

方钢管混凝土柱-钢梁外加强环节点 滞回性能的实验研究

王文达¹ 韩林海² 游经团¹

(1. 福州大学, 福建福州 350002; 2. 清华大学, 北京 100084)

摘要: 进行了 8 个方钢管混凝土柱-钢梁外加强环式节点试件在恒定轴力和水平往复荷载作用下的滞回性能实验研究, 考察了钢管混凝土柱轴压比和环板宽度对节点力学性能的影响。结果表明: 柱轴压比对节点的水平承载力和抗震性能影响较大, 随着轴压比的增大, 节点的水平极限承载力下降, 位移延性和耗能能力降低; 不同环板宽度节点的滞回曲线均为饱满的梭形, 强度和刚度退化不明显; 本次试验的 8 个节点试件的层间位移延性系数 $\mu = 3.00 \sim 7.41$, 弹性极限位移角 $\gamma_e = 2.03 [\text{‰}] \sim 5.30 [\text{‰}]$, 弹塑性极限位移角 $\gamma_u = 1.78 [\text{‰}] \sim 3.90 [\text{‰}]$, 等效黏滞阻尼系数 $h_e = 0.3576 \sim 0.5339$, 均满足抗震设计要求。

关键词: 方钢管混凝土; 加强环式节点; 抗震性能; 延性; 耗能

中图分类号: TU317.1 文献标识码: A

文章编号: 1000-131X (2006) 09-0017-10

Experimental studies on hysteretic behaviors of steel beam to concrete filled SHS column connections with stiffening ring

Wang Wenda¹ Han Linhai² You Jingtuan¹

(1. Fuzhou University, Fuzhou 350002, China; 2. Tsinghua University, Beijing 100084, China)

Abstract: Eight specimens of steel beam to concrete filled SHS (Square Hollow Section) column connections stiffened by outside rings were experimentally studied on the hysteretic behavior under combined constant axial load and cyclically lateral load. The axial load level of the concrete filled SHS columns and the width of the joint stiffening rings are considered as the experimental parameters of their seismic behavior. The results show that the axial load level of the column has an obvious effect on both the strength and seismic behavior of the connections. With the increase in axial load on the columns, the lateral ultimate strength of the connections become lower, and the ductility in displacement and the capacity of energy dissipation also decrease. The lateral load (P) versus lateral displacement (Δ) hysteretic curves of all the specimens with different width of outside stiffening rings are of a plump shuttle shape. The curves show no obvious strength deterioration and stiffness degradation. The story drift ductility index μ fluctuates between 3.00 and 7.41, the elastic limit of story drift angle γ_e between 2.03 [‰] and 5.30 [‰], the elastic-plastic limit of story drift angle γ_u between 1.78 [‰] and 3.90 [‰], and the equivalent damper coefficient h_e between 0.3576 and 0.5339. It can be concluded that the tested connections in the study demonstrate good seismic performance.

Keywords: concrete filled SHS column; connections with stiffening ring; seismic behavior; ductility; energy dissipation
E-mail: wangwd@ut.cn

引 言

工程中钢管混凝土柱与钢梁的刚性连接常采用

加强环板式节点, 当柱截面较大时采用内环板, 而柱截面尺寸较小时则采用外加强环板。外加强环板节点具有传力明确、节点区应力分布较均匀、刚度大、塑性能好、承载力高等优点^[1]。规程 CECS154: 2004^[2]和 DBJ13—51—2003^[3]中均给出了此类节点的设计公式和构造措施, 但对如何确定合理的环板尺寸还是一个值得探讨的问题。

基金项目: 国家杰出青年科学基金 (50425823)、福建省引进高层次人才科研启动费资助和清华大学“百人引进计划”专项经费资助
作者简介: 王文达, 博士研究生, 副教授
收稿日期: 2005-05-17

以往对方钢管混凝土柱-钢梁加强环板节点的研究

究主要有: Fujimoto等 2000^[4]; Nishiyama等 2004^[5]; Shim等 (1995)^[6]; 吕西林等 (2002)^[7]; 周天华等 (2004)^[8]等。上述研究主要考察了加强环式节点的抗震性能, 实验时轴压比较小, 一般均小于 0.5, 而且对环板尺寸对节点力学性能的影响并没有进行深入研究。本文进行了 8 个方钢管混凝土柱- 钢梁外加加强环板节点试件在恒定轴力和水平往复荷载作用下滞回性能的实验研究, 考察了不同柱轴压比及环板宽度时节点的力学性能和破坏规律。

1 实验概况

1.1 试件设计与制作

以柱轴压比和节点环板尺寸为主要参数, 共进行了 8 个钢管混凝土柱- 钢梁加强环节的滞回性能实验研究, 表 1 列出了试件的详细资料, 其中钢管混凝土柱截面尺寸分别为其钢管边长、壁厚; 工字钢梁截面尺寸分别为其梁高、梁宽、腹板厚度、翼缘厚度。表中轴压比为 $n=N_0/N_u$, 即为实验时施加在柱顶的恒定轴力 N_0 与钢管混凝土柱极限承载力标准值 N_u 之比, N_u 依据规程 DBJ13—51—2003 确定, 其中材料强度采用实测值。加强环板厚度同钢梁翼缘, 环板宽

度依据规程 DBJ13—51—2003 确定, 并分别缩减其 2/3 和 1/3 进行对比。钢梁的设计依据 GB50017—2003 《钢结构设计规范》, 并按照 GB50011—2001 《建筑抗震设计规范》进行抗震验算, 以期保证节点试件发生梁端破坏模式。试件尺寸和不同宽度环板构造详见图 1。

表 1 试件一览表
Table 1 Summary of test specimens

试件编号	环板宽度(mm)	试件尺寸 (mm)		轴压比 n	轴力 N_0 (kN)	
		柱截面	长度			
sj-13	60	柱	- 120 × 8.46	1050	0.6	690
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-21	40	柱	- 120 × 8.46	1050	0.04	40
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-22-1	40	柱	- 120 × 8.46	1050	0.3	345
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-22-2	40	柱	- 120 × 8.46	1050	0.3	345
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-23-1	40	柱	- 120 × 8.46	1050	0.6	690
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-23-1	40	柱	- 120 × 8.46	1050	0.6	690
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-32	20	柱	- 120 × 8.46	1050	0.3	345
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		
sj-33	20	柱	- 120 × 8.46	1050	0.6	690
		梁	160 × 80 × 8.53 × 8.53	1500		

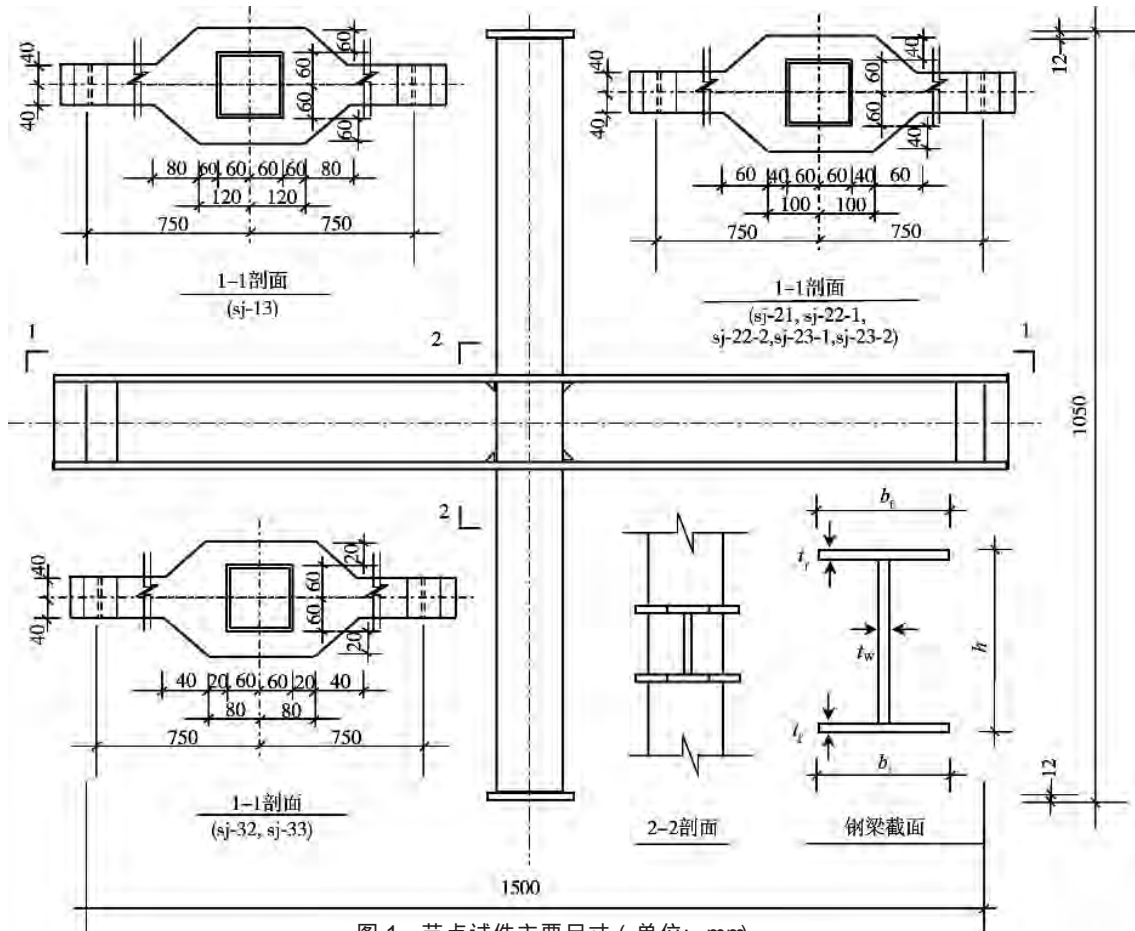


图 1 节点试件主要尺寸 (单位: mm)

柱采用冷弯薄壁钢管，钢梁由钢板焊接而成，加强环板及钢梁腹板均与钢管焊接，并保证焊缝质量。钢构件由专业钢结构加工厂制作，运回实验室后再浇筑混凝土。钢材强度由拉伸试验确定，将钢管及钢板做成标准试件进行试验，测得钢管的屈服强度、抗拉强度、弹性模量及泊松比分别为：390 N/mm²、479 N/mm²、2.06 × 10⁵ N/mm² 和 0.262；钢梁及环板的屈服强度、抗拉强度、弹性模量及泊松比分别为：289 N/mm²、431 N/mm²、2.04 × 10⁵ N/mm² 和 0.262。

钢管混凝土中采用了自密实混凝土，其水胶比为 0.362，砂率为 0.58，配合比为：水 181 kg/m³；42.5 普通硅酸盐水泥 300 kg/m³；Ⅱ级粉煤灰 200 kg/m³；砂 994 kg/m³；石 720 kg/m³；UNF-5 早强型减水剂掺量为 1.0%。混凝土采用搅拌机拌合，浇筑时将钢管竖立，从顶部灌入混凝土，混凝土没有采用任何振捣方式。最后将核心混凝土顶部与钢管上截面抹平。自然养护两周后，凿去柱顶的浮浆层，并用高强度混凝土（28 天养护期后强度可达 90 N/mm² 以上）将混凝土表面与钢管抹平，然后焊上盖板，以期保证钢管与核心混凝土在实验施荷初期就能共同受力。

采用与试件中混凝土同条件养护的标准混凝土立方体试块达到 28 天养护期后，测得其立方体抗压强度为 52.6 N/mm²，弹性模量为 41464 N/mm²。实验时的立方体抗压强度为 60 N/mm²。

1.2 实验装置

本文实验选取的是平面框架的中柱节点，实验装置示意如图 2 所示。为了避免实验过程中试件发生面外失稳，设计了一种侧向支撑装置。该装置为带垂直推力轴承的撑板，在框架柱适当位置两侧各布置 1 个，以保证试件在荷载作用平面内的自由前后移动，并限制试件发生侧向位移。柱顶设置连接件与固定在反力墙上水平方向的 MTS 液压伺服作动器连接用以施加水平往复荷载或位移，轴向力由 1000 kN 的千斤顶施加，并通过 JSF2 型液压伺服加载系统控制。

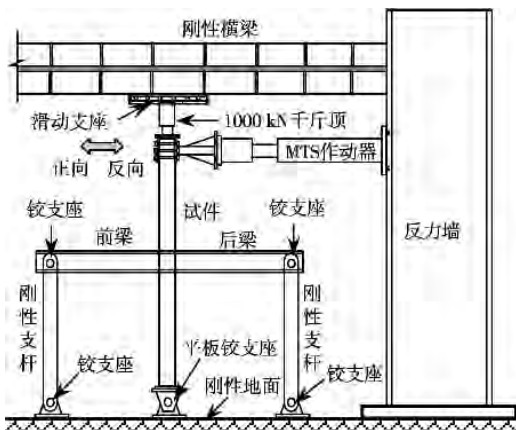


图 2 实验装置示意图

1.3 加载制度

实验开始时，先取 0.4N₀~0.6 N₀ 加卸载一次，以消除装置内部初始缺陷的影响，再加载至 N₀，并保持轴力恒定，然后在柱端按照加载制度施加水平往复荷载。

本课题组（霍静思，2005^[9]）曾对钢管混凝土节点的研究表明，不同的加载制度对节点试件的力学性能没有明显的影响。根据 ATC-24 (1992)^[10] 建议，本文采用位移控制加载制度：试件屈服前分别按照 0.25 y_n、0.5 y_n、0.7 y_n 进行加载；试件屈服后，采用 1 y_n、1.5 y_n、2.0 y_n、3.0 y_n、5.0 y_n、7.0 y_n、8.0 y_n 进行加载。每级循环的圈数也不一样，对于屈服前的三级，每级循环 2 圈，对于屈服后各级，前面 3 级（1 y_n、1.5 y_n、2.0 y_n）循环 3 圈，其余的循环 2 圈。试件屈服位移 y_n 的确定方法同文[9]。

1.4 测试内容

实验主要量测内容有：柱顶端加载点水平荷载和位移，梁柱相对转角，梁端曲率，节点核心区钢管应力，加强环板范围内腹板、钢梁端部应力，加强环板应力等。所有的测试仪器由 IMP 数据采集系统自动采集，并与 MTS 系统作动器位移进行同步采集。

2 试件的破坏特征

试件 sj-13 为全环板试件，实验过程中，当位移加载到 5 y_n 时，在第一循环，前面钢梁（受压）上翼缘开始出现较轻微的鼓曲，鼓曲位置主要集中在加强环板与钢梁过渡截面附近，当加载到 -5 y_n 时，后面钢梁（受压）上翼缘钢板开始出现鼓曲，前面钢梁上翼缘钢板受拉而趋于被拉平；当加载到第二循环位移达到 5 y_n 时，前面钢梁下翼缘钢板也开始出现鼓曲，鼓曲程度与前一循环基本相同，此时，荷载开始下降。随着加载位移的增加，梁端截面鼓曲现象继续发展，且荷载继续下降。当位移达到 9 y_n 时，在环板与钢梁过渡处截面上翼缘发生断裂，裂缝一直发展到腹板位置，而且腹板部分也开始出现断裂。由于此时荷载下降到 60% 以下，实验停止加载。在整个实验过程中，垂直钢梁方向两侧的环板基本没有变形，与钢梁连接处的环板部分也仅限于在环板过渡处截面附近发生鼓曲，靠近与柱连接部分环板和环板包围范围内腹板基本没有变形。从整个实验现象来看，塑性铰的位置在加强环板之外区域距柱轴线 200 mm 左右的梁截面，表明全环板节点由于环板尺寸较大，节点区域强度和刚度均较大，环板对节点区域内的腹板提供了较大的约束，因此节点区域内腹板没有发生过大变

形，破坏是典型的梁端出现塑性铰，破坏时塑性铰截面除了出现断裂之外，腹板也出现很严重的鼓曲变形。

分析 sj-13 试件的实验过程，有 3 个典型的破坏特征点，即前面钢梁（受压）的环板上翼缘开始出现较轻微鼓曲时刻；荷载开始下降时刻；实验停机时刻。本次实验由于各试件的轴压比和环板宽度不同，在实验过程中总体破坏过程基本类似，只是出现上述 3 个特征点所对应的加载位移不同，而且最后破坏现象也不同。为了比较明确地叙述各自破坏的位置特点，用图 3 来说明，将节点的环板区域分为 3 个截面区域：与钢梁同宽度处的交接处截面 A-A，环板宽度过渡处截面 B-B，柱边缘对应的截面 C-C。

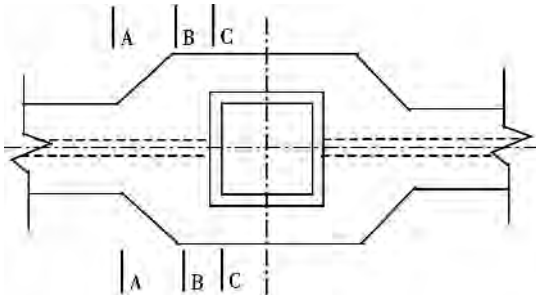


图 3 钢管混凝土节点破坏截面位置示意
Fig. 3 Failure section of CFST connections

依据环板尺寸不同，试件的破坏可分为 3 类：

(1) 全环板节点 sj-13 尽管实验时轴压比较大 ($n=0.6$)，破坏发生在环板过渡截面与钢梁交接处即 A-A 截面处，而且环板鼓曲严重的范围在环板尺寸过渡范围即 A-A 截面与 B-B 截面之间，而 B-B 截面与 C-C 截面之间的环板基本没有变形，A-A 截面至 C-C 截面范围内的腹板也没有明显变形，可见全环板节点承载力和刚度均较大，环板可以将节点的力传递到梁端，从而导致梁端 A-A 截面出现很大的鼓曲变形，最后在 A-A 截面处因强度不足使得梁翼缘和腹板出现断裂破坏，见图 4(a)。

(2) 试件 sj-21、sj-22-1、sj-22-2、sj-23-1、sj-23-2 系列，环板宽度为 sj-13 试件的 2/3，其构造完全相同，尽管实验时柱轴压比不同，但破坏模式和现象基本类似，只是轴压比较大时试件开始出现鼓曲变形所对应的位移减小。sj-21 对应于上述 3 个破坏特征时的加载位移分别是 3γ 、 7γ 、 10γ ；sj-22-1 (sj-22-2) 对应于上述 3 个破坏特征时的加载位移分别是 5γ 、 7γ 、 10γ ；sj-23-1 (sj-23-2) 对应于上述 3 个破坏特征时的加载位移分别是 2γ 、 3γ 、 8γ 。破坏时 A-A 截面至 B-B 截面范围内环板、腹板及 A-A 截面以外的钢梁翼缘及腹板都有较大范围内的鼓曲变形，在 A-A 截面与 B-B 截面之间形成了塑性铰区域，停止

加载时未出现明显的环板或钢梁断裂裂缝，说明此类节点的破坏发生在钢梁与环板交接处的过渡截面，属于钢梁破坏，最终破坏状态分别如图 4(b)、(c)、(d) 所示。

(3) 试件 sj-32、sj-33 环板宽度为 sj-13 试件的 1/3，其构造完全相同，破坏模式和现象也基本类似，轴压比较大时试件开始出现鼓曲变形所对应的位移减小。sj-32 对应于上述 3 个破坏特征时的加载位移分别是 3γ 、 5γ 、 10γ ；sj-33 对应于上述 3 个破坏特征时的加载位移分别是 3γ 、 5γ 、 9γ 。破坏时 A-A 截面至 C-C 截面范围内的环板均发生严重鼓曲变形，但此范围内的腹板并没有发生变形，主要原因是环板尺寸太小，不能将节点区域的力传递到腹板，最后是在 C-C 截面上与柱连接的环板出现断裂裂缝的环板破坏，断裂发生在焊缝边缘的环板上。实验停止加载时在 A-A 截面未出现明显的变形，说明此类节点的最终破坏是由于环板宽度太小造成的环板区域破坏，其具体破坏状态见图 4(e)、(f) 所示。

所有节点试件破坏均发生在钢梁或环板部位，钢管混凝土柱并没有发生破坏，其最终钢梁局部破坏状态照片汇总如图 4 所示。

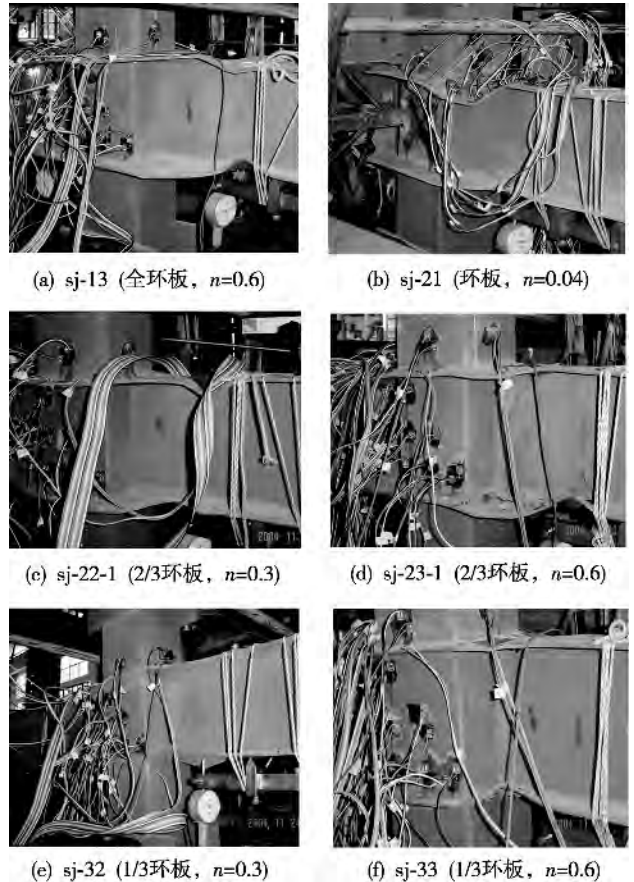


图 4 试件的破坏状态

3 实验结果与分析

3.1 水平荷载-水平位移 (P-Δ) 曲线

实测的水平荷载-水平位移 (P-Δ) 滞回曲线如图 5 所示, 其骨架曲线按照不同类别分别绘于图 6 中。其滞回曲线和骨架曲线具有如下特点。1) 滞回曲线形状均为饱满的梭形, 随着水平位移的加大, 滞回环越来越饱满, 所有构件都没有明显的捏缩现象。加载到极限荷载之后, 曲线有明显的强度退化, 但刚度退化不明显, 说明该类节点具有很好的抗震性能。2) 随着水平位移加大, 加载时刚度逐渐退化, 主要是随着变形的加大, 截面的弯矩-曲率增大, 导致钢管混凝土柱和钢梁的屈服范围逐渐增大, 刚度也随之退化。卸载刚度基本保持弹性, 与初始加载刚度大体相同。3) 相同环板尺寸的节点, 轴压比较小时, 加载进入弹塑性阶段后骨架曲线会经历比较长的接近水平的强化阶段, 直

到钢梁或环板屈曲严重, 才出现明显的下降段; 而轴压比较大的试件, 随着位移的加大会越来越早地出现下降段, 且轴压比越大荷载下降程度越大, 强化阶段不明显, 且曲线不对称性更加明显, 表现在其反向荷载高于正向荷载的差值加大, 说明随着轴压比的增加钢管混凝土节点的包辛格效应更加明显。4) 相同轴压比时不同环板宽度节点承载力不同, 随着环板尺寸的减小, 节点的水平极限承载力降低。全环板节点承载力最大, 但和 2/3 环板试件相差不多 (全环板节点水平承载力高于 2/3 环板节点约 17% (sj-23-1) 和 14% (sj-23-2), 高于 1/3 环板节点约 32.8%)。上述特征总体上反映了随着轴压比增大, 节点位移延性降低的趋势。

3.2 应变分析

图 7 所示为典型试件 sj-21 的水平荷载(P)-应变(ε)关系曲线, 其余试件与此类似。图 7(a)为梁端截面(环板外)翼缘纵向应变与荷载关系, 图 7(b)为加强

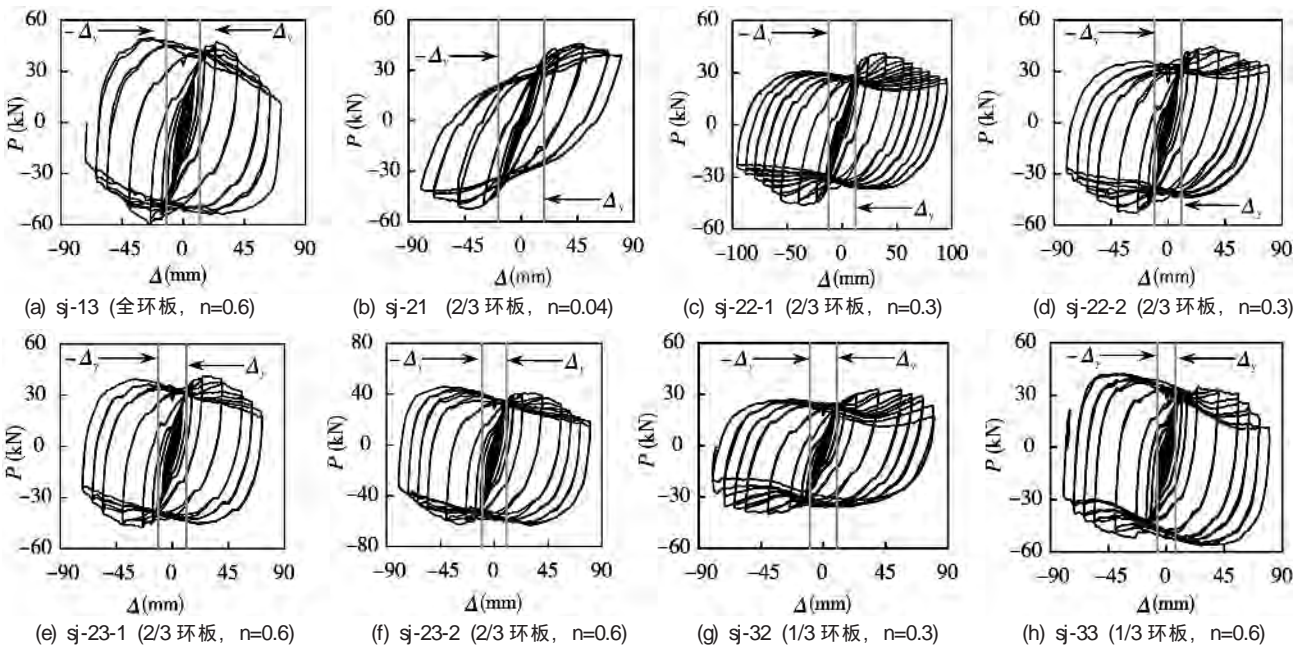


图 5 P-Δ 滞回曲线

Fig. 5 Lateral load (P) versus displacement (Δ) hysteretic curves

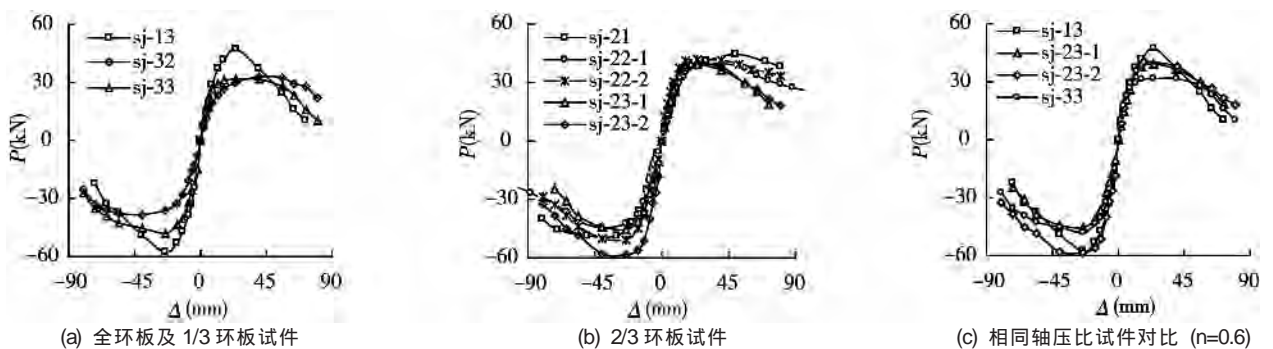


图 6 P-Δ 骨架曲线

Fig. 6 Lateral load (P) versus displacement (Δ) skeleton curves

环板根部与柱连接附近位置的纵向应变与荷载关系，图 7(c)为梁端截面靠近翼缘位置的腹板的纵向应变与荷载关系。3 个位置纵向应变在试件处于弹性阶段时均较小且保持为弹性；当试件屈服后均进入弹塑性阶段，但不同位置的塑性及应变发展趋势不同：梁端截面尺寸较小，应变发展较快，且最终应变数值较大；环板根部翼缘面积较大，最终应变数值要小于梁端翼

缘应变；梁端截面上腹板位置，因距离翼缘尚有 3 cm 的高度，此位置的应力较小，其塑性应变发展较为缓慢，且数值最小。图 7 中，当试件 sj-21 达到极限状态时，梁端翼缘纵向应变达到 8900 μ 左右，而环板根部纵向应变为 5000 μ 左右，梁端腹板纵向应变为 4800 μ 左右，反映了节点试件不同位置处的应变发展规律。

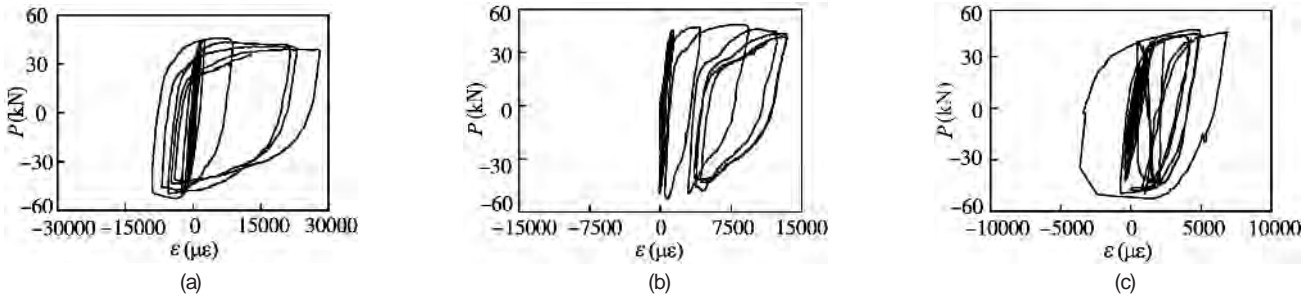


图 7 典型位置 P- 曲线 (sj-21)
Fig. 7 Lateral load (P) versus strain () curves of typical position

3.3 节点弯矩-转角关系

图 8 给出了不同环板尺寸的 3 类试件节点弯矩 (M)- 梁柱相对转角 (θ) 关系曲线。节点弯矩为实验施加于柱顶轴压力 N_0 和水平荷载 P 在节点核心区柱端所引起的弯矩，即 $M_j = P(H/2 - h/2) + N_0(u - u_m)$ ，其中 h 为钢梁高度， u 为柱顶的水平位移， u_m 为节点核心区水平位移。可见，在试件屈服前，3 类节点弯矩与梁柱相对转角曲线基本呈线性变化，而且转角基本不变；试件屈服以后，随着柱端位移的逐步增大，梁柱相对转角变化也很小，只有在钢梁屈曲的后期，其相对转角有一些发展，其主要原因是因为测试梁端转角的位置处 (图 3 中 A-A 截面轴线处) 的腹板发生了较大的鼓曲变形所致。

各试件的初始弹性刚度如表 2 所示，可见本文节点试件的初始弹性刚度均能满足 Hasan 等(1998)^[11] 对钢结构刚性节点的最小初始弹性刚度 (0.113×10^6 kN·m/rad) 要求。

随着环板宽度的减小，节点的初始弹性刚度减小；相同环板宽度的节点，随着轴压比的增大，节点

表 2 节点初始刚度

Table 2 Initial stiffness of connections

节点编号	正向初始刚度 (10 ⁶ kN·m/rad)	反向初始刚度 (10 ⁶ kN·m/rad)
sj-13	2.0010	1.0016
sj-21	0.2338	0.1833
sj-22	0.2894	0.2203
sj-23	0.3624	0.2653
sj-32	0.2138	0.3284
sj-33	0.2903	0.4335

刚度增大。从实验现象及图 8 来看，全环板和 2/3 环板节点均为梁端出现塑性铰破坏，因此即使在屈服以后也能满足节点梁柱节点夹角不变的要求。而 1/3 环板节点虽然其初始弹性刚度也满足刚性节点要求，但在屈服后期发生梁柱连接处环板断裂破坏，导致后期相对夹角变化较大。

3.4 抗震性能分析

1. 屈服及破坏荷载的确定

钢管混凝土柱- 钢梁节点的荷载- 位移曲线没有明显的屈服点，目前对该类结构屈服和破坏的确定尚无统一的准则。为便于分析比较，参考 JGJ101—96 《建筑抗震试验方法规程》^[12]，本文采用韩林海

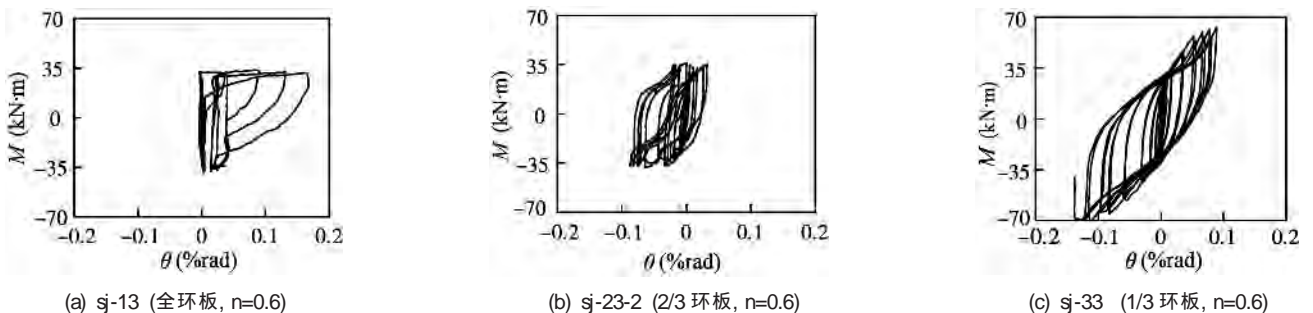


图 8 节点弯矩 (M)- 梁柱相对转角 (θ) 曲线

(2004)^[13]确定钢管混凝土柱屈服点的方法来确定钢管混凝土节点的屈服点和屈服荷载,对于图 9 中无明显屈服点的钢管混凝土节点的荷载-位移骨架曲线,以坐标原点 O 点作 P- 曲线的切线与峰值荷载点的水平线交点的位移定义为试件的屈服位移 y ,并由该点作垂线与 P- 曲线的交点确定屈服荷载 P_y 。定义 P- 曲线最高点对应的荷载和位移分别为极限荷载 P_{max} 和极限位移 u_{max} ,定义 $P_u=0.85 P_{max}$ 为试件破坏荷载,相应的位移为节点试件的破坏位移 u 。按照上述方法,由图 6 荷载-位移骨架曲线确定的节点试件的 P_y 、 y 、 P_{max} 、 u_{max} 和 P_u 、 u ,如表 3 所示。

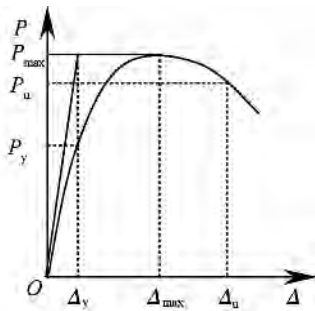


图 9 试件屈服点的确定

Fig. 9 Determination for yield point of specimens

表 3 P- 曲线上的特征点

Table 3 Typical points of P- curves

试件	屈服状态		极限状态		破坏状态	
	P_y (kN)	y (mm)	P_{max} (kN)	u_{max} (mm)	P_u (kN)	u (mm)
sj-13	39.04	12.33	47.15	24	40.08	36.95
sj-21	37.43	18.35	44.46	50	37.79	81.83
sj-22-1	28.69	12.4	39.72	40	33.76	66.91
sj-22-2	32.53	10.55	41.66	34.5	35.41	57.51
sj-23-1	30.59	11.38	39.14	30	33.27	43.41
sj-23-2	32.79	10.18	40.48	28.4	34.41	46.36
sj-32	21.12	9.88	32.95	40	28.0	71.3
sj-33	22.03	7.03	31.68	24	26.93	52.09

从表 3 可看出,当环板宽度减小时,节点的水平承载力总体上呈下降趋势;对于相同环板宽度的试件,随着轴压比的增大,节点的屈服位移 y 减小,说明其屈服状态提前,同时节点的极限位移 u_{max} 和破坏位移 u 数值也对应减小,从而总体上反映了其位移延性随轴压比增大而降低的趋势。

2. 延性和耗能指标

以柱顶水平破坏位移 u 与屈服位移 y 的比值定义为层间位移延性系数,即: $\mu = u / y$,而层间位移角定义为 $\theta = \arctan(u / H)$,其中 H 为框架柱高度;且以试件的破坏时位移角 θ_u 和屈服位移角 θ_y 比值来定义为层间位移角延性系数,即: $\mu = \theta_u / \theta_y$,则得到本文试件的位移延性系数 μ 和位移角延性系数 μ 汇总见表 4。

表 4 试件延性及耗能
Table 4 Ductility and energy dissipation

试件	θ_y (rad)	θ_u (rad)	μ	μ	耗能(kN·m)	h_e	E
sj-13	0.0117	0.0352	3.01	3.00	18.73	0.5002	3.1409
sj-21	0.0175	0.0779	4.45	4.46	32.25	0.3576	2.2454
sj-22-1	0.0118	0.0637	5.40	5.40	38.56	0.4680	2.9387
sj-22-2	0.0100	0.0548	5.48	5.45	41.37	0.4375	2.7475
sj-23-1	0.0108	0.0413	3.82	3.81	30.77	0.4390	2.7570
sj-23-2	0.0097	0.0442	4.56	4.55	29.08	0.4726	2.9680
sj-32	0.0094	0.0679	7.22	7.22	46.34	0.5008	3.1453
sj-33	0.0067	0.0496	7.40	7.41	30.7	0.5539	3.4780

采用 JGJ101—96《建筑抗震试验方法规程》中能量耗散系数 E 及等效黏滞阻尼系数 h_e 来评价试件的耗能能力,则试件达到破坏位移时的总耗能、滞回环的等效黏滞阻尼系数 h_e 和能量耗散系数 E 汇总于表 4。

由表 4 可见,对于同组试件,随着轴压比的增加,位移延性系数和转角延性系数降低,试件在达到破坏位移时的总耗能减小,反映了其能量耗散能力随轴压比增加而降低的总体趋势,但能量耗散系数 E 及等效黏滞阻尼系数 h_e 的变化趋势不是很明显,说明试件即使在较大轴压比下也具有良好的能量耗散能力。

图 10 给出了试件在屈服后、破坏前的各滞回环的等效黏滞阻尼系数 h_e 随柱顶位移加载逐级加大的变化情况,即 $h_e - y$ 曲线,从图中可初步得出如下规律: 1) 对于相同构造节点,随着轴压比增大,各位移加载级的 h_e 增大,但 $h_e - y$ 曲线变化趋势不同,即达到极限状态时相对位移变小,延性变小; 2) 不同环板宽度试件,随着环板尺寸减小各位移加载级的 h_e 也减小; 3) 对比不同环板尺寸的试件,全环板试件水平承载力最高,但耗能和延性最低,而 1/3 环板试件耗能和延性较高,尤其延性系数最高,其主要原因是所有试件的钢梁均完全相同而节点的极限承载力不同,试件分别发生了钢梁破坏或环板区域破坏的不同破坏模式,试件的耗能能力主要依靠钢梁,全环板试件由于环板尺寸大,因此将环板上的力传递到梁端而使得梁端截面最后发生断裂破坏,荷载下降很快,钢梁的耗能能力相对较低,延性系数相对较小;而 1/3 环板试件是环板拉裂破坏,梁端截面翼缘及腹板均没有明显变形,因此其钢梁耗能能力较高,其耗能指标反而高于全环板试件,尽管其转角延性系数和位移延性系数最大,但其屈服位移(转角)及极限位移、破坏位移(转角)绝对值都是最低的,其位移变形能力综合较低。

GB50011—2001《建筑抗震设计规范》规定:对于多高层钢结构弹性层间位移角限值 $[\theta_e]=1/300$ 0.0033,弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]=1/50=0.02$,本次试验的 8 个钢管混凝土节点试件的层间位移延性系数

$\mu = 3.00 \sim 7.41$, 弹性极限位移角 $\gamma_e = 2.03[\rho_e] \sim 5.30[\rho_e]$, 弹塑性极限位移角 $\gamma_u = 1.78[\rho_u] \sim 3.90[\rho_u]$, 等效黏滞阻尼系数 $\eta_e = 0.3576 \sim 0.5339$, 能量耗散系数 $E = 2.2454 \sim 3.4780$, 均满足抗震设计要求。上述节点试件按其滞回曲线分析得出的指标总体上均满足抗震设计要求。

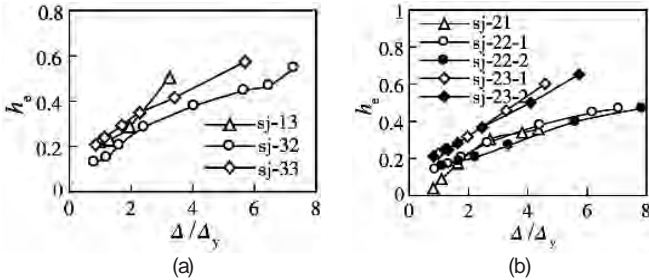


图 10 h_e / γ_y 变化曲线
Fig. 10 h_e / γ_y curves

3. 强度退化

结构的强度退化可用同级荷载强度退化系数 I_j (或称荷载降低系数, JGJ101—96^[12]) 来表示, 即等于同一级加载各次循环所得峰值荷载与该级第一次循环所得峰值荷载的比值, 图 11(a)、(b)为试件的同级荷载退化系数 I_j 随加载位移 (Δ / Δ_y) 的变化情况, 可见, 所有试件在屈服后直至钢梁屈曲前, 同级荷载退化很不明显, 有的甚至还略有提高; 只有钢梁完全屈曲并在加载位移很大的实验后期, 才出现同级荷载降低, 但降低幅度较小。

引入总体强度退化系数 I_j 来反映试件整体强度随加载位移增大的下降程度, 定义其为每一级加载位移循环中的峰值荷载 P_j 与试件极限荷载 P_{max} 之比, 即 $I_j = P_j / P_{max}$ 。图 11(c)、(d)为试件总体荷载退化系数 I_j 随加载位移 (Δ / Δ_y) 的变化情况, 并与试件破坏荷载 ($P_u = 0.85 P_{max}$) 对应的 0.85 和 -0.85 水平线进行了比较, 从图中可见, 试件在屈服后都有较长的水平段, 说明不会很快丧失承载能力, 即使达到破坏荷载后仍能继续承受荷载。试件的总体强度退化只有在位移加载级别 $\Delta / \Delta_y = 4$ 之后才比较明显, 但退化趋势仍比较平缓, 说明其屈服及破坏阶段延性较好。从图中还可看出各主要试验参数对荷载退化系数 I_j 的影响: 对于同组试件, 随着轴压比的增加, 在加载后期强度下降程度加快, 可见轴压比是影响节点试件强度退化程度的主要因素。

4. 刚度退化

节点的刚度退化可以用其同级变形下的环线刚度来反映。定义环线刚度为 (唐九如, 1989)^[14]:

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{\sum_{i=1}^n u_i}$$

其中 K_j 为环线刚度, 单位为 kN/m; P_i 为位移加载级别 $\Delta / \Delta_y = i$ 时, 第 i 次加载循环的峰值

点荷载值; u_i 为位移加载级别 $\Delta / \Delta_y = i$ 时, 第 i 次加载循环的峰值点变形值; n 为循环次数。

图 12 为试件环线刚度 K_j 随位移加载级别 (Δ / Δ_y) 变化的曲线。从图中环线刚度变化趋势可见: ① 轴压比对环线刚度曲线变化趋势影响较大, 对于相同环板尺寸试件, 随着轴压比的增加, 环线刚度数值变大, 但在屈服以后的加载后期曲线变陡, 环线刚度下降趋势加快, 例如当位移加载级别 $\Delta / \Delta_y = 6$ 时, sj-21 环线刚度退化范围为 1907~192 kN/m, sj-22-2 在 3944~1054 kN/m 范围退化, sj-23-2 在 4268~572 kN/m 范围退化; ② 环板宽度对环线刚度的影响不明显。

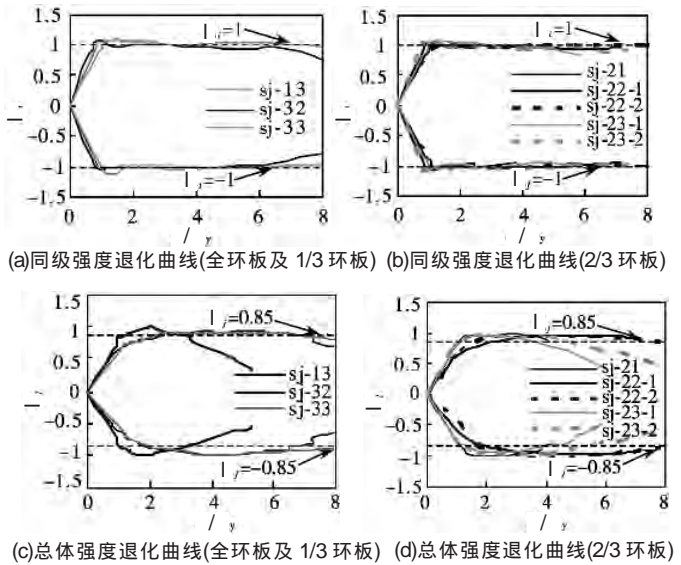


图 11 强度退化曲线

Fig.11 Strength deterioration curves

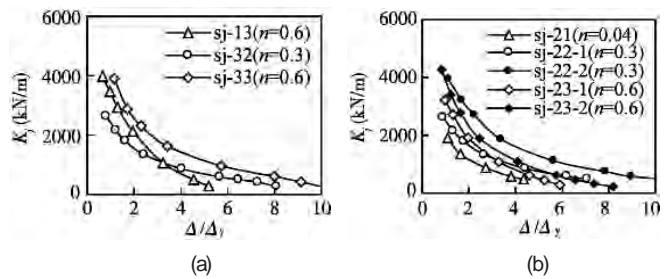


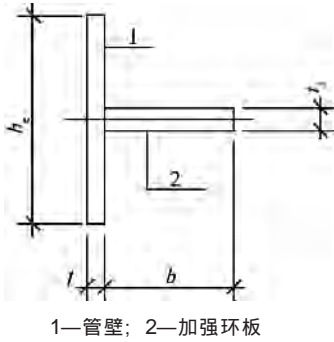
图 12 刚度退化曲线

Fig. 12 Stiffness degradation curves

4 环板宽度计算探讨

外加强环板式节点当环板传递钢梁拉力到钢管混凝土柱时, 部分钢管与环板共同工作, 使得环板的截面形成横 T 字形, 如图 13 所示。

规程 DBJ13—51—2003 引用了日本建筑学会规范 AIJ (1997)^[15] 计算方钢管混凝土加强环板节点的计算公式。AIJ (1997) 对外环板节点中钢管壁参加节点整体工作的有效宽度 b_e 的推导是基于弹性薄壳理论得到的。钟善桐 (1994)^[16] 基于弹性地基梁理论



1—管壁；2—加强环板

图 13 钢管混凝土柱肢管壁的有效宽度

Fig. 13 Effective width of steel tube in CFST columns

推导得到外加强环板节点的此有效宽度 b_e 如下:

$$b_e = 5.50 \sqrt[4]{r_c t^3} + t_1 \quad (1)$$

式中: r_c 为钢管内半径; t 为钢管壁厚; t_1 为环板厚度, 如图 13。

截面的含钢率 ρ_s 可变换表达如下:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2t}{r_c} \left(\frac{t}{r_c} \right)^2 \quad (2)$$

式中: A_s 及 A_c 分别为柱截面中钢管及混凝土的面积。

对于钢管混凝土柱截面, 式(2)中第二项可以忽略, 将式(2)带入式(1), 得到:

$$b_e = 5.50 \sqrt[4]{r_c t^3} + t_1 = 5.50 t \sqrt[4]{2/\rho_s} + t_1 \quad (3)$$

工程中常用的含钢率范围为 $\rho_s = 0.05 \sim 0.2$, 则:

$$b_e = (9.779 \sim 13.833)t + t_1 \quad (4)$$

则对于本文采用的环板构造方式的加强环板宽度可依据下式确定:

$$N = 2bt_1f_1 + 2b_e t f \quad (5)$$

式(5)中 N 为环板在梁方向所受拉力, f 及 f_1 分别为钢管和环板钢材的抗拉强度设计值, 其余参数同上。由于分别有两侧的环板和钢管有效截面参加了工作, 上式中右边都有系数 2, 且两部分相加即可。取其极限状态, 利用式(5)计算得到的本文实验试件环板宽度 $b = 37.37 \text{ mm}$ 。

式(5)计算结果与 DBJ13—51—2003 及 AIJ 1997 公式计算结果 $b = 60 \text{ mm}$ 进行比较, 可见本文采用规程环板宽度的 2/3 时满足上述公式, 因此将现有规程的环板宽度缩减到其 2/3 (即 $b = 40 \text{ mm}$) 是合理和可行的。

5 结 论

在本文实验参数范围内可初步得到以下结论:

(1) 不同环板宽度的方钢管混凝土柱-钢梁外加强环板节点的荷载-位移滞回曲线较为饱满, 没有明显的捏缩现象, 刚度和强度退化不明显。

(2) 本次实验试件的层间位移延性系数 $\mu = 3.00 \sim 7.41$ 。

弹性极限位移角 $\gamma_y = 2.03[\rho_s] \sim 5.30[\rho_s]$, 弹塑性极限位移角 $\gamma_u = 1.78[\rho_s] \sim 3.90[\rho_s]$, 等效黏滞阻尼系数 $h_e = 0.3576 \sim 0.5339$, 能量耗散系数 $E = 2.2454 \sim 3.4780$, 试件都具有良好的抗震性能。

(3) 轴压比和环板宽度是影响方钢管混凝土节点力学性能的主要因素。随着轴压比增大节点水平极限承载力下降, 屈服状态提前, 耗能能力和位移延性均降低。随着环板宽度减小节点水平极限承载力降低, 全环板节点高于 2/3 环板节点 17%, 高于 1/3 环板节点 32.8%, 破坏模式也发生了变化, 由钢梁破坏逐渐变为节点环板破坏。

(4) 当采用规程 DBJ13—51—2003 设计方钢管混凝土节点时, 采用其 2/3 宽度的外加强环板节点能满足结构抗震设计的承载力及刚度等要求。

致谢: 本文实验工作还得到福建永盛钢构工程安装有限公司和浙江精工钢结构有限公司的帮助。

参 考 文 献

- [1] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004
- [2] CECS154: 2004 矩形钢管混凝土结构技术规程 [S]
- [3] DBJ13—51—2003 钢管混凝土结构技术规程 [S]
- [4] Fujimoto T, Inai E, Kai M, et al. Behavior of beam-to-column connection of CFT column system [C] // The 12th WCEE, 2000, No.2197
- [5] Nishiyama I, Fujimoto T, Fukumoto T, et al. Inelastic force-deformation response of joint shear panels in beam-column moment connections to concrete-filled tubes [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130 (2): 244-252
- [6] Shim J S, Han D J, Kim K S. An Experimental study on the structural behaviors of H-shaped steel beam-to-concrete filled steel square tubular column connections [Q] // Building for the 21st Century, Griffith University Gold Coast Campus, Australia, 1995: 41-48
- [7] 吕西林, 李学平, 余勇. 方钢管混凝土柱与钢梁连接的设计方法 [J]. 同济大学学报, 2002, 30 (1): 1-5
- [8] 周天华, 何保康, 陈国津, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁框架节点的抗震性能试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2004, 25 (1): 9-16
- [9] 霍静思. 火灾作用后钢管混凝土柱-钢梁节点力学性能研究 [D]. 福州: 福州大学, 2005
- [10] ATC-24. Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures [S]. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1992
- [11] Hasan R, Kishi N, Chen W F. A new nonlinear connection classification system [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1998, 47 (8): 119-140.

(2) 大部分控制截面的内力都由于力平衡关系而相互约束, 中跨梁的端部剪力在升温过程中始终保持不变, 这些都进一步表明了本文所编制的框架结构高温反应分析程序的正确性。

(3) 升温过程中框架柱的轴向压力基本保持不变; 框架梁的轴向压力和梁端弯矩变化剧烈, 成为影响框架结构其他控制截面内力变化的主要因素之一。

(4) 当柱轴压比不变时, 随着梁柱线刚度比增大, 梁的轴向压力增大; 梁柱线刚度比不变时, 梁的轴向压力随着柱轴压比的增大而增大; 升温过程中, 由于约束差异, 中跨梁的轴向压力始终比边跨梁的轴向压力要大。

(5) 边跨梁和中跨梁的梁端弯矩的变化规律在升温过程中类似, 其在原来初弯矩的基础上先增大后减小的变化规律主要是由于梁端截面上的附加压应力分布的变化所导致的。

(6) 本程序采用的结构分析模型是平面杆系有限元模型, 由于此局限性, 暂未考虑楼板和墙体的温度场及应力场对框架结构内力重分布的影响, 对此尚有待进一步深入研究。

参 考 文 献

[1] 朱伯龙, 胡克旭. 钢筋混凝土框架在高温下作用的内力重

分布研究 J. 同济大学学报, 1991, 19 (12): 57-66

[2] 陆洲导, 朱伯龙, 姚亚雄. 钢筋混凝土框架火灾反应分析 [J]. 土木工程学报, 1995, 28 (6): 18-27

[3] 时旭东, 过镇海. 高温下钢筋混凝土框架的受力性能试验研究 J. 土木工程学报, 2000, 33 (1): 36-45

[4] 陆洲导, 李刚, 许立新. 无黏结预应力混凝土框架火灾下结构反应分析 J. 土木工程学报, 2003, 36 (10): 30-35

[5] 姚亚雄, 朱伯龙. 钢筋混凝土框架结构抗火试验研究 [J]. 同济大学学报, 1996, 24 (6): 619-624

[6] 姚亚雄, 朱伯龙. 钢筋混凝土框架结构火灾反应分析 [J]. 同济大学学报, 1997, 25 (3): 255-261

[7] 过镇海, 时旭东. 钢筋混凝土的高温性能及其计算 M. 北京: 清华大学出版社, 2002

[8] 胡海涛, 董毓利. 高温时高强混凝土瞬态热应变的试验研究 J. 建筑结构学报, 2002, 23 (4): 32-47

[9] Scib éK, Duprat F, Pinglot M, et al. Fire safety of reinforced concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2000, 97 (4) : 642-647

[10] Lie T T, Irwin R J. Method to calculate the fire resistance of reinforced concrete columns with rectangular cross section [J]. ACI structural Journal, 1993, 90 (1) : 52-60

[11] Lie T T, Celikkol B. Method to calculate the fire resistance of circular reinforced concrete columns [J]. ACI Materials Journal, 1991, 88 (1) : 84-91

(上接第 25 页)

[12] JGJ101—96 建筑抗震试验方法规程 S

[13] 韩林海. 钢管混凝土结构——理论与实践 M. 北京: 科学出版社, 2004

[14] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震 M. 第 1 版. 南京: 东

南大学出版社, 1989

[15] AIJ. Recommendations for design and construction of concrete filled steel tubular structures (AIJ 1997) S

[16] 钟善桐. 钢管混凝土结构 M. 修订版. 哈尔滨: 黑龙江科学技术出版社, 1994

(上接第 42 页)

[4] (美) 罗森诺 W M. 传热学应用手册 (下册) [M]. 北京: 科学出版社, 1992: 544-557

[5] Ito N, Kimura K, Oka J. A Field Experiment Study on the Convective Heat Transfer Coefficient on the Exterior Surface of a Building [J] ASHRAE Transactions, 1972, 78 (2) : 184-191

[6] (德) 凯尔别克. 太阳辐射对桥梁结构的影响 M. 北京:

中国铁道出版社, 1981: 29-35

[7] Saetta A, Scotta R, Vitaliani R. Stress Analysis of Concrete Structures Subjected to Variable Thermal Load [J]. Journal of Structural Engineering, 1995, 121 (3): 446-457

[8] 施明恒, 薛宗荣. 热工实验的原理和技术 M. 南京: 东南大学出版社, 1992: 169-180

[9] 张奕, 郭恩震. 传热学 [M]. 南京: 东南大学出版社, 2004: 86-147