

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202003036



往复水平荷载下不同梁截面 RCS 空间组合件变形性能分析

史亚娟, 李升才

(华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021)

摘要: 为研究六边形孔钢梁-复合焊接闭合箍筋约束砼柱空间组合件的变形性能,对 9 个梁柱平面及空间组合件的 1/2 比例模型施加低周往复荷载.通过测量各位移幅值下测点的变形,分析各测点变形的发展规律及所占总变形的比例,明确结构相对应的破坏类型,为土建工程实际施工设计提供理论的变形容许值.试验结果表明:位移角为 1/250,1/65,1/45,1/20 rad 分别与组合件整体完好、轻度破坏、中度破坏、重度破坏 4 种类型相对应,其值可作为不同性能要求的建议变形容许值,组合件梁端弯曲变形导致的层间水平位移占层间总位移的百分比最高.

关键词: 梁柱组合件; 变形性能; 梁铰破坏; 层间水平位移

中图分类号: TU 398 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2021)01-0038-10

Analysis of Deformation Performance for RCS Spatial Subassemblage With Variable Beam Sections Under Reciprocating Horizontal Loads

SHI Yajuan, LI Shengcai

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China)

Abstract: In order to study the deformation performance of the spatial subassemblage consisting of the hexagonal hole steel beam and concrete column constrained by composite welded closed stirrups, the experiments of nine 1/2-scale beam-column plane and spatial subassemblages under low frequency cyclic loading were carried out. According to measuring and analyzing the deformation of each gauging point, including deformation development pattern and the ratio of the deformation of the measuring point to the total deformation at different drifts, the type of damage to the structure is clarified and the theoretical allowable deformation applicable to the actual construction design of the project are suggested. The experiment results show that four degrees of subassemblage damage includes overall integrity, mild damage, moderate damage, and severe damage, corresponding to the drift angles of 1/250, 1/65, 1/45, and 1/20 rad, respectively. The displacement values under different degrees of damage can be recommended as allowable deformation for different performance requirements. The percentage of subassemblage beam end bending displacement in the total storey displacement is the highest.

Keywords: beam-column subassemblage; deformation performance; beam hinge failure; inter story horizontal displacement

收稿日期: 2020-03-29

通信作者: 李升才(1960-),男,教授,博士,博士生导师,主要从事结构抗震的研究. E-mail:lsc50605@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51578253);福建省泉州市科技计划项目(2018C083R);福建省科技计划引导性项目(2020Y0087);华侨大学研究生科研创新基金资助项目(18013086027)

近年来,由于土建行业的发展,钢-混组合结构受到广泛关注^[1-2]. 与现浇混凝土相比,砼柱-钢梁组合框架结构质量轻、承载力高、变形能力优良、造价低、施工进度快,能充分利用钢材和砼两种材料的优势. 目前,该组合结构已应用于中高层建筑,学者对钢-混组合结构性能的研究已有很多,但还缺乏对其变形性能的整体分析.

在国外,Park 等^[3]通过砼填充 U 型钢梁以提高其抗弯承载力和抗变形能力,对两个足尺试件进行水平循环荷载加载,试验变化参数为 U 型钢梁截面尺寸,结果表明组合试件具有良好的承载力和抗变形能力. Alizadeh 等^[4]对两个试件进行拟静力试验和有限元模拟的分析,结果表明试件的力学及变形性能取决于连接构造、模型网格划分处理、抗剪键个数及其有效性. 在国内,王静峰等^[5-6]通过单边高强螺栓连接的钢管混凝土柱-钢梁组合框架结构进行低周往复加载,结果表明此连接方式性能可靠,具有半刚性特征,耗能能力和延性均良好. 李贤等^[7]采用端板螺栓连接的狗骨式钢筋混凝土柱钢梁(RCS)组合件进行水平循环荷载加载,结果表明端板与钢梁的焊接质量严重影响组合件的整体承载力和抗变形能力,但利于形成梁铰破坏机制. 余琼等^[8]基于剪切机理,考虑螺栓预紧力对 RCS 组合件连接区承载力公式的影响,进行不同参数下多组有限元模拟,得出合理的抗剪公式.

对于 RCS 组合结构的研究,美国和日本已比较成熟,且制定了相关的 RCS 建筑抗震设计指南,然而,国内还需要进一步研究以完成相关规范,进而对实际工程进行指导. 因此,本文研究不同钢梁截面尺寸^[9]对组合件(带楼板的为空间结构,不带楼板的为平面结构)变形性能的影响程度,得出不同破坏形态下的变形容许值,分析各种变形对层间总位移的贡献.

1 试验方案

1.1 试件设计

依据 JGJ/T 101—2015《建筑抗震试验规程》^[10]的相关规定和已有的加载装置,选取中间层中节点的梁柱组合件为研究对象,钢梁反弯点间长度为 2 500 mm,砼柱反弯点间长度为 1 800 mm,两侧钢梁远离钢板箍的一端预留径长为 50 mm 的小洞,柱顶端提前设置 4 个相同的径长为 30 mm 的小洞,且洞内放置 PVC 管后再浇筑,便于作为试验加载点. 蜂窝钢梁、梁端板、核心区域钢板箍、楼板所用钢板等用钢构件均采用 Q345 级钢,焊接所用的焊条为 E50 型,柱钢板箍厚度为 8 mm 且与柱外边缘齐平,组合件连接用 10.9 级 M22 型高强螺栓,楼板的压型钢板采用 YXB65-185-555 型镀 1 mm 锌的板材,沿柱截面长边方向端板 1 厚度为 35 mm,沿柱截面短边方向端板 2 厚度为 20 mm,将压型钢板通过抗剪栓钉焊在钢梁上,并将钢梁焊于梁端板.

砼柱钢筋(包括纵筋和箍筋)皆为 HRB400 级热轧钢筋,浇筑 C60 柱和 C30 板为直接购买的商品砼. 试件的主要设计参数,如表 1 所示. 表 1 中:试件 RCS1~RCS6 为梁柱空间组合试件;试件 RCS7~RCS9 为梁柱平面组合试件;试件 RCS6 所用钢梁为实腹式,其余试件所用钢梁均为蜂窝式,蜂窝孔为正六边形; ρ_v 为体积配箍率,%; $b_e \times h_e$ 表示外包尺寸,mm \times mm; H, t_s 分别为钢板的高度、厚度,mm; $h_b \times b_s \times t_w \times t_b$ 为钢梁截面尺寸,mm \times mm \times mm \times mm.

表 1 试件的主要设计参数
Tab. 1 Main design parameters of specimens

试件	柱纵筋尺寸	柱箍筋尺寸(ρ_v)	轴压比 (设计值/试验值)	核心区钢板箍		钢梁截面尺寸 $h_b \times b_s \times t_w \times t_b$
				$b_e \times h_e$	H/t_s	
RCS1,RCS7	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	180 \times 140 \times 8 \times 10
RCS2	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	170 \times 140 \times 8 \times 10
RCS3,RCS8	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	190 \times 140 \times 8 \times 8
RCS4	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	180 \times 140 \times 8 \times 8
RCS5,RCS9	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	170 \times 140 \times 8 \times 8
RCS6	6 Φ 25+2 Φ 12	Φ 10@80(1.07%)	0.30/0.18	250 \times 300	400/8	170 \times 140 \times 8 \times 8

砼柱配筋、组合件尺寸,如图 1 所示. 端板高强螺栓布置,如图 2 所示. 试件制作时进行混凝土标准试块(150 mm \times 150 mm \times 150 mm)抗压强度试验,其实测值和平均值,如表 2 所示. 表 2 中: $f_{cu,ki}$ 为试件

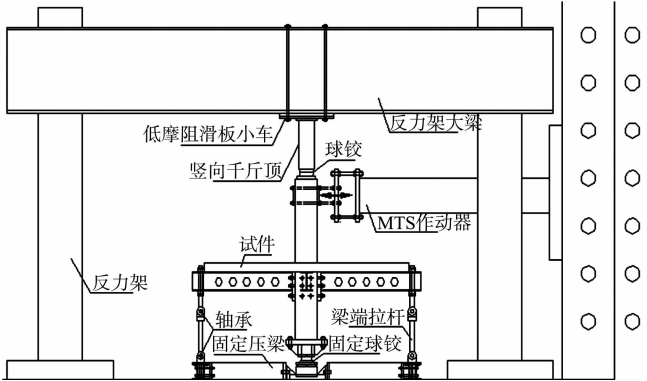


图 3 试验选用的竖向及水平加载设备

Fig. 3 Vertical and horizontal loading equipment in test

1.3 加载制度

考虑试验需要和试验室设备条件,选择低周往复水平加载,并采用位移控制.为更好地研究梁柱组合件的变形性能,确定其破坏形态,采用先变幅、后等幅相结合的加载制度.即开始加载时,每级位移幅值加载 1 次(变幅加载),持续至蜂窝钢梁屈服并开始产生弹塑性变形,而后每级位移幅值加载 3 次(等幅加载);当荷载减小为最大荷载的 85%时,停止加载,试件视为破坏.加载制度,如表 4 所示.表 4 中: θ 为位移角; Δ_e 为位移幅值; n 为加载次数.位移角是相对试件柱高度而定的,位移幅值是上柱和下柱反弯点之间的水平距离.

表 4 加载制度

Tab. 4 Loading system

θ/rad	1/800	1/500	1/250	1/200	1/150	1/100	1/75	1/60	1/50	1/40	1/30	1/20
Δ_e/mm	2.25	3.6	7.2	9	12	18	24	30	36	45	60	90
n	1	1	1	1	1	1	1	1	3	3	3	3

1.4 位移及应变测量

在整个试验加载过程中,利用 MTS-GT 和 IMP 装置对各测点的应变片、应变花、导杆式引伸仪及位移计计数等试验数据进行收集记录,且全部试验数据都是同步收录的,主要量测内容如下.

- 1) 在柱顶端加载合力点处安装 MTS 型位移计以准确测量其侧向位移;同时,在柱底球铰处安装 YHD-50 型电子位移计以准确测量柱底发生的的整体滑移.
- 2) 在钢梁靠近钢板箍的一端、楼板上 方柱端及组合试件梁柱连接区域对应测点布置引伸仪,用来准确测量相应位置的弯曲及剪切变形.引伸仪安装位置,如图 4 所示.图 4 中:1~4 号测量钢梁端部的弯曲变形;5~6 号测量柱端的弯曲变形;7~8 号测量连接件之间的相对变形;9~10 号在钢梁端部交叉布置,用来测量剪切变形;11~12 号在梁柱连接区交叉布置,用来测量剪切变形.

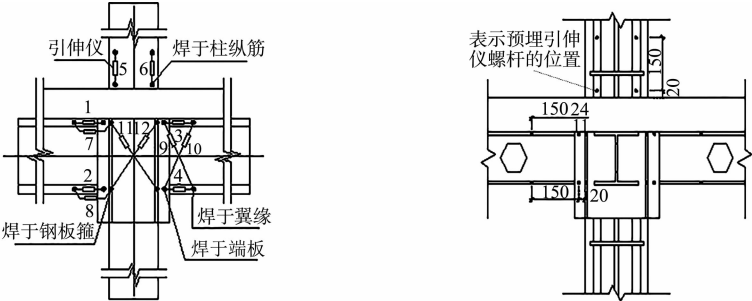


图 4 引伸仪安装位置(单位:mm)

Fig. 4 Location of extensometer (unit: mm)

- 3) 选用 BX120-5AA 型电阻应变片测量应变变化情况;选用 BX120-5CA 型三向电阻应变花测量主应力、主应变大小及其方向.各应变测点的布置,如图 5 所示.其中,应变片 Z1~Z12(规格为 3 mm×5 mm)布置在打磨光滑的柱纵向钢筋上,以测量塑性铰范围内的应变情况(图 5(a));应变片 G1~G8(规

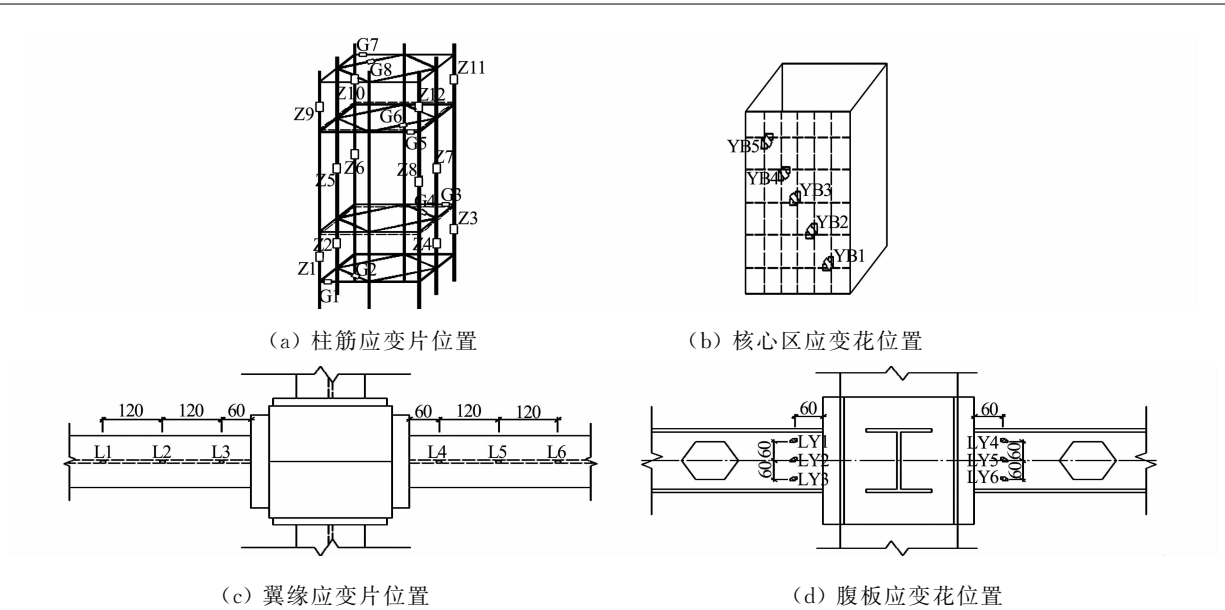


图 5 各应变测点的布置(单位:mm)

Fig. 5 Arrangement of strain measuring points (unit: mm)

格为 2 mm×3 mm)布置在打磨光滑的柱箍筋上,以测量塑性铰范围内的向外扩张变形及剪切变形情况(图 5(a));应变花 YB1~YB5(规格为 3 mm×5 mm)布置在沿对角线方向的钢板箍内侧,以测量其横向应变情况(图 5(b));应变片 L1~L6(规格为 3 mm×5 mm)用于测量塑性铰范围内翼缘的应变情况(图 5(c));应变花 LY1~LY6(规格为 3 mm×5 mm)布置在蜂窝钢梁靠近钢板箍一侧的腹板上,以测量塑性铰范围内的主应力、主应变及其方向的变化情况(图 5(d)).应变花(规格为 3 mm×5 mm)测量 0°,45°,90°方向的应变量 $\epsilon_0, \epsilon_{45}, \epsilon_{90}$,其测点的主应变和方向表达式^[12]为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{\max, \min} &= \frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{2} \pm \sqrt{\frac{(\epsilon_0 - \epsilon_{45})^2 + (\epsilon_{45} - \epsilon_{90})^2}{2}}, \\ \tan 2\alpha &= \frac{2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90}}{\epsilon_0 - \epsilon_{90}}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

2 变形性能分析

2.1 试验现象及结果

试件的最终破坏状态,如图 6 所示.

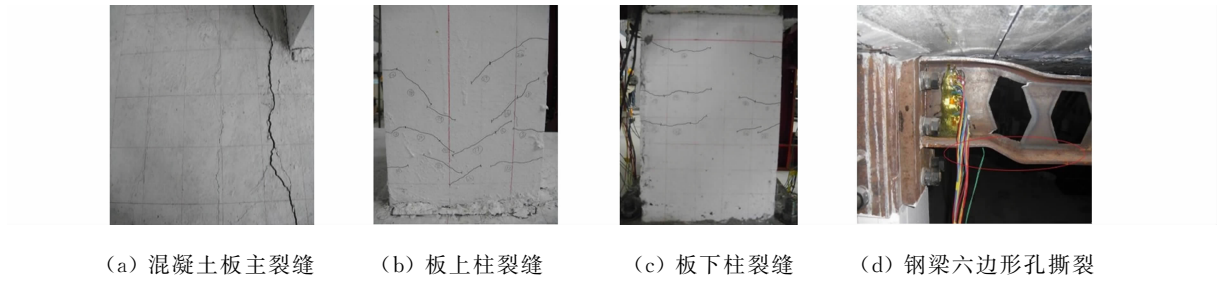


图 6 试件的最终破坏状态

Fig. 6 Ultimate failure state of specimens

当加载位移角为 1/250 rad 时,试件 RCS1~RCS7 混凝土楼面板首先出现裂缝,开裂荷载分别为 60.49,60.20,61.22,55.94,50.43,51.99,36.93 kN;当位移角为 1/75~1/60 rad 时,楼面板砼裂缝条数不再增加,钢梁翼缘应变(ϵ)均达到 2.0×10^3 以上,翼缘开始屈服,屈服荷载分别为 152.22,151.73,149.57,141.98,132.63,130.34,105.90 kN;当加载位移角为 1/50~1/40 rad 时,混凝土柱仅出现少量裂缝,试件 RCS1~RCS4,RCS6,RCS8,RCS9 达到其承载力的最大值,对应的峰值荷载分别为 180.58,189.76,169.60,153.74,155.51,135.12,117.32 kN. 位移角增大至 1/20 rad 时,所有试件节点附近塑

性铰基本形成, 钢梁严重弯曲变形, 有的试件甚至出现六边形孔撕裂, 荷载下降至最大荷载的 85%, 停止加载。

2.2 梁端弯矩-梁端弯曲曲率关系

因为组合试件蜂窝钢梁梁端和柱脚分别采用链杆铰支座及球铰支座连接, 所以, 它们的弯矩皆为零, 在柱顶作用竖向轴力 N_c 及加载点作用反复水平力 V_c , 组合试件受力及变形示意图, 如图 7 所示。

梁端剪力 V_b 和弯矩 M_b 的表达式为

$$V_b = \frac{V_c H_c + N_c \Delta}{L_b}, \tag{2}$$

$$M_b = \frac{V_b (L_b - h_c - 2t)}{2}. \tag{3}$$

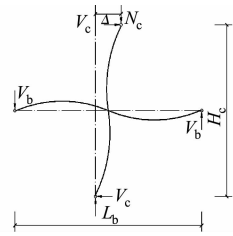


图 7 试件受力计算简图
Fig. 7 Schematic diagram of force calculation of specimen

式(2), (3)中: V_c 为 MTS 作动器作用在砼柱顶端的水平向荷载(层间剪力); H_c 为砼柱的反弯点间距, $H_c = 1\,800\text{ mm}$; N_c 为柱顶端作用的轴向力, $N_c = 541\text{ kN}$; Δ 为砼柱顶端侧移(层间水平位移); L_b 为钢梁的反弯点间距, $L_b = 2\,500\text{ mm}$; h_c 为柱截面沿加载方向的高度, $h_c = 250\text{ mm}$; t 为端板沿加载方向的厚度, $t = 35\text{ mm}$ 。

布置 1~4 号引伸仪用以测量翼缘的相对伸缩量, 可深入研究梁端塑性铰区弯曲变形的情况, 一般用截面平均弯曲曲率 ψ_1 表示。截面平均弯曲曲率指在单位长度范围内两个截面的相对平均转角, 即

$$\psi_1 = \frac{\Delta S_1 + \Delta S_2}{a \cdot h}. \tag{4}$$

式(4)中: $\Delta S_1, \Delta S_2$ 为同一测量区段内两个导杆式引伸仪的改变量; h 为同一测量区段内两个导杆式引伸仪的间距; a 为导杆式引伸仪的安装长度, $a = 150\text{ mm}$ 。

将相关测量结果代入式(3), (4), 可得出梁端弯矩和平均弯曲曲率, 绘制组合件 RCS1~RCS9 的梁端弯矩(M_b)-梁端平均弯曲曲率(ψ_1)关系曲线, 如图 8 所示。

由图 8 可知: 在蜂窝钢梁上、下翼缘应变到达屈服之前, 其变形以线弹性弯曲变形为主, 各组合试件的 M_b - ψ_1 关系曲线高度重合且皆呈线性上升, 弯曲平均曲率非常小; 在组合件进入弹塑性弯曲变形状态之后, 蜂窝钢梁的线性弯曲刚度逐渐退化, 随着位移加载的进行, 梁端塑性铰开始形成, 弹性弯曲变形减弱, 塑性弯曲变形增强, 其弯曲平均曲率快速增大。其中, 试件 RCS9 最先进入塑性变形阶段, 试件 RCS1 承载力最高; 最后进入塑性变形阶段, 此现象是由于试件 RCS1 为空间组合件, 楼板能够约束钢梁的变形, 在一定程度上抑制塑性铰的形成, 且钢梁的高度和翼缘厚度均大于试件 RCS9。即试件 RCS1 刚度较大, 抗变形能力强, 各试件梁端最大平均曲率大约为 $0.100\,8\text{ rad} \cdot \text{m}^{-1}$ 。

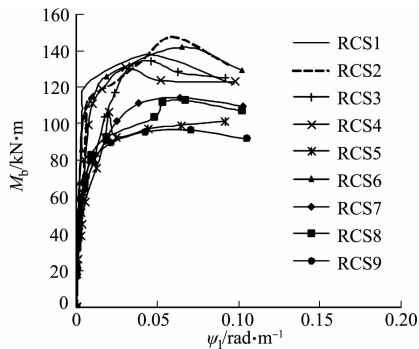


图 8 组合件的梁端弯矩-梁端平均弯曲曲率关系曲线

Fig. 8 Curve of composite beam end bending moment-mean bending curvature

2.3 梁端剪力-梁端剪切变形关系

组合件的剪切变形示意图, 如图 9 所示。图 9 中: $\delta_1 + \delta_3, \delta_2 + \delta_4$ 为两个导杆式引伸仪对角线上的伸缩量; γ_1, γ_2 为剪切变形角; h_j, b_j 为两个交叉布置的导杆式引伸仪形成的矩形变形区的高度及宽度。

在一侧钢梁连接钢板箍的一端交叉布置 9, 10 号引伸仪, 用以测量塑性铰区对角方向的相对伸缩量。假定矩形变形区发生剪切变形后为平行四边形, 且 4 个角点沿矩形原对角线伸长或缩短, 对角线不转动^[13]。由几何关系可求得相应的剪切角^[14]为

$$\gamma_1 = \frac{h_j (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4)}{2b_j \sqrt{h_j^2 + b_j^2}}, \tag{5}$$

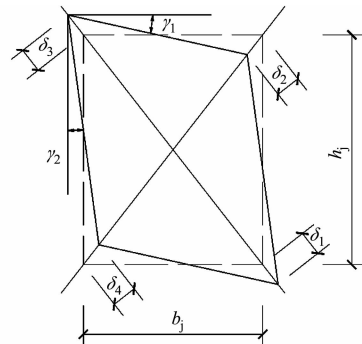


图 9 组合件的剪切变形示意图

Fig. 9 Schematic diagram of shear deformation of subassembly

$$\gamma_2 = \frac{b_j(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4)}{2h_j\sqrt{h_j^2 + b_j^2}} \tag{6}$$

总剪切变形角 γ 为

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 = \frac{\sqrt{h_j^2 + b_j^2}(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4)}{2h_jb_j} \tag{7}$$

组合件 RCS1~RCS9 的梁端剪力-剪切角关系曲线,如图 10 所示. 由图 10 可知:在开始加载时,由于试件满足“强剪弱弯”的设计原则,钢梁的抗剪承载力远超过其抗弯承载力. 此时,其主要变形为蜂窝钢梁上、下翼缘的线弹性弯曲变形,钢梁端部剪力与剪切变形的关系大致呈线性,且变形非常小. 随着位移幅值的增大,钢梁端部剪切角有所增大,当组合试件的水平荷载达到最大值时,梁端塑性铰已经形成,严重削弱了梁截面抗变形能力,弹性弯曲变形减弱,梁端剪切变形剧增. 试件 RCS6 剪切变形线性发展最充分,这是由于试件 RCS6 钢梁为实腹式,而其他试件的蜂窝钢梁腹板六边形孔角处发生撕裂所致^[15];而在 $V_b-\gamma$ 关系曲线图中则表现为斜率突然减小,甚至为负值,各试件最大剪切变形角不大于 0.008 0 rad,对层间总位移有一定程度的影响.

2.4 层间剪力-柱端平均弯曲曲率关系

5,6 号引伸仪布置在距楼板 20 mm 左右的柱端以测量砼柱的伸缩量,可深入探讨柱端弯曲变形的发展进度. 绘制组合件 RCS1~RCS9 的层间剪力(V_c)-柱端平均弯曲曲率(ψ_2)关系曲线,如图 11 所示.

由图 11 可知:在开始加载时,砼柱属于线弹性阶段, $V_c-\psi_2$ 的关系曲线大致呈线性,曲线的斜率较大,其平均曲率非常小;随着试验位移幅值的逐渐增加,水平剪力亦增大,使蜂窝钢梁屈服之后,楼板缝隙宽度发展加快,削减了砼楼板对蜂窝钢梁的变形约束作用. 又因为蜂窝钢梁端部塑性较大致形成,进而对砼柱弯曲变形的约束作用亦降低,组合件的抗变形能力减弱,柱端弯曲变形的发展加快,其弯曲曲率相对快速地增长. 但柱身直至组合试件破坏都基本完好,一直属于线弹性变形状态,柱表面仅存在几条轻微裂缝,仍可继续正常使用,组合试件最终以钢梁破坏为标志. 其中,试件 RCS1 柱端弯曲变形发展最不充分,试件 RCS7 柱端弯曲变形发展最充分,各试件的柱端平均弯曲曲率整体不大,最大仅为 0.029 0 rad · m⁻¹,但对层间总位移仍有一定程度的影响.

2.5 层间剪力-连接区剪切角关系

11,12 号引伸仪交叉安装在钢板箍内侧以测量梁柱连接区域对角方向的相对伸缩量,剪切变形假定同节 2.3,可深入研究其剪切变形的发展情况. 绘制组合件 RCS1~RCS9 的层间剪力-连接区剪切角(γ')关系曲线,如图 12 所示.

由图 12 可知:各组合件的最终破坏皆属于梁铰破坏类型,钢板箍剪切变形不显著. 在开始加载时,位移幅值下的剪力较小,对应的钢板箍剪切变形亦非常小,这是因为楼板和蜂窝钢梁在很大程度上能够约束连接区的变形. 随后,试验位移幅值增加,蜂窝钢梁应变慢慢达到屈服应变,塑性铰逐渐形成,连接区剪切变形开始相对显著增长,但各试件连接区剪切角最大值仍小于 0.002 5 rad,所占层间总位移角的

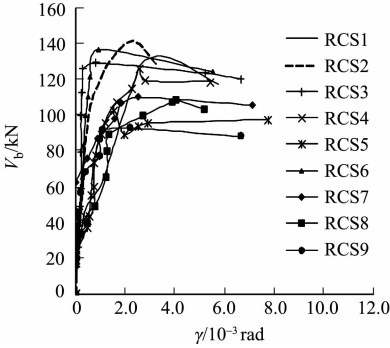


图 10 组合件的梁端剪力-剪切角关系曲线
Fig. 10 Curve of subassembly beam end shear force-shear angle

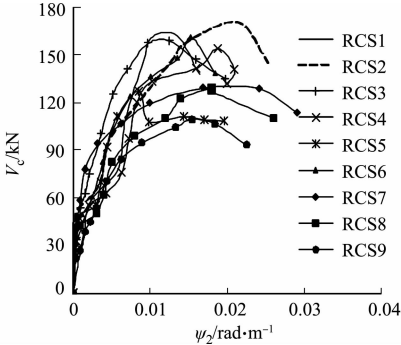


图 11 组合件的层间剪力-柱端平均弯曲曲率关系曲线
Fig. 11 Curve of interlayer shear force of subassembly-average bending curvature of column end

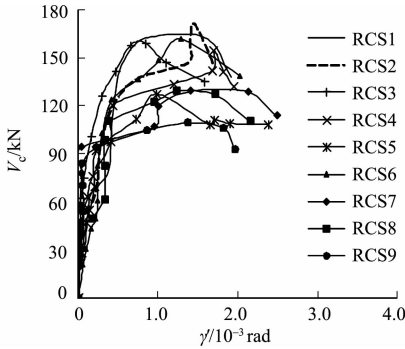


图 12 组合件的层间剪力-连接区剪切角关系曲线
Fig. 12 Curve of interlayer shear force-shear angle of connection zone of subassembly

比例非常小,这是由于节点区域设置的钢板箍使砼三向受压^[16]且阻碍其剪切变形的发展.因此,此类 RCS 组合试件的连接方式表现出可靠的连接区抗剪切变形能力,符合“强节点弱构件”的设计原则.

2.6 梁端弯矩-连接变形关系

7,8 号导杆式引伸仪布置在钢梁靠近钢板箍的一端,用来测量钢梁与砼柱之间的相对变形值,可深入研究钢梁与砼柱间采用端板及高强螺杆连接形式的连接性能.绘制组合件 RCS7~RCS9 的钢梁端部弯矩-连接变形转角(θ_r)关系曲线,如图 13 所示.由于砼楼板约束梁柱连接构件的变形,试件 RCS1~RCS6 梁柱间的连接具有更高的可靠性,故探讨平面组合试件 RCS7~RCS9 的连接性能有很强的代表性.连接变形转角表达式为

$$\theta_r = \frac{\delta_r}{h_b - t_b}. \tag{8}$$

式(8)中: h_b 为钢梁截面高度; t_b 为钢梁翼缘厚度; δ_r 为钢梁与钢板箍接触面中心线处的相对线位移.

组合试件采用高强螺栓及端板相连,连接构件的变形主要是钢梁端部的弯矩产生.由图 13 可知:开始加载时,连接构件具有较强的抗变形能力,由于预先对螺栓施加预紧力,端板与钢板箍外表面存在相互的挤压力,又因为蜂窝钢梁翼缘传递而来的拉力较小,连接构件可有效地传递梁端弯矩,故其变形非常小;随着试验位移幅值增加,钢梁端部的弯矩显著增大,端板与钢板箍外表面间的预紧力开始小于翼缘传递而来的拉力,螺杆与钢板箍内砼存在相对滑移位移,导致螺帽有一定程度的松动;而后连接构件变形角持续发展,当钢梁端部弯矩增大到抗弯极限承载力时,连接变形角大约为 0.004 0 rad;随着位移幅值进一步加大,螺帽松动现象越显著,连接件预紧力的作用被削弱,连接变形角存在塑性变形,不能随钢梁端部弯矩的减小而恢复原状.在循环水平力作用下,受拉翼缘传递而来的拉力又使钢梁端板与钢板箍外表面分离更加严重,钢梁进一步破坏.整体分析可知,此类 RCS 组合试件连接构造形式的连接性能良好,在试件破坏前能够可靠地传递钢梁弯矩.

2.7 各种变形成份所占比例

RCS 组合件在水平地震持续作用下的层间水平位移^[17]主要由钢梁弯曲变形、砼柱弯曲变形、梁柱连接区剪切变形及梁柱间连接变形导致.4 种变形导致的层间水平位移简图,如图 14 所示.

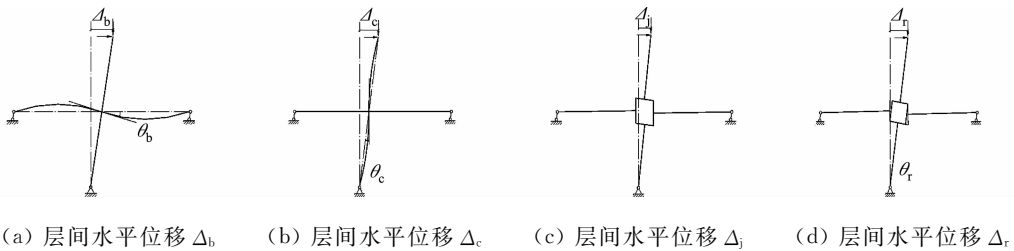


图 14 4 种变形导致的层间水平位移简图

Fig. 14 Diagram of interlayer horizontal displacement in 4 types of deformation

1) 钢梁变形导致的层间水平位移 Δ_b . 层间水平位移 Δ_b 由线弹性状态和塑性状态的钢梁弯曲变形共同导致,其弹性变形角 θ_{be} 可直接由材料力学公式求得,而塑性变形角 θ_{bp} 需参照引伸仪测量结果,由图 14(a)的几何关系可得 Δ_b 的计算公式为

$$\Delta_b = (\theta_{be} + \theta_{bp}) H_c. \tag{9}$$

2) 钢筋砼柱变形导致的层间水平位移 Δ_c . 由于组合件满足“强柱弱梁”的设计要求,且试验现象均为梁端塑性铰破坏,而此时砼柱身整体仍无屈服,可见钢筋砼柱在整个加载过程皆处于线弹性变形状态,又砼柱中箍筋变形一直到组合试件破坏均增加不显著,故可不计砼柱剪切变形对层间水平位移的贡献.则 Δ_c 仅由砼柱弯曲变形下的弹性角 θ_{ce} 导致,由图 14(b)的几何关系可得 Δ_c 的计算公式为

$$\Delta_c = \theta_{ce} H_c.$$

(10)

3) 梁柱连接区剪切变形导致的层间水平位移 Δ_j . 由图 14(c)的几何关系可得 Δ_j 的计算公式为

$$\Delta_j = \gamma_1 (H_c - h_j) + \gamma_2 H_c (L_b - b_j) / L_b.$$

(11)

4) 梁柱连接变形导致的层间水平位移 Δ_r . 由图 14(d)的几何关系可得 Δ_r 的计算公式为

$$\Delta_r = \theta_r H_c.$$

(12)

将以上 4 个公式代入相应的测量数据,可得试件各类变形导致的层间水平位移,进而得到不同加载幅值下各种层间水平位移占层间总水平位移的比例及其改变情况. 由于各试件均属于梁端塑性铰破坏类型,其各类变形导致的层间水平位移占层间总水平位移的比例和改变情况大致相同,可不计每种变形导致层间水平位移的差异. 因此,对各组合件的各类变形参与层间总水平位移的比例可取均值. 不同位移幅值下,各类变形占层间总水平位移的比例变化柱状图,如图 15 所示. 图 15 中: E 为各种变形成分所占比例; θ 为层间位移角.

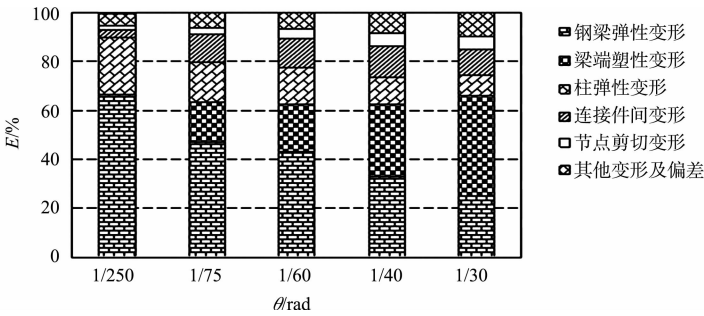


图 15 各类变形对层间总水平位移的比例变化柱状图

Fig. 15 Histogram of proportional changes of various types of deformation to total interlayer horizontal displacement

由图 15 可知:开始加载时,钢梁翼缘线弹性变形导致的层间水平位移占层间总水平位移的百分比最高;随着加载的进行,梁端塑性铰逐步形成,非线性变形导致的层间水平位移百分比逐渐上升,且随着钢梁翼缘逐渐屈服,此占比增长越来越快,在砼开裂前后,其层间总水平位移主要由钢梁和柱身的弹性变形所致. 随着加载位移幅值的增大,砼柱线性变形导致的层间水平位移占比有所降低,连接区剪切变形导致的层间水平位移占比一直很小但也有所升高,连接件间变形导致的层间水平位移占比略增加,但后两项变形对层间总位移的形成不起主导作用;其他变形及偏差主要属于钢梁剪切变形,其占比随着加载位移幅值的增大而提高.

2.8 试件破坏的评价指标

根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[18],结合组合件的混凝土裂缝、柱筋应力、钢梁变形、残余变形等试验现象,对试验数据进行统计分析. 对应试件破坏类型的评价指标如下:

- 1) 试件整体完好状态取加载位移角为 1/250 rad 状态,仅楼面板混凝土开始出现裂缝,梁和柱的应变很小,荷载值为最大荷载的 28.4%~48.6%,不需要修理仍可继续使用;
- 2) 试件轻度破坏状态取加载位移角为 1/65 rad 状态,钢梁翼缘应变显著增加而开始屈服,陆续有新的测点应变达到屈服,应变为最大应变的 71.8%,不修理或稍加修理仍可继续使用;
- 3) 试件中度破坏状态取加载位移角为 1/45 rad 状态,梁端板和钢板箍严重分离,荷载值到达最大荷载值附近,残余位移达 16~28 mm,需采取一定的安全措施可适当使用;
- 4) 试件重度破坏状态取加载位移角为 1/20 rad 状态,梁端塑性铰基本形成,腹板与端板之间的焊缝开裂,钢梁弯曲,六边形孔撕裂,残余位移达 70~81 mm,无法修复,需局部拆除.

3 结论

1) 以组合试件的开裂点、屈服点、最大加载点及极限位移角点为判断依据,加载位移角为 1/250, 1/65, 1/45, 1/20 rad 分别与组合结构的整体完好、轻度破坏、中度破坏、重度破坏 4 种类型相对应,其值可作为不同性能要求的建议变形容许值,为相关土建工程的设计提供理论参考.

2) 梁柱组合件连接处采用钢板箍,且高强螺杆贯穿连接区亦能提高组合件的抗剪能力,核芯区剪切变形始终属于较低水平状态,钢梁变形则异常显著,六边形孔梁端出现塑性铰,最后发生弯曲破坏,组合件满足了“强柱弱梁”的设计原则。

3) 梁柱空间组合试件的承载力明显高于平面组合试件,楼板对钢梁的变形也有很好的约束作用,楼板可提高试件的整体变形性能;同为六边形孔钢梁不同截面的组合件,钢梁截面刚度越大,承载力越大,但变形能力较差;不同类型相同钢梁截面相比,蜂窝式比实腹式组合件位移变形性能更好。

4) 梁端塑性铰破坏类型的 RCS 组合件,钢梁线性及非线性变形导致的层间水平位移对层间总水平位移的影响起主导作用,砼柱弯曲变形、连接区剪切变形、连接件间相对变形及其他变形对层间总水平位移的贡献较小。

参考文献:

- [1] 赵士永,石磊,王海龙. 钢筋混凝土柱-钢梁组合节点研究现状及展望[J]. 华北地震科学, 2017, 35(增刊 1): 1-5. DOI:10.3969/j.issn.1003-1375.2017.zl.001.
- [2] 胡斌. 钢-混凝土组合结构的应用与发展[J]. 民营科技, 2014(3): 182-183.
- [3] PARK H G, HWANG H J, LEE C H, *et al.* Cyclic loading test for concrete-filled U-shaped steel beam-RC column connections[J]. Engineering Structures, 2012, 36: 325-336. DOI:10.1016/j.engstruct.2011.12.033.
- [4] ALIZADEH S, ATTARI N K A, KAZEMI M T. The seismic performance of new detailing for RCS connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 91: 76-88. DOI:10.1016/j.jcsr.2013.08.010.
- [5] 王静峰,胡益磊,蒋志. 带楼板薄壁钢管混凝土组合节点低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(增刊 1): 73-79. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2013.s1.012.
- [6] 王静峰,王海涛,王冬花,等. 钢管混凝土柱-钢梁单边高强螺栓端板连接框架的拟静力试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(4): 13-20, 31. DOI:10.15951/j.tmgcxb.2017.04.002.
- [7] 李贤,肖岩,毛炜烽,等. 钢筋混凝土柱-钢梁节点的抗震性能研究[J]. 湖南大学学报(自然科学版), 2007, 34(2): 1-5. DOI:10.3321/j.issn:1000-2472.2007.02.001.
- [8] 余琼,闻文,张燕语. 钢筋混凝土柱-钢梁柱贯穿型节点受力性能研究[J]. 四川建筑科学研究, 2013, 39(4): 9-14. DOI:10.3969/j.issn.1008-1933.2013.04.003.
- [9] 贾连光,齐政,张曰果. 蜂窝式钢框架结构梁端塑性铰位置影响因素分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(2): 95-100. DOI: 10.19701/j.jzjg.2013.02.022.
- [10] 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.
- [11] 颜军,李升才,宋美洁. 蜂窝梁-焊接环式箍筋柱节点抗剪受力性能[J]. 华侨大学学报(自然科学版), 2009, 30(5): 563-567. DOI:10.11830/ISSN.1000-5013.2009.05.0563.
- [12] 刘泓文. 材料力学[M]. 北京: 高等教育出版社, 1995.
- [13] 张莹心,杨红,赵雯桐,等. 梁柱节点剪切变形计算模型基本假定的校核[J]. 四川建筑科学研究, 2018, 44(2): 34-40. DOI:10.3969/j.issn.1008-1933.2018.02.007.
- [14] 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.
- [15] 赖传贵. 不同梁截面新型 RCS 组合结构梁柱组合件抗震性能试验研究[D]. 厦门: 华侨大学, 2016.
- [16] 宋彬彬,付功义. 圆钢管混凝土梁柱节点变形性能分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2013, 44(8): 3479-3485.
- [17] 邓明科,马福栋,叶旺,等. 局部采用高延性混凝土装配式框架梁-柱节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2019, 36(9): 68-78. DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2018.05.0263.
- [18] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.

(责任编辑: 黄晓楠 英文审校: 方德平)