

T 形件加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架 层间倒塌机理试验研究

方有珍, 王玉玺, 钮荣斌, 孙国华

(苏州科技学院江苏省结构重点实验室, 江苏 苏州 215011)

摘要: 为研究 T 形件焊接加强型节点卷边 PEC 柱-钢梁组合框架层间倒塌机理, 按 1:2 缩尺设计制作了 1 榀组合框架中间层子结构模型试件并进行拟静力试验, 从试件受荷过程分析了组合框架中间层子结构的滞回特性、承载力、抗侧刚度、耗能能力、变形模式和倒塌破坏机构等抗震性能。研究结果表明: T 形件焊接加强型连接方式增强了节点连接的刚度, 实现了梁塑性铰位置远离节点区和结构梁端塑性屈服耗能的设计目标; T 形件预拉对穿螺栓连接有效实现了节点域混凝土斜压带传力模式, 相应降低了节点区的抗剪需求, 更好满足了“强节点”的抗震要求; 试件沿高度刚度分布均匀, 试件整体水平位移表现为理想的倒三角弯剪型变形模式; 试件结构的破坏模式为中间层 T 形件端部梁截面形成塑性铰的塑性倒塌机构, 对应层间剪切角和节点连接转角均超过大震层间侧移限值 1/30, 且试件承载力未出现明显下降趋势, 试件结构具有良好的抗倒塌性能。

关键词: 新型 PEC 柱; T 形件焊接加强型节点; 组合框架层间子结构; 低周反复荷载试验; 倒塌机理
中图分类号: TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1006-7930(2016)04-0468-09

Experimental study on collapse mechanism of interstory substructure of PEC column—steel beam composite frame with welded T-stud strengthened connection

FANG Youzhen, WANG Yuxi, NIU Rongbin, SUN Guohua

(Jiangsu Key Laboratory of Structure Engineering, Suzhou University of Science and Technology, Suzhou 215011, China)

Abstract: To investigate the collapse mechanism of innovative PEC column—steel beam composite frame with welded T-stud strengthened connection, a 1:2 scale test specimen of inter-story substructure was designed and fabricated. The test of the specimen was conducted under low-cycle reserved loading to study its seismic performances, including the hysteretic property, loading carrying capacity, lateral stiffness degradation, energy dissipation and failure mode. Test results indicated that the stiffness of connection is strengthened and the design target as plastic hinge forming location away from beam end is achieved by welded T-stud connection; the force-transfer mechanism of concrete equivalent strut in the panel zone is captured due to pre-tension penetrating bolts and t-stub; the lateral stiffness is evenly distributed along the height of the specimen lead to the ideal inverted triangle pattern of flexure-shear type for the specimen; the failure mode occurred primary induced by the plastic hinge of beam near end of T-stub, and interstory drift and connection rotations all surpass the drift limit(1/30) of maximum consideration earthquake, while the load-carrying capacity is not descending obviously, and correspondingly the specimen owns excellent collapse prevention capacity.

Key words: Innovative PEC column; welded T-stud strengthened connection; interstory substructure of composite frame structure; low-cycle reserved loading test; collapse mechanism

框架结构作为主要的传统结构形式, 组成框架柱的承载力与抗侧刚度和梁柱节点连接性能是满足“强柱弱梁”、“强节点”抗震设计原则^[1]、实现结构具备足够的耗散地震能能力和决定结构体系在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) P 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

收稿日期: 2015-10-08 修改稿日期: 2016-08-01

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和江苏省高校首批优秀青年教师出国研修计划

作者简介: 方有珍 (1972-), 男, 教授, 博士, 从事组合结构抗震研究。 Email:Fyz72@mail.usts.edu.cn

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, 且现实了节点域混凝土斜压带传力模式, 降低了节点域抗剪要求; (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.

尽管目前我国建筑抗震设计规范[1]中明确规定, 可通过控制在罕遇地震作用下钢结构的最大层间位移角来实现“大震不倒”的抗震设防目标, 但规范界定的限值过于保守, 并不能反映实际结构真正意义的倒塌. 而 ATC-63^[16]引入了 CMR(Collapse Margin Ratio) 系数定量描述实际结构在超越 MCE (Maximum Considered Earthquake) 水准的倒塌储备能力. 因此, 量化结构的倒塌极限能力, 对合理确定结构的倒塌储备能力、超强性能、结构影响系数具有重要意义. 为此本文通过对 1 榀卷边 PEC 柱-钢梁 T 形件焊接加强型节点组合框架中间层子结构进行拟静力抗震试验, 分析试件结构的滞回性

能、刚度、耗能、侧移变形模式等, 研究揭示试件结构的层间抗倒塌机理.

1 试验概况

1.1 试件设计

以实际层高为 3.0 m 的组合框架结构为研究对象, 提取与之相连的上下柱反弯点之间层间子结构为试验试件原型, 考虑苏州科技学院江苏省结构重点实验室加载设备的加载能力, 按照 1: 2 缩尺制作试件模型. 试件中 PEC 柱采用 Q235 钢板卷边焊接组合截面 (翼缘和腹板厚 5 mm, 拉结板条厚 4 mm, 柱强轴布置), 混凝土强度为 C20; 钢梁为 I20a 工字钢; T 形件与卷边 PEC 柱采用 10.9 级 $d=20$ 对穿高强螺栓进行连接 (设计预紧力值为 10 kN), 而与钢梁采取三面围焊, 试验试件设计详见图 1. 钢结构梁柱翼缘与腹板各取 3 个材性试样, 混凝土每批预留 3 个标准试块, 材性实测值见表 1.

表 1 试件材性实测指标
Tab. 1 Material performance index of the specimen

钢板组合截面(Q235)		混凝土实测	I20a 工字梁(Q235)	
截面组成	实测材性	强度 /N·mm ⁻²	翼缘材性	腹板材性
翼缘: 2-310×5	强度	19.6	强度	强度
	$f_y=294$		$f_y=293$	$f_y=296.4$
	$f_u=414$		$f_u=440$	$f_u=446.3$
腹板: 1-240×5	弹模		弹模	弹模
	$E=2.01$		$E=1.95$	$E=1.98$
	伸长率		伸长率	伸长率
$\delta=22.8\%$			$\delta=21.3\%$	$\delta=19.9\%$

注: 表中未标注强度单位为 N/mm²; 弹模 (即弹性模量) 单位为 10⁵ MPa.

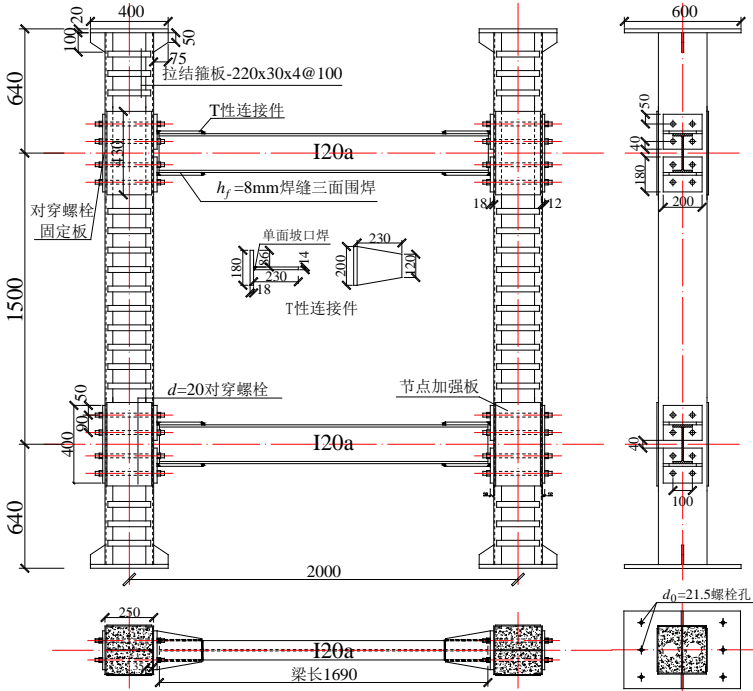


图 1 试件设计

Fig.1 Design of the specimen

1.2 试验方案

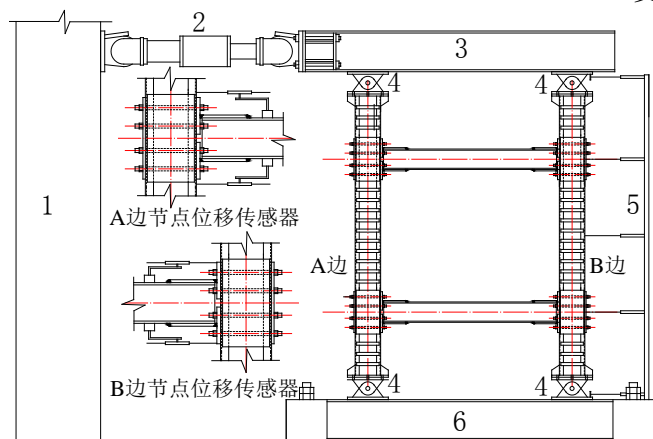
1.2.1 测点布置

位移传感器: 在 B 边柱侧沿高度 5 个不同位置布置用于测量试件结构水平位移; 在梁柱节点连接部位布置以测试梁端与 PEC 柱转角和梁端与 T 形件翼缘转角. 应变片: 在梁柱节点区布置应变花测试其剪切变形; 在 T 形加强端部梁截面沿高度布置应变片和应变化测试截面应变用于判别截面进

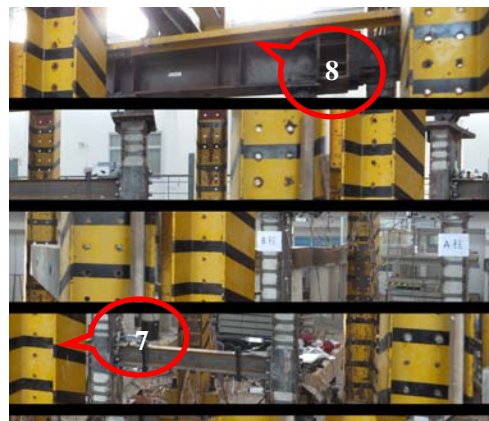
入屈服进程和相应内力; PEC 柱上关键截面布置应变片以判别其应力状态, 见图 2.

1.2.2 试验装置与加载方案

试验在苏州科技学院江苏省结构工程重点实验室完成, 为了模拟试件边界条件, 试件柱下端通过平面铰支座与刚性地基梁连接; 柱上端通过平面铰支座与刚性加载梁连接, 且在加载梁侧设置平面外支撑, 防止试件整体出现平面外扭转, 具体见图 2.



(a) 试验装置示意



(b) 试验安装就位

1—反力墙; 2—电液伺服作动器; 3—加载梁; 4—平面铰支座; 5—水平位移传感器; 6—地梁; 7—门架柱; 8—侧向支撑

图2 试验加载装置

Fig.2 Instructions for loading of the specimens

试验加载方式采用位移加载: 正式加载之前进行预加载, 以检查试验仪表是否工作正常. 正式加载后, 以 7.5 mm 为初始级, 前 4 级按 7.5 mm (即试件侧移 0.25%) 递增; 随后按 15 mm (即试件侧移 0.50%) 递增, 每级荷载为 2 个循环, 直至试承载力下降至加载历史最大荷载 85% 或试件层间侧移超过大震层间侧移最小限值 1/30, 试验方可结束. 试验结束条件为获得试件完善的抗震性能提供了保障.

2 试验过程描述

此次试验重点研究 T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间倒塌机理, 根据试验现象可知, 加载初期, 试件基本处在弹性阶段 I; 加载至侧移 1.5% 级过程中, 试件 T 形件端部梁截面上下翼缘外部出现起皮见图 3(a), 即梁截面开始进入屈服阶段 II; 继续加载级至侧移 2.0% 级, 试件 T 形件端部梁截面腹板部位屈服线贯通, 即全截面屈服见图 3(b); 随后继续加载过程中, 试件相继进入 T 形件外排螺栓附近梁截面屈服线逐步向跨中不断扩展阶段 III 见图 3(c); 加载至侧移 3.5% 峰值, 下

节点梁受压翼缘均出现局部屈曲 (见图 3(d)); 加载至侧移 4.0% 级峰值时, 试件 A 边下节点 T 形件翼缘与腹板连接处翼缘拉断 (见图 3(e)), 且试件中梁面外扭转变形明显; 随后再加载至侧移 4.5% 级半个循环, 试件钢梁面外扭转变形严重, 且实测试件整体与层间均超过了大震层间侧移限值 1/30, 则宣告试验结束.



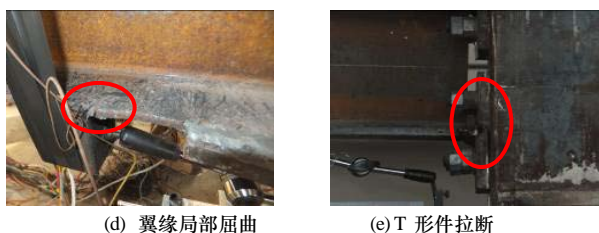
(a) 梁翼缘屈服起皮



(b) 屈服线贯通截面



(c) 屈服线向跨中扩展



(d) 翼缘局部屈曲

(e) T形件拉断

图3 试验过程主要特征

Fig.3 Primary characteristics in test process



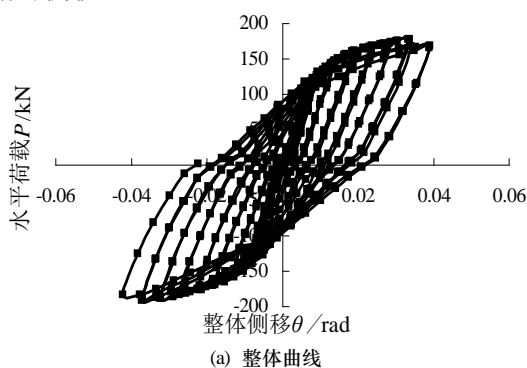
图4 试件最终破坏塑性机构

Fig.4 Plastic mechanism of the specimen

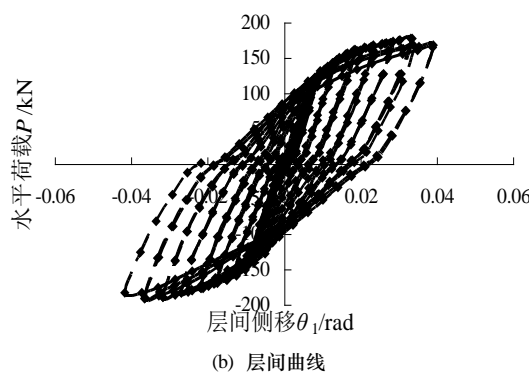
3 试验结果分析

3.1 滞回特性

试件在低周往复荷载下的滞回曲线可反映试件结构的承载力、刚度退化、耗能能力、变形模式等抗震性能。试件包含上下半层,其主要是为了准确模拟中间层的边界条件,为此,本文对比分析试件顶点水平荷载—整体侧移和层间侧移曲线,见图5。图中: P 为水平荷载; θ 、 θ_1 分别为试件整体与层间侧移, $\theta=\Delta/H$, $\theta_1=\Delta_1/h$; H 、 h 分别为试件整体高度与中间层高, Δ 、 Δ_1 为试件整体与层间水平相对侧移。



(a) 整体曲线



(b) 层间曲线

图5 试件滞回曲线

Fig.5 Hysteretic curves of the specimen

从图5试件整体和层间滞回曲线对比可以看出:加载初期,连接处于弹性阶段,滞回曲线基本为直线,刚度和承载力较大,滞回环面积较小,基本无残余变形;随着加载的继续,试件承载力明显增大,且卸载过程中对穿螺栓拉力作用,连接出现部分自行复位,滞回曲线出现一定的捏缩效应,结构仍处在弹性状态,滞回耗能仍十分有限;加载至侧移1.5%级过程中,T形件外端附近梁截面翼缘开始出现屈服;继续加载至侧移2.0%,T形件端部附近梁截面充分屈服形成塑性铰,T形件脱离较明显,螺栓处于弹性阶段以致卸载自复位效果显著;随后,梁端塑性铰区屈服面积不断向周边扩展,试件耗能增大趋势明显,但卸载时其自复位效果基本维持不变。

试验水平荷载—侧移角骨架曲线可直观反映加载过程中试件的力学性能,而通过试件整体与层间骨架线对比可以分析试件的整体性,见图6。

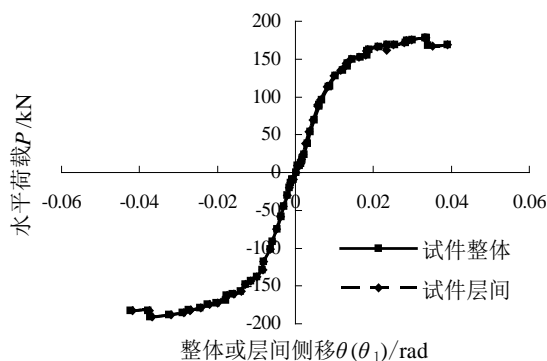


图6 试件整体与层间骨架曲线

Fig.6 Skeleton curves for the specimen

从图6中进一步反映:整个加载过程中,试件整体和层间骨架线基本重合,原因可能在于试件采用的新型卷边PEC具有较大的抗侧刚度与承载力和T形件焊接加强型连接进一步实现了梁端塑性铰远离节点区,更好满足了“强柱弱梁”和“强节点

弱构件”的抗震设计要求,试件结构整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀。

3.2 抗侧刚度退化

结构刚度随着循环荷载次数的增加而退化过程,反映了受力过程中结构的损伤进程,本文引入峰值抗侧刚度 K_{Pi} ,即每级加载位移峰值点之间连线的斜率(公式(1))。由于本文重点研究层间倒塌机理,为此,仅对层间水平抗侧刚度退化规律进行分析,计算结果见图7。

$$K_{Pi} = \frac{|P_i^+| + |P_i^-|}{|\Delta_i^+| + |\Delta_i^-|} \quad (1)$$

式中: Δ_i^+ 、 Δ_i^- 为计算加载级滞回环推拉方向层间最大水平位移; P_i^+ 、 P_i^- 为计算加载级滞回环 Δ_i^+ 、与 Δ_i^- 对应的试件承载力。

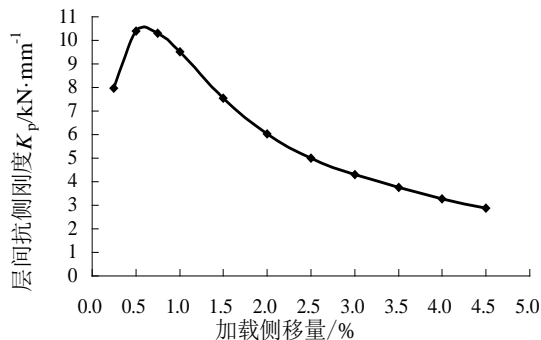


图7 层间抗侧刚度退化曲线

Fig.7 Peak lateral-resisting stiffness degradation curve of interstory

从图7中显示:初期加载至侧移0.5%级时,由于试件连接部位间隙和PEC柱混凝土挤压密实,水平抗侧刚度出现明显的增大;随后加载至侧移1.5%级T形件端部梁截面开始屈服之前,试件处在弹性阶段,层间抗侧刚度退化速度较小;随着加载的继续,T形件端部梁截面屈服不断向梁截面中部发展,层间抗侧刚度退化趋势明显;当加载至侧移2.0%级,T形件端部梁截面全截面屈服形成塑性铰,随后加载至试验结束过程中,梁端塑性铰区不断向梁中部扩展,层间抗侧刚度退化速度趋于平缓,表明试件结构具有良好的整体性和抗震延性。

3.3 节点性能

梁柱节点是决定框架结构体系整体性和力学性能的关键,而节点性能取决于节点区、连接和梁端三者之间的刚度合理匹配,因此,本文进一步对T形件加强型节点性能进行分析。

3.3.1 滞回曲线

试验试件结构最终破坏塑性机构由T形件端部附近截面充分屈服形成,为此将该截面作为控制截

面,定义该截面弯矩为节点参考弯矩 M ,梁端与PEC柱相对转角为连接转角 θ_2 ,梁端与T形件翼缘相对转角为梁端转角 θ_3 。节点参考弯矩 M 计算参照水平荷载作用下框架结构的受力机理(即梁不承担轴力,且跨中弯矩为零),见图8。

$$\begin{cases} (P/2)H_{\text{总}} = 2V_b L/2 \\ M = V_b l \end{cases} \quad (2)$$

式中: P 为试验水平荷载; $H_{\text{总}}$ 为试件 PEC 柱顶底平面铰支座中心间距离; L 为框架跨度; V 为梁上剪力; l 为弯矩 M 计算截面距框架梁跨中距离。

基于试验数据计算得到节点连接与梁端滞回曲线,见图9。从图分析可知,在加载至侧移1.5%级过程中,T形件外排螺栓附近梁截面的连接弯矩超过截面屈服弯矩 ($M_y \approx 63 \text{ kN}\cdot\text{m}$),即截面开始进入屈服;随着加载的继续至侧移2.0%级,T形件外排螺栓附近梁截面弯矩超过全截面塑性弯矩 ($M_p \approx 77 \text{ kN}\cdot\text{m}$),即截面完全屈服形成理想的延性破坏模式,节点转动能力发挥充分,且加载结束时对应节点最大转角均超过大震层间侧移限值 $1/30$ 。因此现行相关规范所规定的最大塑性转角 0.03 rad 在一定程度上保证了抗弯框架出现理想延性失效模式和具有良好的抗倒塌能力。

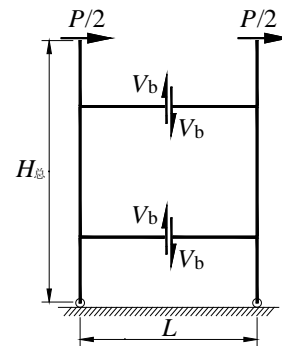
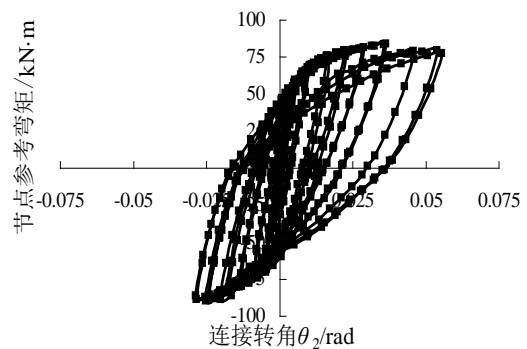


图8 试件理想传力机理

Fig.8 Load-transfer mechanism of the specimen



(a) A边柱上节点

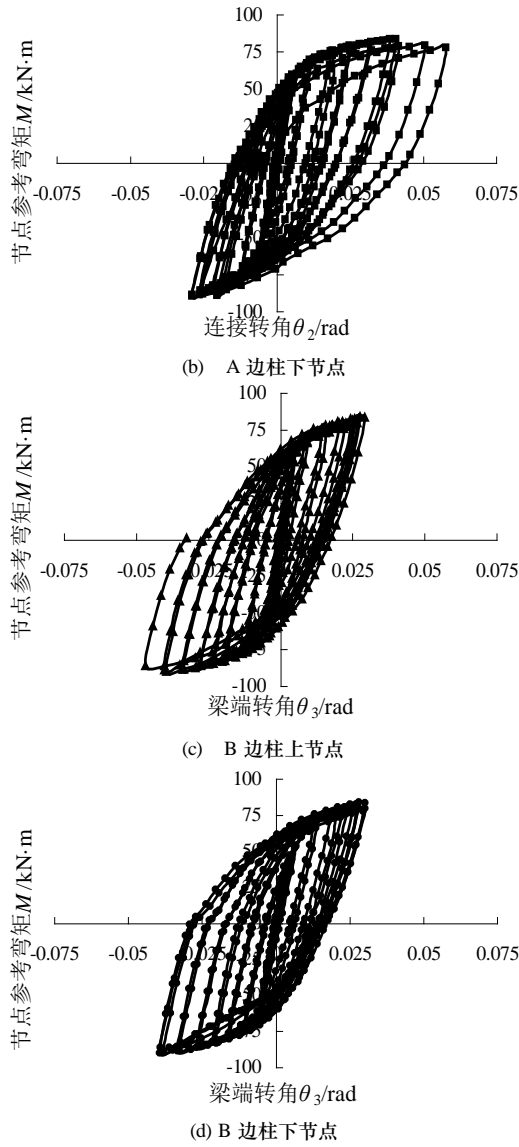


图9 节点参考弯矩-连接与梁端转角滞回曲线
Fig.9 $M-\theta$ hysteresis curves of connection or beam-end

为了分析节点区对整个节点受力性能的影响, 基于各个节点区应变片实测数据, 参照公式 (3) 计算节点区剪应变, 计算结果见图 10.

$$\gamma = 2\varepsilon_{45^\circ} - \varepsilon_{90^\circ} - \varepsilon_{0^\circ} \quad (3)$$

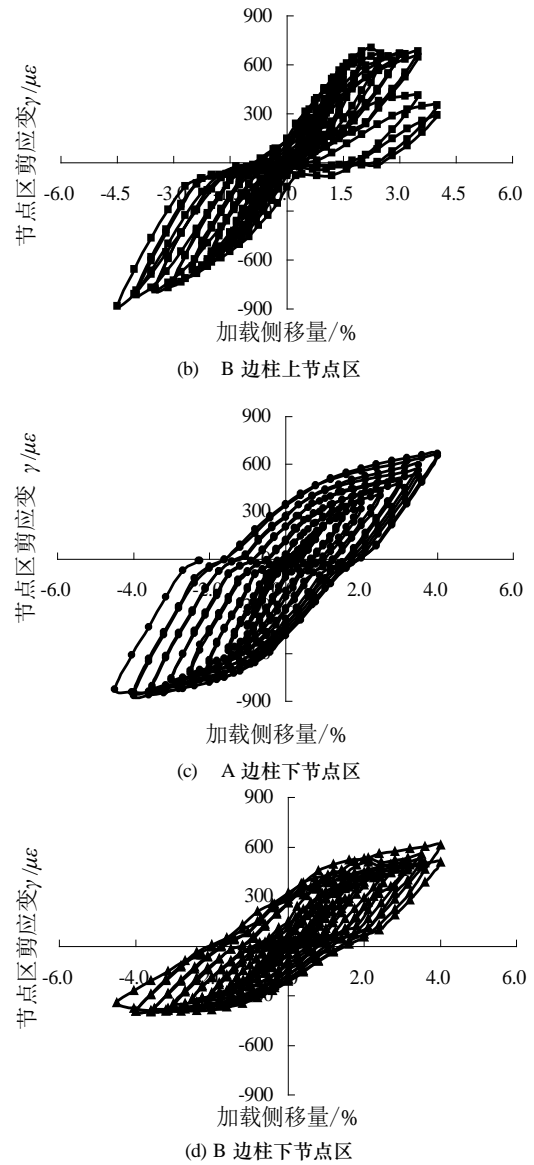
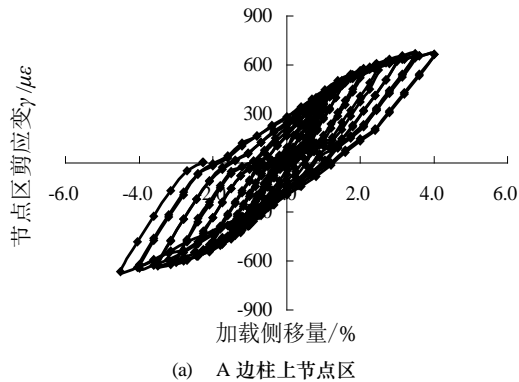


图10 节点区剪应变曲线
Fig.10 Shear strain curves of the panel zone

通过图 10 对比分析可知, 整个加载过程中, 所有节点区最大剪应变 $\gamma_{\max} = 884.33 \mu\epsilon$ (微应变), 表明节点区剪切变形较小, 更好满足了“强节点”的抗震设计要求, 这也进一步验证本文试件采用增设节点加强板构造措施提高了对节点区混凝土的约束作用, 且 T 形件对穿螺栓连接实现了节点区混凝土斜压带传力模式和节点连接部位梁端形成塑性铰区远离节点区的目标^[13-15].

3.3.2 转动刚度退化

试件 T 形件焊接加强型连接, 节点区刚度大、变形小, 节点转动能力取决于节点连接. 为此, 本文对节点连接转动峰值刚度进行了分析, 相同处理方法同层间抗侧刚度, 计算结果见图 11.

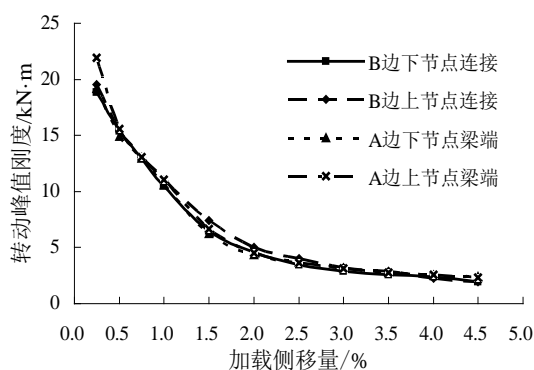


图 11 节点转动峰值刚度退化曲线

Fig.11 Peak rotational stiffness degradation curve of the joint

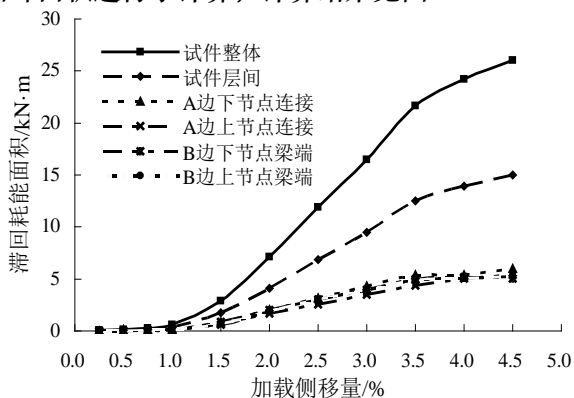
对图 11 分析可知：节点连接和梁端初始转动峰值刚度均较大，且超过 $20.0 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{mm}$ ；加载侧移至 1.0%，由于试件连接部位间隙挤压密实，转动刚度有明显退化；加载侧移 1.5% 级 T 形件端部梁截面开始屈服至侧移 2.0% 级 T 形件端部梁截面全截面屈服过程中，节点连接转动峰值刚度退化趋势进一步加著；随着继续的加载，塑性区域扩展，直至加载到侧移 4.5% 试验结束，节点转动峰值刚度退化缓慢，进一步验证 T 形件对穿预拉螺栓焊接加强型节点具有较大的转动刚度和良好的转动能力。

3.4 耗能能力

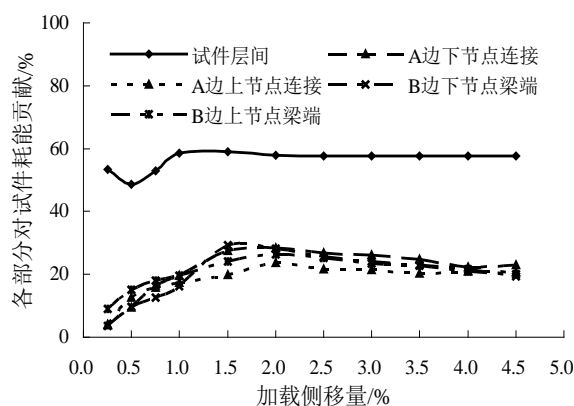
结构承载力与变形性能决定结构体系力学性能的主要控制指标，其反映了结构承载力、延性和耗散地震能的能力，本文主要从绝对耗能和等效黏滞阻尼系数两方面分析试件的耗能性能。

3.4.1 绝对耗能

绝对耗能通过滞回环的面积来衡量，不仅反映了结构或构件损伤进程，也是评估结构抗震性能的重要指标。为了深入研究试件结构层间耗能机理，本文对试件整体、层间和节点连接在试验过程中滞回环面积进行了计算，计算结果见图 12。



(a) 滞回耗能面积



(b) 各部分滞回耗能贡献比值

图 12 滞回耗能

Fig.12 Hysteretic dissipated energy of the specimen

从图 12(a)对比分析发现：加载初期，试件处在弹性阶段，少量的耗能主要由试件加工连接处缝隙和混凝土的挤压密实引起；加载侧移 1.5% 级过程中，T 形件端部梁截面开始屈服，试件耗能明显增大；随着加载的继续，T 形件端部截面屈服不断向截面中部延伸和屈服区梁跨中扩展，结构耗能增幅明显加大；继续加载至侧移 3.5% 级时，A 边柱下节点 T 形件与腹板交接的翼缘部位断裂，相应延缓了梁端屈服区的扩展速度，试件各部分耗能增大幅度减缓。此外，从图 12(b)显示，加载至 T 形件端部梁截面开始屈服后，层间耗能约为试件整体耗能的 50% 左右，而单个节点耗能占试件整体耗能的 20% 以上，这进一步说明试件整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀，且试件主要耗能由节点连接梁端屈服提供，实现了理想的延性破坏模式。

3.4.2 等效黏滞阻尼比

等效黏滞阻尼比 ζ_{eq} 可合理地评估试件耗散能量的能力。 ζ_{eq} 按式 (4) 计算，其中等效黏滞阻尼比的计算示意图见图 13。

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{ABCD}}{S_{(\Delta BDE) + (\Delta DOF)}} \quad (4)$$

式中： S_{ABCD} 为试件试验测试的滞回曲线中滞回环所包络的面积； $S_{\Delta BDE}$ 、 $S_{\Delta DOF}$ 分别为滞回曲线第 I、III 象限的三角形面积。

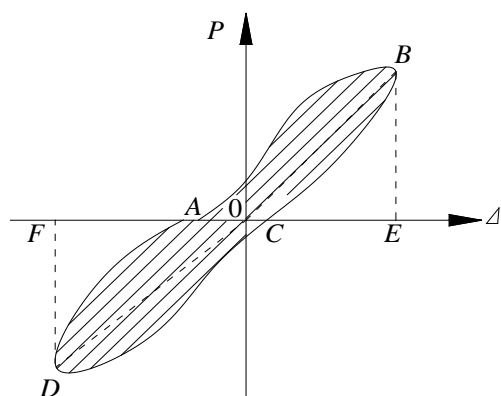


图 13 等效黏滞阻尼比的计算示意

Fig.13 Diagram of equivalent viscous damping ratio

图 14 给出了试件整体、层间和节点的等效黏滞阻尼比加载变化曲线。从图中可以看出: (1) 加载初期, 节点连接处缝隙挤压密实耗散一定能量, 等效黏滞阻尼比出现明显的增加, 但随后加载至侧移 0.5% 时, 试件仍处在弹性阶段而未发生其他耗能, 等效黏滞阻尼比减小; (2) 随着加载至侧移 1.5% 级过程中, T 形件端部梁截面开始屈服, 试件耗能明显增大, 等效黏滞阻尼比增长速度较快; (3) 继续加载至侧移 2.0% 级 T 形件端部梁截面充分屈服后, 梁端塑性区向梁跨中发展, 结构主构件梁耗能明显增加, 等效黏滞阻尼比先出现增长趋向平缓。此外, 通过对比试件整体、层间和节点的等效黏滞阻尼比变化规律进一步显示: 试件整体与层间变化曲线基本重合, 即试件结构整体均匀耗能; 节点连接等效黏滞阻尼比较梁端稍大, 但总体规律一致, 且两者明显高于试件整体和层间对应值, 原因在于试件耗能主要由 T 形件端部附近截面屈服耗能提供。

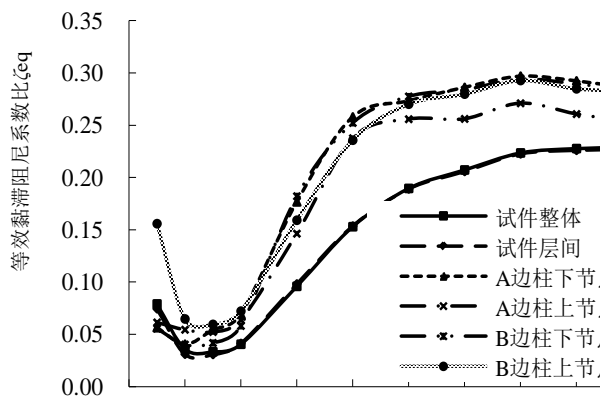


图 14 试件的等效黏滞阻尼比

Fig 14 Equivalent viscous damping coefficients

3.5 变形模式

试件结构沿高度的水平位移变形曲线反映了结构受力机理的发展进程。本次试验沿试件高度方向布置了 5 个位移传感器, 基于试验测试数据处

理, 得到了不同加载级峰值状态下试件框架子结构水平位移变形曲线, 见图 15。

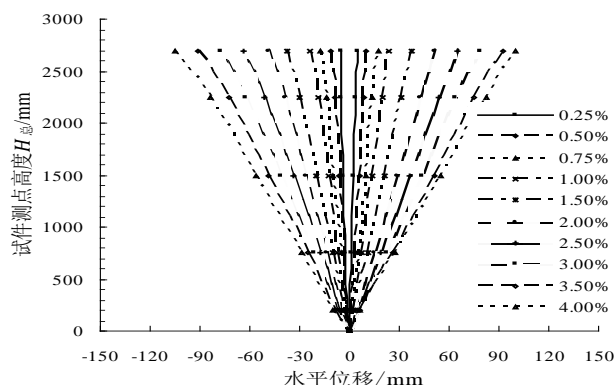


图 15 试件沿高度的水平位移变形模式

Fig 15 Lateral displacement patterns of the specimen

从图 15 中显示, 试件在整个加载过程中, 试件水平位移沿高度呈线性增长趋势, 即水平位移变形表现为理想的倒三角弯剪型变形模式, 进一步验证了试件结构整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀, 试件表现为理想的弯曲型受力、剪切型变形模式。

4 结论

(1) T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间子结构在低周反复荷载作用下经历三个受力阶段: 弹性阶段阶段 I、T 形件端部附近梁截面屈服阶段 II、T 形件端部附近梁截面充分屈服后塑性区扩展阶段 III。

(2) T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间子结构采用 T 形件焊接连接方式提高了节点连接的刚度, 实现了梁塑性铰位置远离节点区和结构梁端塑性屈服耗能的设计目标。

(3) T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间子结构整体性好、水平抗侧刚度沿高度分布均匀, 试件表现为理想的弯曲型受力、剪切型变形模式。

(4) T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间子结构整体与层间侧移和节点转角均超过大震层间侧移限值 1/30, 且承载力下降趋势不明显, 试件结构具有良好的抗倒塌能力。

(5) T 形件焊接加强型节点 PEC 柱-钢梁组合框架层间子结构破坏模式为 T 形件端部附近梁截面充分屈服形成塑性铰的理想塑性破坏机构。

参 考 文 献 References

- [1] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规

- 范: GB50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Code for seismic design of buildings :GB50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [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 (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.
- [4] 方有珍, 顾强, 申林, 等. 薄壁钢板组合截面 PEC (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.
- [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. Engineering Mechanics, 2012,29(8):108-115
- [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. Journal of Civil Engineering, 2013, 46(1):24-33.
- [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.
- [8] PENG S W. Seismic resistant connections for concrete filled tube column-to-WF beam moment resisting frames[D]. Pennsylvania, Bethlehem: Lehigh University, 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: 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: Xi'an University of Architecture and Technology, 2007.
- [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.
- [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.
- [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.
- [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.
- [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.
- [16] Quantification of building seismic performance factors: ATC-63[S]. Washington, D. C: Applied Technology Council, 2010
- (编辑 沈波)

(上接第 467 页)

- [5] 贺恩怀. 槽型梁在城市轨道交通工程中的应用[J]. 铁道工程学报, 2003(2): 13-16.
- HE Enhuai. Application of channel girders in project of urban rail transit[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2003(2): 13-16.
- [6] SHEPHERD B, GIBBENS B. The evolution of the concrete channel bridge system and its application to road and rail bridges[C]//Concrete Structures: the Challenge of Creativity, CEB-FIB Symposium. France, Avignon, 2004.
- [7] SONG Q, SCORDELIS A C. Formulas for shear-lag effect of T-, I- and box beams[J]. J. Struct. Engrg., ASCE, 1990, 116(5): 1306-1318.
- [8] 陆光闰. 连续铁路槽形梁桥空间作用分析[J]. 铁道学报, 2000, 22(S1): 41-46.
- LU Guanglun. Spatial analysis of railway continuous through girder bridge[J]. Journal of the china railway society, 2000, 22(S1): 41-46.
- [9] Japan Prestressed Concrete Engineering Association. Prestressed Concrete in Japan[M]. Tokyo: Kadokawa Shoten Publishing Co. Ltd., 1990.
- [10] Guglielmetti U. Swiss autoroute N9-bridges over the Rhine at Riddes[Z]. FIP Notes, 1990.
- [11] 聂建国, 胡红松. 简支槽形梁考虑空间受力的理论解[J]. 工程力学, 2012, 29(12): 64-71.
- NIE Jianguo, HU Hong-song. Theoretical solution of simple supported trough girder considering spatial effect[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(12): 64-71.
- [12] 戴公连, 粟 淼. 高铁槽形梁斜拉桥塔梁固接结构试验研究及数值分析[J]. 铁道学报, 2015, 37(3): 85-92.
- DAI Gonglian, SU Miao. Experimental study and numerical analysis on pylon-girder rigid fixity structure of a trough girder cable-stayed bridge in high-speed railway[J]. Journal of the china railway society, 2015, 37(3): 85-92.
- [13] 段敬民, 钱永久. 槽形截面梁静力学特性的研究[J]. 工程力学, 2010, 27(9): 128-132.
- DUAN Jingmin, QIAN Yongjiu. Study on static characteristic of u-shape beams[J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(9): 128-132.
- [14] 田 杨, 邓运清, 黄胜前. 双线铁路曲线简支槽形梁的空间分析[J]. 铁道工程学报, 2012,(3): 24-28.
- TIAN Yang, DENG Yunqing, Huang Sheng qian. The spatial anlysis of curved simple trough girder with two-lane railway[J]Journal of Railway Engineering Society, 2012(2): 24-28.
- [15] 中华人民共和国铁道部. 预应力混凝土铁路桥简支梁静载弯曲试验方法及评定标准: TB/T 2092-2003[S]. 北京: 中国标准出版社, 2003.
- Ministry of Railways of the People's Republic of China. Post-tensioned pre-cast concrete simple-supported girder for railway bridge pro-stress: TB/T 2092-2003[S]. Beijing: China Standard Press, 2003. (编辑 桂智刚)