:①除试件 STJ2 外的所有试件初始抗弯刚度差异较小,这也表明在加载初期,柱截面形式和布置方式对试件初始刚度影响不明显,验证了新型 PEC 柱截面能较好满足竖向传力构件“双向等刚度”的设计要求,而柱顶施加轴压力能一定幅度提高其初始抗弯刚度;②所有试件在 T 形件端部附近梁截面开始屈服后均出现明显的近似水平段,表明试件具有良好的转动能力;③所有试件连接转角达到中震层间侧移角限值 0.02rad 时,其承载能力均未出现下降趋势,表明所有试件都具有较好的转动能力,从而保证结构具有良好的抗倒塌能力。

2.2.2 梁端弯矩—转角曲线

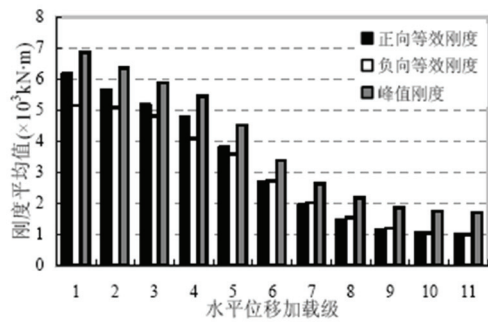
为了进一步揭示节点连接的力学性能,基于梁端转角实测数据进一步得出了试件梁端弯矩—转角滞回曲线和骨架曲线,见图 6 和图 7。通过对图 6 进行分析可知:①所有试件加载前期滞回曲线中均出现不同程度的“捏缩”,原因在于卸载至力很小时,对穿螺栓的预拉力作用使得其节点连接表现出不同程度的自复位性能;加载后期,PEC 柱弱轴布置的试件 STJ3,其相对强轴较弱的抗弯刚度以致柱本身变

图 7 梁端 $M-\theta$ 骨架曲线Fig. 7 $M-\theta$ skeleton curves for beam-end

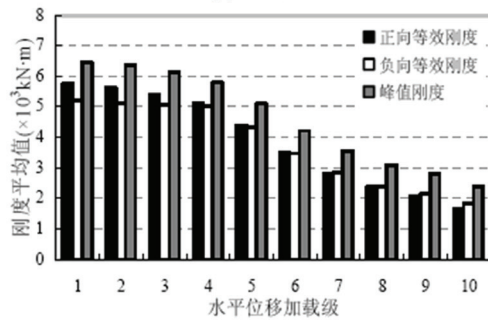
差异较小,表明新型 PEC 柱截面能较好满足受压构件“双向等刚度”的要求,其中施加柱顶轴压力的试件 STJ2 初始转动刚度相对最大;②所有试件在梁薄弱截面开始屈服后均有明显的近似水平段,表明试件具有良好的转动能力;③PEC 柱弱轴布置的试件 STJ3 由于 PEC 柱的抗侧刚度偏弱,导致梁截面进入屈服进程延缓,相应转动能力发挥较差,而其余所有试件的连接转动转角均超过中震层间侧移角限值 0.02rad,表明连接具有较好的转动能力,能较好地满足节点抗震转动能力需求。



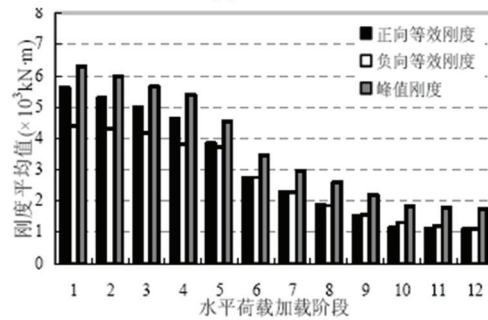
(a) 试件STJ1



(b) 试件STJ2



(c) 试件STJ3



(d) 试件STJ4

图 8 试件转动刚度退化规律

Fig. 8 Rotational stiffness degradation pattern of specimens

2.3 转动刚度退化

节点连接转动刚度退化规律是反映连接性能的重要指标。为了更清晰显示循环荷载下节点转动刚度退化规律,引入两种转动刚度^[10,11],第一种定义为等效转动刚度 K_{eq} ,即加载起始点连线与加载峰值点斜率;第二种定义为峰值转动刚度 K_p ,即一个荷载循环内正反向加载峰值点连线斜率。试件的等效转动刚度平均值 $\bar{K}_{eq-A}$ 、 $\bar{K}_{eq-B}$ 分别对应相应加载级 K_{eq-A} 和 K_{eq-B} (K_{eq-A} 为正向, K_{eq-B} 为反向) 的平均值,试件的峰值转动刚度平均值 $\bar{K}_p$ 取对应加载级 K_p 的平均值。计算得到的各试件加载阶段的等效刚度平均值 $\bar{K}_{eq-A}$ 、 $\bar{K}_{eq-B}$ 和峰值刚度平均值 $\bar{K}_p$ 的衰减关系见图 8 和图 9。

从图 8 中可以发现: 试验加载初期, 所有试件正负方向等效转动刚度存在一定差异, 主要在于加载初期 PEC 柱与钢梁均处于弹性状态, PEC 柱中混凝土受加载历史影响的材料性能体现明显; 而随着加载的继续, T 形件端部附近梁截面均进入屈服并向周边扩展, 混凝土的材料性能对试件影响所占比重减小, 趋向各向同性的钢结构开始控制试件的主要性能, 以致试件正负方向等效转动刚度趋向一致。

从图 9 中可以看出, ①所有试件初始峰值转动刚度相差不大, 其中柱顶施加轴压力的试件 STJ2 最大、非卷边钢板组合截面 PEC 柱试件 STJ4 最小, 主要在于轴压力能增大受压构件的抗侧刚度, 而非卷边 PEC 柱对核心区混凝土的约束比卷边 PEC 柱弱。同时也充分验证新型 PEC 柱截面能较好满足竖向传力构件“双向等刚度”的设计要求; ②加载前期, 所有试件梁柱处于弹性状态, 峰值转动刚度衰减均较慢; ③随着加载的继续, 所有试件梁截面均先后出现屈服, 峰值转动刚度呈现明显衰减趋势, 其中试件 STJ2 衰减最快、试件 STJ3 最慢, 主要在于轴压力的二阶效应加快了梁截面屈服进程, 而 PEC 柱弱轴布置延缓了梁截面屈服进程; ④加载后期, 由于所有试件梁塑性区发展较为充分, 峰值转动刚度基本趋向一致。

2.4 试件耗能

结构耗能是评价结构抗震性能的关键指标, 本文从等效耗能系数和等效粘滞阻尼系数两方面对试件的耗能性能进行分析。

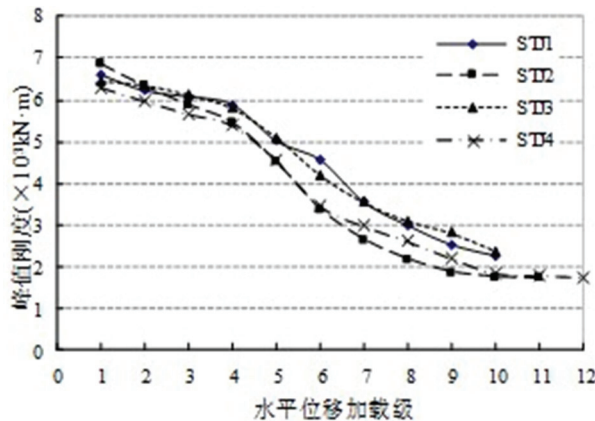


图 9 试件峰值刚度退化规律
Fig. 9 Peak stiffness degradation pattern of the specimens

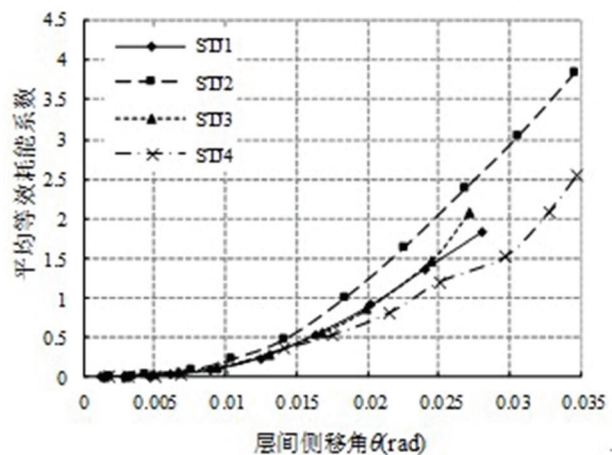


图 10 试件滞回耗能变化规律
Fig. 10 Hysteresis energy-dissipation of test specimens

2.4.1 等效耗能系数

为了准确反映加载历程中试件耗能变化规律, 参照文献[3]中 FEMA273 建议的方法^[16]计算等效耗能系数 E 。试件的平均等效耗能系数取对应加载阶段所有循环周期等效耗能系数的平均值, 各构件平均等效耗能系数变化规律见图 10。图中显示: 加载初期, 所有试件处于弹性状态, 试件基本不耗能; 随着加载的继续, 所有试件的梁截面均进入屈服阶段, 试件等效耗能系数增大趋势明显, 其中试件 STJ2 耗能系数相对增加较快, 而 STJ4 最慢, 原因在于轴压力的二阶效应加快了梁截面屈服进程, 耗能发挥更充分, 而非卷边 PEC 柱减缓了梁截面屈服进程; 试件 STJ3 等效耗能系数增长速度与 STJ1 基本相同, 这进一步表明卷边 PEC 柱较好地满足了受压构件“双向等刚度”的设计需求。

2.4.2 等效粘滞阻尼系数

为研究试件加载过程中的损伤发展规律, 本文基于试验得到的滞回曲线(见图 4), 参照文献[3]类似方法计算等效粘滞阻尼系数 h_e 。试件平均等效粘滞阻尼系数取对应加载阶段所有循环等效粘滞阻尼系数的平均值, 各试件平均等效耗能系数变化规律见图 11。

由图 11 进行分析可知, 所有试件在达到层间侧移角 0.01rad 之前, 试件处于弹性受力状态, 试件少量的耗能由相关摩擦引起, 以致所有试件等效粘滞阻尼系数在 0.005 左右, 与常规钢筋混凝土结构等效

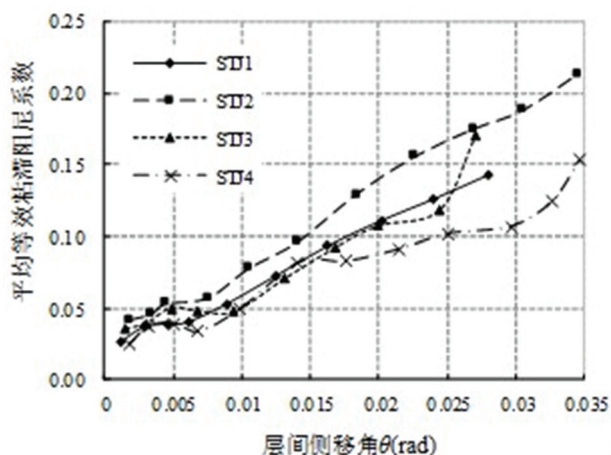
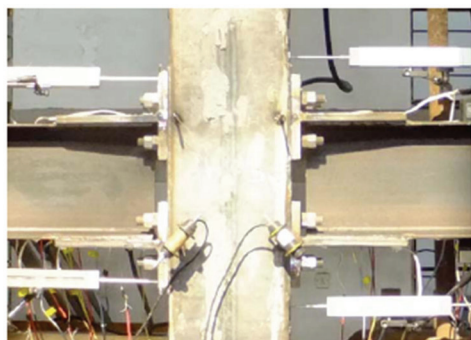


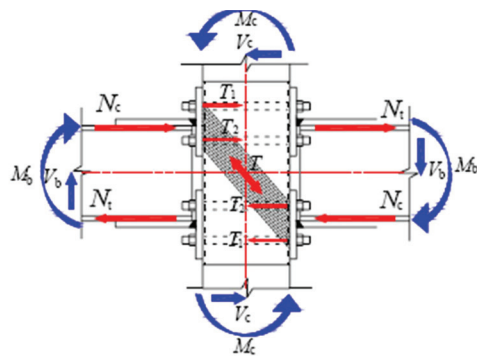
图 11 试件的等效粘滞阻尼

Fig. 11 Equivalent viscous damping coefficients

化为另一侧对节点域的压力;PEC 柱弯矩作用下对节点域混凝土产生垂直方向的压应力,两者的共同作用使节点域混凝土形成斜压带传力模式,充分发挥了混凝土抗压性能好的优势,其作用相当于纯钢结构节点域设置的斜向加劲,从而有效降低了节点域对腹板剪切性能要求,相应增大了节点刚度,更好实现了“强节点弱构件”的抗震设计目标,这也通过对试验中表 8 和表 9 测试数据处理得出的极小剪切变形得到了充分的验证。节点受力见图 12。



(a) 试验实体



(b) 节点受力示意

图 12 节点域传力机理

Fig. 12 Force-transferring mechanism of panel zone

4 试件破坏模式

所有试验结果均表明:采用预拉对穿高强螺栓的新型 PEC 柱-钢梁 T 形件焊接连接中节点的所有试件,均由于 T 形件的加强作用使得梁截面塑性铰形成位置向 T 形件外端部附近梁截面转移,更好地满足了“强节点弱构件”的抗震要求,试件破坏模式见图 13 所示。

5 主要结论与建议

本文通过对 4 个新型钢板组合截面 PEC 柱-钢梁中节点 T 形件焊接连接的抗震性能试验研究,得到以下结论与建议:

粘滞阻尼系数建议取值 0.005 吻合较好;随着加载的继续,钢梁截面进入屈服,平均等效耗能系数增长速度明显加快,其中试件 STJ2 耗能系数相对增加较快,而 STJ4 最慢,进一步验证轴压力的二阶效应加快了梁截面屈服进程,耗能发挥更充分,而非卷边 PEC 柱减缓了梁截面屈服进程。

3 节点域传力机理

常规钢框架中节点受到与之连接的梁柱传来的弯矩、剪力、轴力等作用而处于复杂受力状态,易发生剪切屈服破坏。本文的端板预拉对穿高强螺栓连接,梁受拉翼缘对 T 形件产生的拉力通过对穿螺栓转

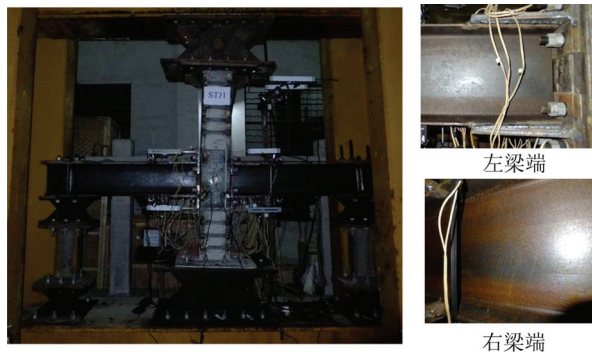


图 13 试件破坏模式

Fig. 13 Failure mode of the specimens

(1) T 形件焊接加强型连接增大了节点连接转动刚度,且所有试件破坏模式均为 T 形件端部附近梁截面充分屈服形成塑性铰,更好地实现了“强节点弱构件”的设计要求。

(2) 采用预拉对穿螺栓连接增强了节点连接的整体性,且实现了部分自复位功效,从而相应减少了节点连接的残余变形。

(3) PEC 柱中轴压力提高了其初始抗侧刚度,更好地实现了“强柱弱梁”的抗震设计原则,而受力变形过程中的二阶效应加快了梁截面进入屈服的进程,较大程度改善了节点转动能力和耗能性能。

(4) 节点连接的梁柱刚度匹配是决定节点部位受力变形模式的关键所在,从而影响了节点转动能力和耗能性能。

(5) 新型 PEC 柱在节点部位增设加强板,增强了节点域混凝土的约束作用,而对穿螺栓连接将梁受拉翼缘的拉力转化为节点域的压力,有效实现了节点域混凝土压力带传力机理,充分发挥了混凝土的抗压性能,更好地实现了“强节点”的抗震目标。

参考文献:

- [1] GB50011—2010. 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010(GB50011—2010. Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010(in Chinese))
- [2] Chicoine T, Massicotte B, Tremblay R. Long-term behavior and strength of partially encased composite columns with built-up shapes[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(2):141—150.
- [3] 方有珍, 陆佳, 马吉 等. 薄壁钢板组合截面 PEC 柱(强轴)滞回性能的试验研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45(4):48—55(FANG Youzhen, LU Jia, MA Ji, et al. Hysteretic behavior of PEC columns (strong axis) with thin-walled composite section[J]. Journal of Civil Engineering, 2012, 45(4):48—55 (in Chinese))
- [4] 方有珍, 顾强, 申林 等. 薄壁钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能的试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(4):113—120 (FANG Youzhen, GU Qiang, SHEN Lin, et al. Hysteretic behavior study of PEC columns (weak axis) fabricated with thin-walled built-up section by full scale[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(4):113—120 (in Chinese))
- [5] 杨文侠, 方有珍, 顾强 等. 薄壁钢板组合截面 PEC 柱抗震性能的足尺试验研究[J]. 工程力学, 2012, 29(8):108—115 (YANG Wenxia, FANG Youzhen, GU Qiang, et al. Seismic performance study of PEC columns fabricated with thin-walled built-up section by full scale[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(8):108—115(in Chinese))
- [6] 方有珍, 陆承铎, 马吉 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(弱轴)滞回性能足尺试验研究[J]. 土木工程学报, 2013, 46(1):24—33(FANG Youzhen, LU Chengduo, MA Ji, et al. Experimental study on hysteretic behaviors of PEC columns(weak axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale[J]. Journal of Civil Engineering, 2013, 46(1):24—33 (in Chinese))
- [7] 方有珍, 马吉, 陆承铎 等. 新型卷边钢板组合截面 PEC 柱(强轴)滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(3):181—190(FANG Youzhen, MA Ji, LU Chengduo, et al. Test study on hysteretic behaviors of PEC columns (strong axis) fabricated with crimping thin-walled built-up section by full scale[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(3):181—190 (in Chinese))
- [8] Peng S W. Seismic resistant connections for concrete filled tube column-to-WF beam moment resisting frames[D]. Lehigh University, Pennsylvania, Bethlehem, 2001.
- [9] Ricles J M, Peng S W, Lu L W. Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2004, 130(2):223—232.
- [10] 王先铁. 新型方钢管混凝土柱—钢梁节点性能及抗震设计对策[D]. 西安建筑科技大学, 2007 (WANG Xiantie. Behavior research and aseismic design criterion on new type connections of concrete-filled square tubular column and steel beam[D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2007 (in Chinese))
- [11] 石永久, 王萌, 王元清 等. 钢框架端板连接半刚性节点受力性能分析[J]. 工程力学, 2011, 28(9):51—58(SHI Yongjiu, WANG Meng, WANG Yuanqing, et al. Analysis on the behavior of steel frame end-plate connections [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(9):51—58 (in Chinese))
- [12] 何益斌, 李毅, 曹海信 等. T 形钢连接梁柱节点的试验和抗剪计算方法研究[J]. 湖南大学学报:自然科学版, 2012, 39(11):1—6(HE Yibin, LI Yi, CAO Haixin, et al. Experimental research on and calculation method for

- the shear strength of composite column-to-beam connections through T-stubs[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2012, 39(11):1-6 (in Chinese))
- [13] 马吉, 方有珍, 陆承铎 等. 薄钢板 PEC 柱-钢梁端板对拉螺栓连接滞回性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6):107-115+123 (MA Ji, FANG Youzhen, LU Chengduo, et al. Hysteretic behavior study on connection of PEC column-steel beam with end plates and high-strength penetrating bolts [J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(6):107-115+123(in Chinese))
- [14] 方有珍, 顾强, 姚江峰 等. 新型卷边钢板组合 PEC 柱-钢梁中节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(7):53-62 (FANG Youzhen, GU Qiang, YAO Jiangfeng, et al. Experimental study on seismic performance of new PEC column fabricated with crimping thin-walled built-up section-steel beam interior connections[J]. Journal of Building Structures, 2014, 47(7):53-62 (in Chinese))
- [15] 陆森强, 方有珍, 姚江峰 等. 新型 PEC 柱-钢梁 T 形件焊接连接中节点抗震性能的有限元分析[J]. 兰州理工大学学报, 2015, 41(1):128-134 (LU Senqiang, FANG Youzhen, YAO Jiangfeng, et al. Finite element analysis of seismic performance of innovative PEC column-steel beam with welded split-tee connection[J]. Journal of Lanzhou University of Technology, 2015, 41(1):128-134 (in Chinese))
- [16] FEMA 273 NEHRP commentary on the guidelines for the rehabilitation of buildings[S]. Washington: Federal Emergency Management Agency, 1996.

Experimental Investigation on Node Seismic Performance of a New PEC Column-Steel Beam with T-shape Welding Strengthened Connection

FANG You-zhen¹, GU Qiang¹, LU Sen-qiang¹, SHEN Xiao-ming²

(1. Jiangsu Key Laboratory of Structural Engineering, University of Science and Technology of Suzhou, Suzhou 215011, China;

2. Wuzhong Construction drawing Inspection Center of Suzhou, Suzhou 215128, China)

Abstract: In order to further investigate node seismic performance of new partially encased composite (PEC) Column-Steel Beam with T-shape welding strengthened connection, 4 model specimens of 1 : 1.6 scale were designed and fabricated by taking into account some parameters, such as axial compression, PEC column layout and type of thin-walled cross section etc. Horizontal low cycle load experiment was carried out, the steel yield or buckling and the phenomenon of concrete cracking and collapse were observed and recorded for each tested specimen. Finally, load-displacement hysteretic curve and failure mode of specimen was obtained. Based on experimental results, specimens' global behaviors were studied, including load-carrying capacity, node connection rotation stiffness degradation, energy dissipation capacity and node force transfer mechanism etc. Results show that PEC column cross section flange crimping can well improve concrete constraint in core area; PEC column axial pressure increases the initial rotational stiffness of node; the two-step effect during deformation process of force reduces its flexural bearing capacity and accelerates beam cross section damage process. All tested pieces show good self reset effect. All failure modes of specimens are the formation of plastic hinge of beam cross section near the end of the T-shape, which meets the seismic requirement of "strong column, weak beam". Above results are helpful to understand the seismic performance of PEC column and steel beam node and may provide the references for specification establishment and engineering application of PEC column-steel beam structure.

Keywords: innovative PEC columns; T-shape component welding strengthened connection; seismic performance; experimental investigation; node force-transferring mechanism