



钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点抗震性能试验研究

樊健生¹, 陶慕轩¹, 聂建国¹, 李 婷², 赵 楠²

(1. 清华大学 结构工程与振动教育部重点实验室, 北京 100084; 2. 北京市建筑设计研究院, 北京 100045)

摘要:结合中国科学技术新馆工程对钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点进行抗震性能试验研究。根据两组四个试件的低周往复试验结果,对节点的强度、刚度、延性、耗能能力和变形性能进行综合评估,结果表明钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点具有良好的承载能力、延性、耗能能力和变形恢复能力,抗震性能优越。同时,还讨论了不同破坏模式对节点抗震性能的影响以及栓钉布置对钢骨和混凝土协同工作的影响,结果表明梁端弯曲破坏模式的抗震性能优于节点区剪切破坏模式,钢骨混凝土柱是否布置栓钉对钢骨和混凝土之间的协同工作影响不大。试验研究为中国科学技术新馆工程整体结构非线性时程分析提供依据,是结构整体抗震性能评估的重要基础,研究结论可为钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点在工程中的应用提供参考。

关键词:钢骨混凝土柱; 钢桁梁; 组合节点; 低周往复荷载试验; 抗震性能

中图分类号:TU398.9 TU317.1 文献标志码:A

Experimental research on seismic behavior of steel reinforced concrete column-steel truss beam composite joints

FAN Jiansheng¹, TAO Muxuan¹, NIE Jianguo¹, LI Ting², ZHAO Nan²

(1. Key Laboratory of Structural Engineering and Vibration of China Education Ministry, Tsinghua University, Beijing 100084, China;

2. Beijing Institute of Architectural Design, Beijing 100045, China)

Abstract: An experimental research was conducted on seismic behavior of steel reinforced concrete column-steel truss beam composite joints, in order to support the design of the China Science & Technology Museum. Strength, stiffness, ductility, energy-consuming capacity and deformation property were comprehensively evaluated based on the results of reversed cyclic loading tests on four models divided into two groups. The satisfying seismic behavior of steel reinforced concrete column-steel truss beam composite joints was verified by the test results. Furthermore, the influence of different failure modes on the seismic behavior of the joints and the influence of stud layout on the deformation compatibility of steel and concrete were discussed respectively. It is found that flexural failure at the beam end results in superior seismic behavior than shear failure at the joint region does, and whether the studs are laid in the steel reinforced concrete column makes no difference on the compatibility of steel and concrete. Nonlinear time-history analysis and seismic behavior evaluation of the overall structural system of China Science & Technology Museum are based on the research work completed in this paper. Conclusions drawn in this paper are helpful for the application of steel reinforced concrete column-steel truss beam composite joints.

Keywords: steel reinforced concrete column; steel truss beam; composite joint; low cyclic reversed load test; seismic behavior

基金项目:国家自然科学基金项目(90815006)。

作者简介:樊健生(1975—),男,山东烟台人,工学博士,副教授。E-mail:fanjsh@mail.tsinghua.edu.cn

通讯作者:陶慕轩(1985—),男,上海人,博士研究生。E-mail:danh03@mails.tsinghua.edu.cn

收稿日期:2008年6月

0 引言

中国科学技术新馆结构体型双重不规则(图1),为满足使用功能上的要求,在中厅顶和各个入口部分采用大跨空间钢桁架结构体系,而周边采用了由钢筋混凝土柱、钢筋混凝土梁和钢筋混凝土剪力墙构成的框架-剪力墙结构体系(图2)。钢筋混凝土柱-钢桁梁组合节点的抗震性能直接影响到整个结构体系的抗震性能,是结构设计的关键部位。



图1 中国科学技术新馆效果图
Fig. 1 Design sketch of China Science & Technology Museum

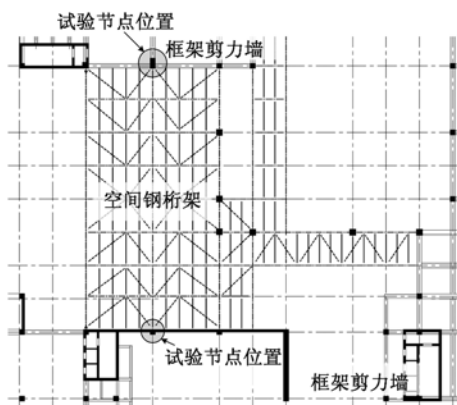


图2 中国科学技术新馆典型平面布置图
(西侧入口二层)

Fig. 2 Typical floor plan of China Science & Technology Museum (second floor of west gate)

目前的设计规范中^[12]尚无专门针对钢筋混凝土柱-钢桁梁组合节点的计算公式和设计方法,节点的总体抗震性能尚有待研究;钢桁梁主要用于实现大跨开敞空间,梁截面一般较高,刚度较大,承载力较高,和钢筋混凝土柱形成组合节点时在反复荷载作用下的破坏模式和破坏机理,以及不同破坏模式对节点抗震性能的影响仍有待研究;对这种节点在设计中如何实现“强节点弱构件”的抗震设计原则尚待作进一步探讨。本文以中国科学技术新馆工程为

背景,主要针对以上问题对四个钢筋混凝土柱-钢桁梁组合节点进行抗震性能试验研究,为钢筋混凝土柱-钢桁梁组合节点的设计和提供设计提供参考,同时也为整体结构的弹塑性时程分析提供依据。

1 试验概况

1.1 试件设计

试件的结构原型位于中国科学技术新馆西入口二层顶,选取两种有代表性的节点进行缩尺模型试验,分别编号为SRCTJ1和SRCTJ2。SRCTJ1和SRCTJ2的梁高相同,主要区别是SRCTJ2钢筋混凝土柱的截面高度是SRCTJ1的两倍,因此SRCTJ1可能由节点区受剪承载力控制整个节点的承载力,而SRCTJ2可能由梁端受弯承载力控制整个节点的承载力,其破坏机理有本质的区别,因此可进行对比研究,以探讨不同破坏机理对节点抗震性能的影响。

试验研究的节点为T形边节点,试验节点位置见图2,试件取为钢筋混凝土柱和钢桁梁反弯点之间的一个平面组合体^[3]。由于试验主要研究节点的抗震性能,结构在水平地震作用下钢筋混凝土柱反弯点大约在楼层中部,钢桁梁反弯点按照设计院提供的计算资料选取。试验照此原则,并综合考虑加载条件、试验场地等因素,从整体结构中选取局部模型进行试验研究。同时根据千斤顶的加载能力,确定试验的试件缩尺比例为1:3。钢筋尺寸按缩尺比例计算得到,钢筋混凝土柱钢筋和栓钉的尺寸和布置不按试件的缩尺比例缩小,按配筋率等效以及受剪承载力等效的原则重新设计布置。

边界条件和加荷方式密切相关,常用的两种方案是柱端加载和梁端加载^[3]。柱端加载可以模拟轴力对节点性能的影响,同时能考虑 $P-\Delta$ 效应,这种加载方式主要以柱端塑性铰为研究对象,缺点是加载装置复杂。梁端加载无法考虑 $P-\Delta$ 效应,主要以梁端塑性铰和节点核心区为主要研究对象,加载方法比较简便。考虑到试验所研究的节点按GB 50011—2001《建筑结构抗震设计规范》要求进行抗震设计,预计试验中柱端不会出现塑性铰,同时试验不计柱轴力对节点受剪承载力的有利影响,因此确定试验采用梁端加荷方式,不施加柱轴力,钢筋混凝土柱水平放置,两端锚于地面,钢桁梁相应地沿垂直方向放置,顶端由固定于一侧反力墙的推拉千斤顶在梁端施加往复水平荷载,以模拟地震作用。

SRCTJ1和SRCTJ2各进行两个试件的试验,其中SRCTJ1-1和SRCTJ2-1钢筋混凝土柱沿全长布置栓钉,SRCTJ1-2和SRCTJ2-2仅在节点区布置栓钉,以考察栓钉对钢筋和外包混凝土共同作用的影响。

试件尺寸与构造详图如图3和图4所示。

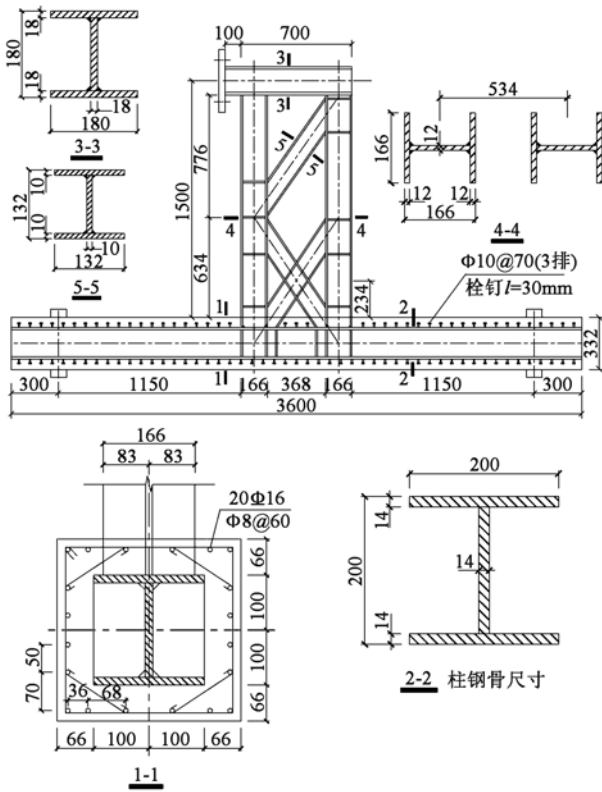


图3 SRCTJ1-1尺寸与构造详图

Fig. 3 Dimension and detailing of SRCTJ1-1

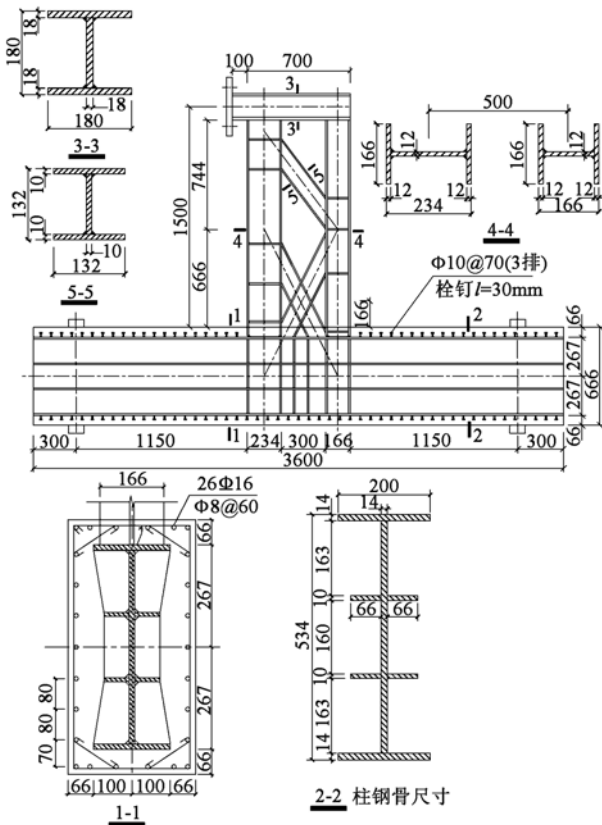


图4 SRCTJ2-1尺寸与构造详图

Fig. 4 Dimension and detailing of SRCTJ2-1

1.2 试件制作及材性试验

试件的钢结构部分委托北京三杰国际钢结构有限公司加工制作,钢材等级 Q345B。钢筋绑扎和混凝土浇筑养护工作均在清华大学结构工程与振动教育部重点实验室完成,混凝土强度等级 C50,柱纵筋 HRB335,柱箍筋 HPB235。图5所示为试件绑扎完钢筋时的情况,表1~3所示为材性试验结果。

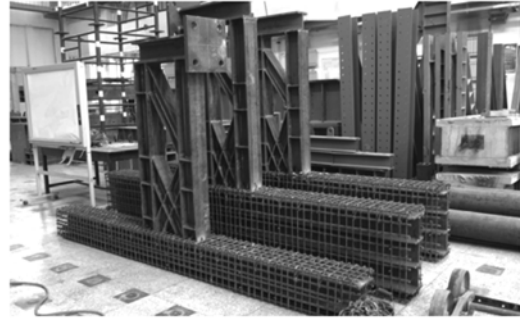


图5 试件绑扎完钢筋

Fig. 5 Specimens with reinforcement assembled

表1 钢板材性试验结果(平均值)

Table 1 Material properties of steel plates

板厚/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	延伸率	强屈比
10	341.3	505.3	31.1%	1.48
12	339.6	518.9	45.0%	1.53
14	348.6	539.0	27.3%	1.55

表2 钢筋材性试验结果(平均值)

Table 2 Material properties of reinforced bars

类别	使用位置	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	强屈比
Φ8	柱箍筋	323.1	432.4	1.34
Φ16	柱纵筋	372.3	543.3	1.46

表3 混凝土立方体(150mm×150mm×150mm)抗压强度平均值

Table 3 Average cubic compressive strength of concrete (150mm×150mm×150mm)

试件编号	混凝土强度等级	龄期/d	立方体抗压强度/MPa
SRCTJ1-1	C50	31	42.8
SRCTJ1-2	C50	31	42.8
SRCTJ2-1	C50	45	44.1
SRCTJ2-2	C50	46	46.8

1.3 试验装置及加载制度

加载装置为一固定于实验室反力墙的拉压千斤顶,可施加的最大拉压荷载为±1000kN;由于构件的平面外刚度较弱,为防止平面外整体失稳,专门设计了三角支撑架作为侧向支撑装置;为使柱反弯点处保持不动,采用压梁和丝杠将柱端锚固于实验室底座,并用铁块限制柱轴向位移。试验装置如图6。

试验加载过程按照 JGJ 101—96《建筑抗震试验方法规程》^[4] 的规定采用荷载-位移双控制加载制度,



图6 试验装置
Fig. 6 Test set-up

具体加载程序如下:① 结构屈服前采用荷载控制模式。分200kN、400kN和600kN三级加载,每级荷载反复一次。② 当 $P-\Delta$ 曲线上出现拐点时表示试件开始屈服,此时采用位移控制模式。以屈服荷载 P_y 对应的梁自由端位移 Δ_y 为位移级差参考值,并根据试验实际情况进行调整,每级控制位移反复两次。

1.4 测试内容及测点布置

图7所示为SRCTJ1的主要测点布置方案,SRCTJ2和SRCTJ1的测点布置基本相同。测点1-1用以获取梁端荷载大小,位移计2-1用以获取梁端位移值,反映梁变形、柱变形以及节点区变形的总和,位移计1-2用以修正支座滑移对梁端位移值的影响。导杆引伸仪2-2和2-3可测得节点区剪切变形。位移计2-4和2-5用以量测梁柱相对变形,可间接得到节点区总变形。倾角仪1-4和1-5量测梁根部转角,可间接获得柱变形和节点区变形的总和。4个位移计2-6、2-7、2-8、2-10用以量测柱变形。

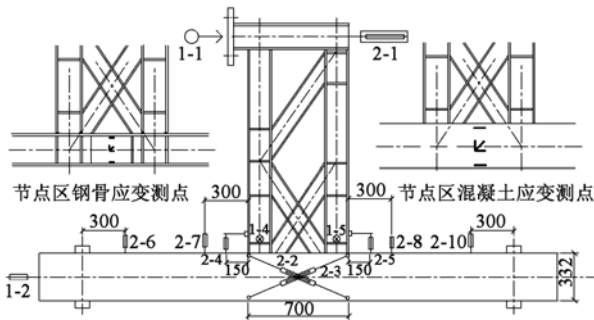


图7 SRCTJ1 主要测点布置

Fig. 7 Main measurement points arrangement on SRCTJ1

此外,在节点区附近柱端和梁端关键截面的钢板和钢筋上布置了多个应变片,用以考察柱端和梁端塑性发展的规律,节点区钢筋和混凝土上也布置了应变花(图7),用以量测节点区剪切变形的发展程度。试验中,还用读数显微镜观察节点区混凝土裂缝的分布及发展情况。

2 试验过程及现象

2.1 SRCTJ1-1,SRCTJ1-2

SRCTJ1-2和SRCTJ1-1的加载制度完全一样,试验现象和破坏模式也几乎相同。

试验首先以梁端荷载进行控制加载。第一级荷载为200kN,正反向加载(正向为推,反向为拉),结构尚处在弹性阶段。第二级荷载为400kN,荷载加至正向200kN左右时,节点区西侧柱顶面出现第一条受弯裂缝,反向加载至230kN时,节点区东侧柱顶面出现第一条受弯裂缝。第三级荷载为600kN,正向加载时,节点区西侧柱顶面出现更多平行受弯裂缝,并逐步发展,同时节点区开始出现大量斜裂缝,最大裂缝宽度达0.24mm,裂缝发展深度约为柱截面高度的一半;反向加载时,节点区东侧柱顶面同样出现多条平行受弯裂缝,并逐步发展,节点区密布斜裂缝,裂缝基本出齐(图8、9),荷载-位移曲线显示节点进入屈服阶段。节点屈服后,以梁端位移进行控制加载,第一级正向位移40mm时,最大裂缝宽度达到0.65mm,反向加载至位移30mm。第二级正向位移55mm时,节点区混凝土开始剥落,并且出现沿柱子的纵向裂缝,反向加载至位移45mm。第三级正向位移70mm时,节点区混凝土开始大量剥落,反向加载至位移60mm。第四级正向位移85mm,反向加载至位移75mm,节点区混凝土在反复荷载作用下大面积压溃剥落,并逐步露出节点区箍筋,荷载-位移曲线出现捏拢和承载力降低的现象。第五级位移正向100mm,反向90mm,混凝土压溃面积进一步扩大,重复这级位移后,正向加载直至荷载下降,节点承载力丧失,标志节点破坏,试验结束。SRCTJ1-1的破坏形式以节点区剪切破坏为主,梁端也出现塑性铰(图10、11)。

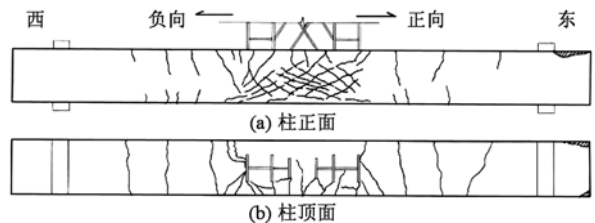


图8 SRCTJ1-1 裂缝分布(屈服时)

Fig. 8 Cracking pattern of SRCTJ1-1 (when yielding)

2.2 SRCTJ2-1,SRCTJ2-2

SRCTJ2-2和SRCTJ2-1的加载制度完全相同,试验现象和破坏模式也几乎相同。

试验同样先以梁端荷载进行控制加载。第一级荷载200kN,正向加至160kN时,钢梁端部西侧柱顶面混凝土开裂,反向加至130kN时,钢梁端部东侧柱

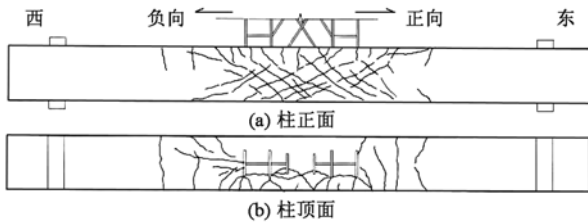


图9 SRCTJ1-2 裂缝分布(屈服时)

Fig. 9 Cracking pattern of SRCTJ1-2 (when yielding)



图10 SRCTJ1-2 破坏形态

Fig. 10 Failure mode of SRCTJ1-2



图11 SRCTJ1-2 节点区混凝土压溃

Fig. 11 Crushing of concrete at joint region of SRCTJ1-2

顶面混凝土开裂,150kN 时出现第二条裂缝,裂缝宽度 0.10mm。第二级荷载为 400kN,原裂缝扩展贯通整个柱顶面,反向加载至 400kN 时,最大裂缝宽度达 0.3mm。第三级荷载为 600kN,正向加至 500kN 时,节点区混凝土出现斜裂缝,同时有少量新的弯曲裂缝出现,最大裂缝宽度达 0.35mm,反向加载至 550kN 时,节点区混凝土出现反方向斜裂缝,最大裂缝宽度为 0.40mm。至此,节点区混凝土斜裂缝基本出齐(图 12、13),荷载-位移曲线显示节点进入屈服阶段。节点屈服后,以梁端位移进行控制加载,第一级正向位移 25mm,反向位移 15mm,第二级正向位移 40mm,反向 30mm,基本无新裂缝出现,节点区斜裂缝宽度略有扩大。第三级正向位移 55mm,反向因节点承载力达到千斤顶的最大加荷能力 1000kN,加至 35mm 后就卸载。第四级反向位移不变,正向位移加至 80mm,钢梁受压侧翼缘出现波状局部屈曲。完成此级循环后,最后正向加载直至节点破坏,钢桁梁斜撑

因受力过大在焊接热影响区发生断裂,梁端形成塑性铰,钢梁受压侧翼缘局部屈曲范围扩大(图 14),节点承载力下降,节点破坏,试验结束。SRCTJ2-1、SRCTJ2-2 和 SRCTJ1-1、SRCTJ1-2 的破坏形式有很大的区别,属梁端弯曲破坏(图 15)。

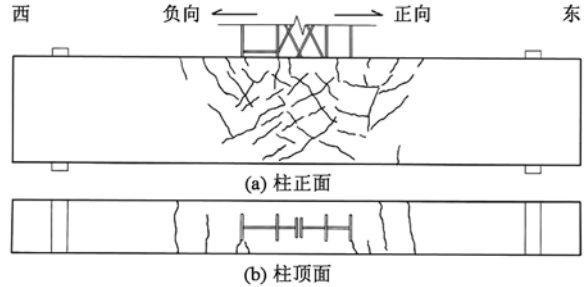


图12 SRCTJ2-1 裂缝分布

Fig. 12 Cracking pattern of SRCTJ2-1

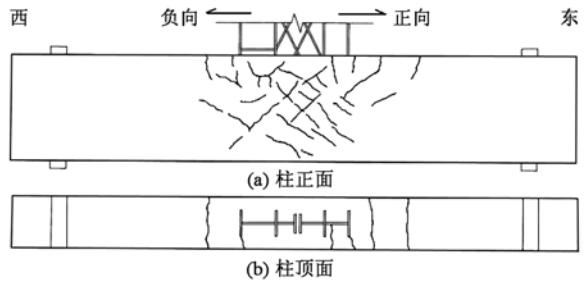


图13 SRCTJ2-2 裂缝分布

Fig. 13 Cracking pattern of SRCTJ2-2

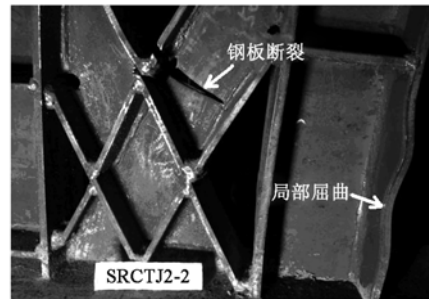


图14 SRCTJ2-2 梁端钢结构破坏

Fig. 14 Failure of steel plates at the beam end of SRCTJ2-2



图15 SRCTJ2-2 破坏形态

Fig. 15 Failure mode of SRCTJ2-2

3 试验结果及分析

3.1 梁端荷载-位移滞回曲线

节点试件的梁端荷载-位移滞回曲线如图 16 所示。由图可知:① 总体上两组节点的滞回曲线均比较饱满,表现出良好的耗能能力和延性。② SRCTJ2 比 SRCTJ1 表现出更好的强度、刚度及耗能能力,以梁端破坏为主的强柱弱梁节点具有更好的抗震性能。③ SRCTJ1-1 和 SRCTJ1-2 以及 SRCTJ2-1 和 SRCTJ2-2 曲线基本重合,可见仅依靠钢骨和混凝土之间的自然粘结就能保证两者的共同工作,栓钉发挥的作用并不显著。

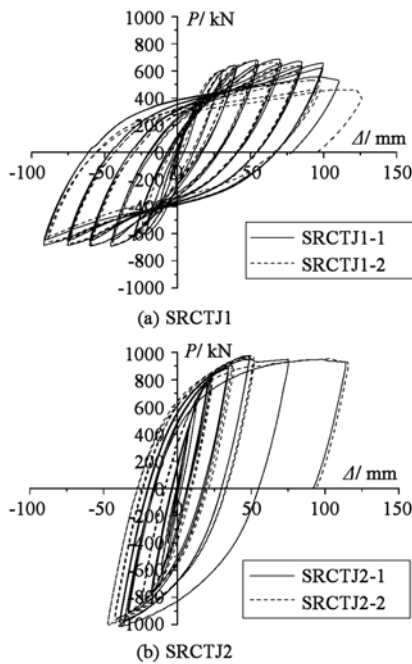


图 16 梁端荷载-位移滞回曲线
Fig. 16 Load-displacement hysteretic loops

3.2 节点剪力-剪切变形滞回曲线

节点域在剪力作用下,原来为矩形的核心区将变成菱形,如图 17 所示。在反复荷载作用下,菱形的方向是交替的。试验时在节点域对角方向布置导杆引伸仪以测量矩形节点域对角测点的相对位移 ($\Delta_1 + \Delta_2$) 和 ($\Delta_3 + \Delta_4$), 由此可以得到节点的剪切变形^[3,5]:

$$\gamma_j = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{0.5(\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4) \sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \quad (1)$$

节点的受力情况如图 18 所示,由此可得节点域的剪力为:

$$Q_j = T_b - Q_c = \frac{Q_b L}{h_b} - \frac{Q_c L}{H - H_b} \quad (2)$$

由式(1)和式(2)可得节点域的剪力-剪切变形

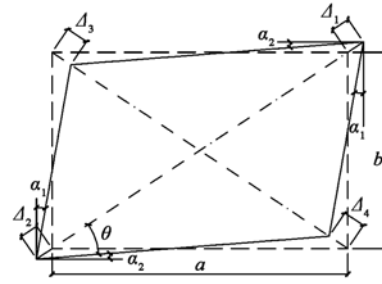


图 17 节点剪切变形计算示意图

Fig. 17 Calculation sketch of joint shear deformation

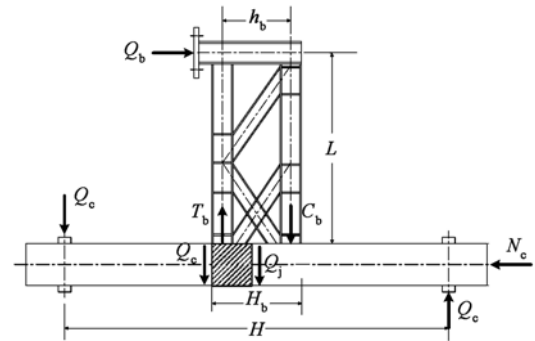


图 18 节点剪力计算示意图

Fig. 18 Calculation sketch of joint shear force

滞回曲线如图 19 所示,由于 SRCTJ1-2 加载后期节点区混凝土剥落严重,导杆引伸仪掉落,因此未测到后期的滞回曲线。由图 19 分析可知:SRCTJ1 节点剪切变形充分发展,达到节点极限受剪承载力,节点的破坏形式以节点域剪切破坏为主。SRCTJ2 节点受剪承载力较高,节点剪切变形发展程度较低,未超过 0.002rad,可见节点在加载过程中尚处于弹性阶段。由上所述,SRCTJ1 系列和 SRCTJ2 系列的破坏模式和机理是不同的。

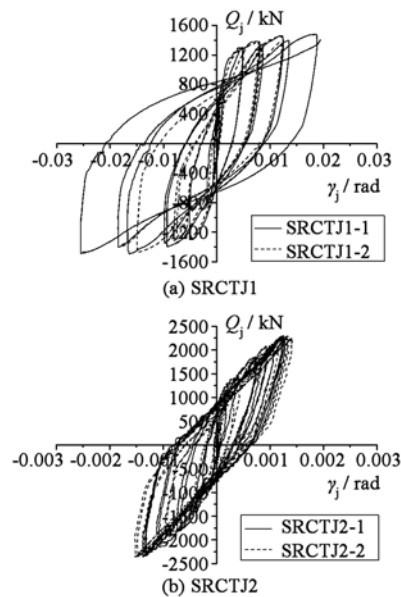


图 19 节点剪力-剪切变形滞回曲线

Fig. 19 Shear force-shear deformation hysteretic loops

3.3 骨架曲线

试件的梁端荷载-位移骨架曲线如图 20 所示,节点剪力-剪切变形骨架曲线如图 21 所示。由图分析可知:① 梁端荷载-位移骨架曲线均呈 S 形,说明节点试件在低周反复荷载作用下都经历了弹性、塑性和极限破坏三个受力阶段;② SRCTJ2 比 SRCTJ1 有更高的刚度和承载力;③ SRCTJ1 的节点剪力-剪切变形骨架曲线呈 S 形,表明 SRCTJ1 破坏时已经达到了节点区受剪承载力,具有较好的延性和剪切变形性能。SRCTJ2 节点在整个加载过程中都处于弹性阶段,剪切变形发展程度低,故其剪力-剪切变形骨架曲线未在图中表示。

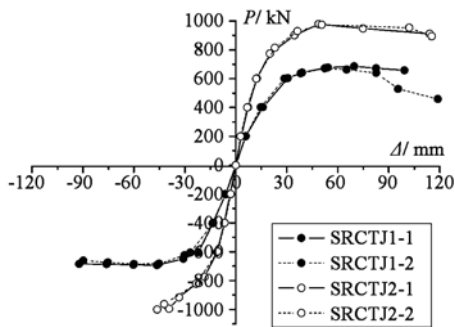


图 20 梁端荷载-位移骨架曲线

Fig. 20 Load-displacement skeleton curves

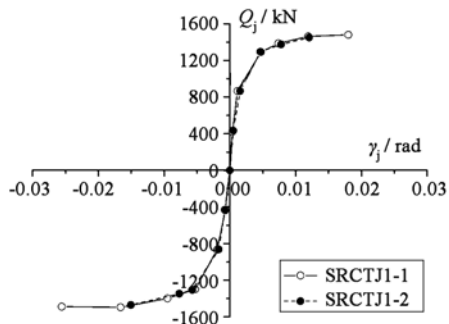


图 21 节点剪力-剪切变形骨架曲线

Fig. 21 Shear force-shear deformation skeleton curves

3.4 强度

为便于比较分析,借用钢筋混凝土框架结构常用的图解法,由各试件梁端荷载-位移曲线的骨架线来确定试件的屈服荷载 P_y 和屈服位移 Δ_y [3]。 P_u 为试验中试件所达到的梁端荷载最大值,对应于 P_u 时的梁端位移为 Δ_u 。各节点试件按上述方法确定的 P_y 、 Δ_y 、 P_u 、 Δ_u 如表 4 所示。图 22 所示为各试件的强度退化情况,由图分析可知,各试件屈服后,每一循环的承载力都有提高,SRCTJ1 由于后期节点区混凝土大面积剥落,承载力有所下降(比屈服承载力下降约 20%),SRCTJ2 由于钢材强化,屈服后承载力仍有大幅度的提高,SRCTJ2 比 SRCTJ1 在反复荷载作用下有更高以及更稳定的承载力。

表 4 屈服强度和极限强度

Table 4 Yielding strength and ultimate strength

试件编号	加载方向	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm
SRCTJ1-1	正向	580.0	29.5	687.0	69.6
	反向	620.0	24.5	693.2	46.4
SRCTJ1-2	正向	575.0	27.0	672.2	52.3
	反向	600.0	26.0	684.3	60.0
SRCTJ2-1	正向	775.0	21.0	979.2	48.8
	反向	750.0	17.5	1004.3	35.5
SRCTJ2-2	正向	770.0	21.0	974.5	50.5
	反向	755.0	19.5	1000.8	46.3

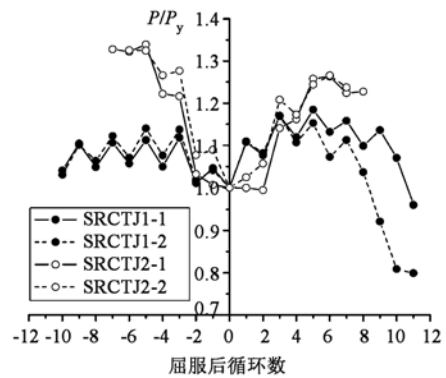


图 22 各试件强度退化情况

Fig. 22 Strength degradation of specimens

3.5 刚度

在位移幅值不变的条件下,结构构件的刚度随反复加载次数的增加而降低的特性称为刚度退化,可取同一级变形下的环线刚度 K_l 表示。环线刚度的定义详见 GB 50152—92《混凝土结构试验方法标准》[6]。

各试件的刚度退化结果如图 23 所示,由图可知,试件在整个加载过程中刚度退化明显,且持续、均匀、稳定,SRCTJ2 比 SRCTJ1 明显表现出更高的刚度,体现出更优越的抗震性能。

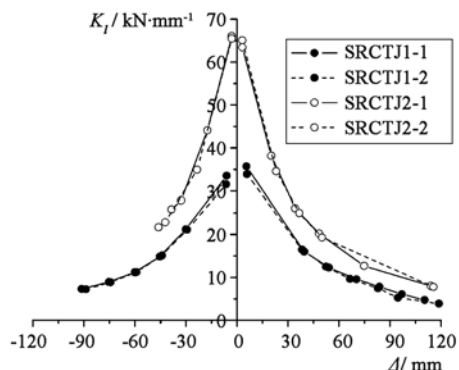


图 23 各试件刚度退化情况

Fig. 23 Stiffness degradation of specimens

3.6 位移延性系数

在结构抗震性能分析中,延性是一个重要指标。位移延性系数表示为极限位移 Δ_{max} 和屈服位移 Δ_y 之

比,其中极限位移 Δ_{max} 取为荷载高于 85% 极限承载力^[3,6]的最大位移,各试件的位移延性系数如表 5 所示,从表中计算结果可知,各试件均有较好的延性。需要指出的是,SRCTJ2 由于反向千斤顶加载能力限制,尚未达到节点的真实极限位移,所以 SRCTJ2 真实的反向位移延性系数应远高于试验结果,而正向位移延性系数表明,SRCTJ2 的延性明显优于 SRCTJ1。

表 5 试件的位移延性系数

Table 5 Displacement ductile coefficient of specimens

试件编号	加载方向	Δ_y /mm	Δ_{max} /mm	位移延性系数 Δ_{max}/Δ_y
SRCTJ1-1	正向	29.5	99.6	3.4
	反向	24.5	91.3	3.7
SRCTJ1-2	正向	27.0	83.4	3.1
	反向	26.0	88.9	3.4
SRCTJ2-1	正向	21.0	114.1	5.4
	反向	17.5	38.8	2.2*
SRCTJ2-2	正向	21.0	115.6	5.5
	反向	19.5	47.0	2.4*

注:SRCTJ2-1 及 SRCTJ2-2 由于反向千斤顶加载能力限制,尚未达到节点的真实极限位移,此数远低于真实值。

3.7 耗能能力

基于节点试件的梁端荷载-位移滞回曲线,可以定量计算出每半周节点的耗散能量,由此可对各试件的耗能能力进行综合评价。在计算试件耗能时,半周是连续两个零荷载点之间的滞回环^[3,5]。根据节点试件的梁端荷载-位移滞回曲线还可以计算出其等效粘滞阻尼系数^[3,5]。

节点试件的耗能-半周数曲线、累计耗能-半周数曲线和等效粘滞阻尼系数-循环数曲线分别如图 24~26 所示。由图分析可知:随着半周数的增加,节点试件的耗能能力均有持续明显的提高,进入弹塑性后,虽然试件的承载力增长非常缓慢,但是耗能能力仍有明显的增长;SRCTJ2 的耗能能力明显比 SRCTJ1 的耗能能力更优。

3.8 变形分析

节点试件在受力后,各组成部分都会产生相应的变形。以一个边柱节点为例,在竖向荷载作用下,其梁端变形可以分解为以下三个组成部分:由梁自身变形引起的梁端变形 Δ_b (图 27a)、由柱自身变形引起的梁端变形 Δ_c (图 27b)、以及由节点区变形引起的梁端变形 Δ_j (图 27c),则梁端变形可以表示为 $\Delta = \Delta_b + \Delta_c + \Delta_j$ 。

文献[5]给出了三种变形的量测和计算方法,图 28、29 所示为按此方法得到的三种变形比例的实测结果,从中可以看出,对于 SRCTJ1 以节点区剪切破坏为主的节点,节点区变形占总变形的比例最大时

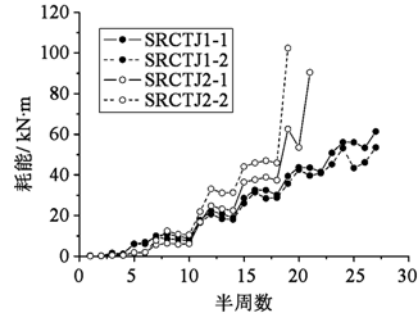


图 24 耗能-半周数曲线

Fig. 24 Energy consumed versus number of half cycles

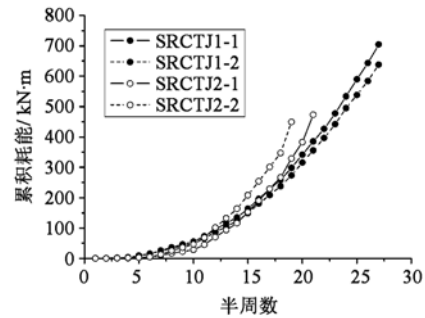


图 25 累积耗能-半周数曲线

Fig. 25 Accumulated energy consumed versus number of half cycles

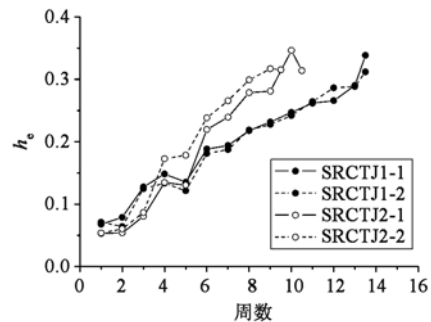


图 26 等效粘滞阻尼系数-循环数曲线

Fig. 26 Equivalent hysteretic damping coefficient versus number of cycles

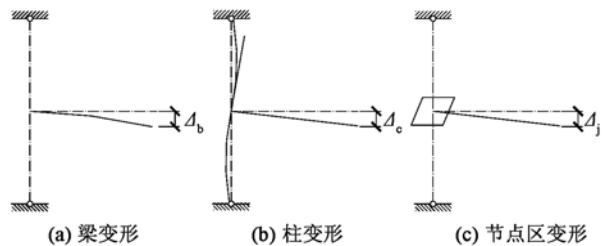


图 27 节点梁端变形分析示意图

Fig. 27 Sketch of beam-end deformation analysis of joints

能达到 60% 左右,是节点区破坏的主要原因,而对于 SRCTJ2 以梁端受弯破坏为主的节点,梁变形占总变形的比例最大时能达到 80% 左右,是梁端破坏的主要原因。

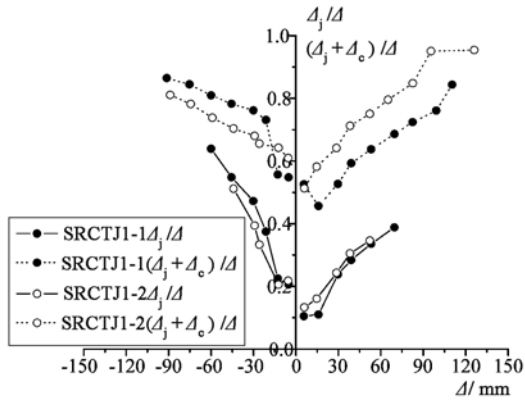


图 28 SRCTJ1 变形分析

Fig. 28 Deformation analysis of SRCTJ1

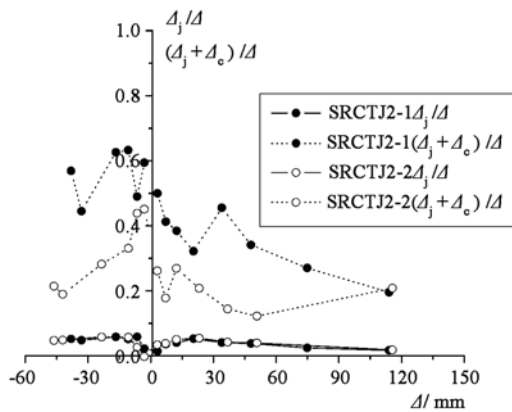


图 29 SRCTJ2 变形分析

Fig. 29 Deformation analysis of SRCTJ2

3.9 节点区钢骨剪应变

在节点区中点钢骨腹板上预先埋置了 45° 应变花, 由此可测得节点区中心点钢骨腹板的剪切应变^[7-8], 图 30、31 所示为 SRCTJ1-1 和 SRCTJ1-2 剪力-平均剪切变形曲线和剪力-节点区中心点剪切应变曲线对比, 由此可知, 两条曲线吻合较好, 可见节点区钢骨腹板中点的剪切变形能反映平均剪切变形, 节点区钢骨腹板的剪切变形发展比较均匀充分。

4 结论

结合中国科学技术新馆工程对两组四个钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点进行试验研究, 得到钢骨混凝土柱-钢桁梁新型组合节点受力特点和抗震性能的相关结论如下:

(1) 钢骨混凝土柱-钢桁梁组合节点具有良好的承载力、延性、耗能能力以及变形恢复能力, 抗震性能优越。

(2) 试验中, 试件主要表现出两种破坏模式, 一种是节点区剪切破坏, 一种是梁端弯曲破坏, 后者的承载能力、刚度、延性以及耗能能力明显高于前者,

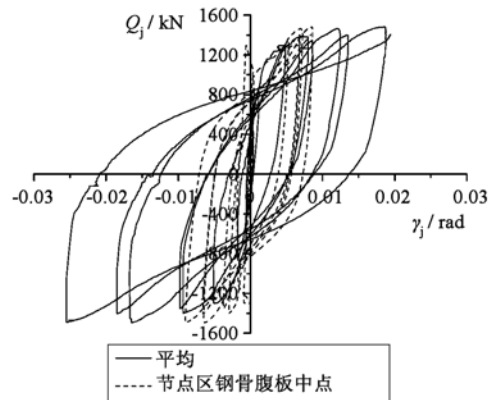


图 30 SRCTJ1-1 剪力-平均剪切变形曲线和剪力-中心点剪切应变曲线对比

Fig. 30 Comparison between shear force-average shear deformation curve and shear force-center point shear strain curve of SRCTJ1-1

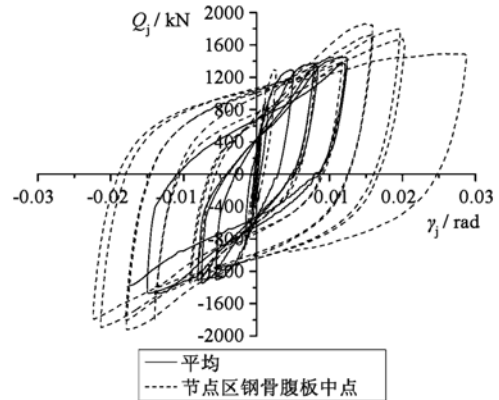


图 31 SRCTJ1-2 剪力-平均剪切变形曲线和剪力-中心点剪切应变曲线对比

Fig. 31 Comparison between shear force-average shear deformation curve and shear force-center point shear strain curve of SRCTJ1-2

综合抗震性能更优, 因此, 在设计中应尽可能保证梁端弯曲破坏的发生先于节点区剪切破坏, 这对提高节点抗震性能具有重要意义。

(3) 依靠钢骨和混凝土之间的自然粘接力完全能保证钢骨和混凝土协同工作, 有无栓钉对此影响不大。

(4) 设计时应在准确计算节点区受剪承载力的基础上确保节点区受剪承载力高于梁端受弯承载力, 从而避免节点区剪切破坏的发生。文献[9]在本文试验研究的基础上给出了节点区受剪承载力计算公式, 并提出了在设计和分析中控制破坏模式的方法和建议。

参 考 文 献

[1] YB 9082—97 钢骨混凝土结构设计规程[S]. (YB 9082—97 Specification for design of steel reinforced

- concrete structures[S]. (in Chinese))
- [2] JGJ 138—2001 型钢混凝土组合结构技术规程[S]. (JGJ 138—2001 Technical specification for steel reinforced concrete composite structures[S]. (in Chinese))
- [3] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京: 东南大学出版社, 1989. (Tang Jiuru. Seismic behavior of reinforced concrete frame joint [M]. Nanjing: Dongnan University Press, 1989. (in Chinese))
- [4] JGJ 101—96 建筑抗震试验方法规程[S]. (JGJ 101—96 Specification for seismic test methods of buildings[S]. (in Chinese))
- [5] 秦凯. 方钢管混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能及承载力研究[D]. 北京: 清华大学, 2006. (Qin Kai. Research on the performance of connections composed of concrete-filled square steel tubular columns and steel-concrete composite beams [D]. Beijing: Tsinghua University, 2006. (in Chinese))
- [6] GB 50152—92 混凝土结构试验方法标准[S]. (GB 50152—92 Standard methods for testing of concrete structures[S]. (in Chinese))
- [7] 王炳明. 建筑结构试验[M]. 北京: 清华大学出版社, 1988. (Wang Xianming. Test of building structures [M]. Beijing: Tsinghua University Press, 1988. (in Chinese))
- [8] 姚振纲, 刘祖华. 建筑结构试验[M]. 上海: 同济大学出版社, 1996. (Yao Zhengang, Liu Zuhua. Test of building structures [M]. Shanghai: Tongji University Press, 1996. (in Chinese))
- [9] 陶慕轩, 樊健生, 聂建国, 等. 型钢混凝土柱-钢桁梁组合节点抗震性能理论分析[J]. 工程力学, 2009, 26(11): 152-160, 171. (Tao Muxuan, Fan Jiansheng, Nie Jianguo, et al. Theoretical analysis on aseismic behavior of steelreinforced concrete column-steel truss beam composite joints [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(11): 152-160, 171. (in Chinese))