

文章编号: 1000-4750(2015)03-0140-11

反复荷载下型钢混凝土异形柱空间角节点的破坏机理及损伤分析

王 妮¹, 陈宗平^{1,2}, 陈宇良¹

(1. 广西大学土木建筑工程学院, 南宁 530004; 2. 广西大学工程防灾与结构安全教育部重点实验室, 南宁 530004)

摘 要: 为了研究反复荷载作用下型钢混凝土(SRC)异形柱空间角节点的破坏机理及其损伤演变过程, 设计 9 个试件进行低周反复荷载试验, 考虑了柱截面配钢形式、轴压比、加载角度和梁的形式 4 个变化参数。观察其裂缝发展形态, 揭示其破坏机理, 获取了荷载-应变滞回曲线、节点核心区剪切变形和梁截面平均曲率。基于能量守恒定律, 分析了反复荷载下试件的损伤规律, 并分析了各变化参数对其累积损伤的影响。研究结果表明: 反复荷载作用下 SRC 异形柱空间角节点发生的是弯曲、剪切斜压破坏为主、扭转伴随粘结破坏为辅的破坏形态。破坏时节点核心区钢材大部分已屈服, 并且型钢应变、核心区剪切角、梁截面平均曲率均随柱肢角度的增加而减小。破坏时试件的累积损伤指标介于 0.69~0.84, 槽钢桁架试件各级位移下的累积损伤最大; 45°加载实腹配钢试件较 30°加载实腹配钢试件损伤更加严重; 与 45°加载试件相比, 0°加载试件各级位移下累积损伤程度最高增加 30%; 轴压比对试件的损伤影响不大; 与带钢梁试件相比, 带型钢混凝土梁试件累积损伤有较大幅度的缓解。

关键字: 型钢混凝土; 空间角节点; 反复荷载; 破坏机理; 损伤分析

中图分类号: TU398

文献标志码: A

doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.10.0908

FAILURE MECHANISM AND DAMAGE ANALYSIS OF SPACE CORNER JOINTS OF SRC L-SHAPED COLUMNS UNDER CYCLIC LOADING

WANG Ni¹, CHEN Zong-ping^{1,2}, CHEN Yu-liang¹

(1. College of Civil Engineering and Architecture, Guangxi University, Nanning 530004, China;

2. Key Laboratory of Disaster Prevention and Structural Safety of Ministry of Education, Guangxi University, Nanning 530004, China)

Abstract: To study the failure mechanism and damage evolution process of space corner joints of steel reinforced concrete (SRC) special-shaped columns, 9 specimens were designed to perform low cyclic loading tests. Four parameters were considered, which were the column section steel form, the axial compression ratio, the load angle and the beam form. The crack development pattern was observed, and the failure mechanism was revealed. The load-strain hysteretic curve, the shear deformation at joint core areas and the mean curvature of beam cross-sections were obtained. Based on the law of energy conservation, the damage characteristics of specimens were studied, and the influence of varying parameters on damage accumulation were analyzed. Results indicate the failure patterns of space corner joints of SRC special-shaped columns are bending and shear-diagonal compression, and are accompanied by torsion and adhesive failures. Most steel at joint core areas has yield, and with the increase of the column limb angle, the steel strain, shear angle and mean curvature of beam cross-sections decrease. The cumulative damage index amongst all specimens is between 0.69 and 0.84 at the state of failure,

收稿日期: 2013-10-04; 修改日期: 2014-02-17

基金项目: 国家自然科学基金项目(50908057, 51268004); 广西自然科学基金项目(2013GXNSFDA019025); 广西研究生创新计划项目(YCBZ2012011)

通讯作者: 陈宗平(1975—), 男, 广西玉林人, 教授, 博士, 主要从事钢与混凝土组合结构、再生混凝土结构等研究(E-mail: zpchen@gxu.edu.cn).

作者简介: 王 妮(1985—), 女, 陕西西安人, 博士生, 主要从事钢与混凝土组合结构研究(E-mail: wangnivv@163.com);

陈宇良(1987—), 男, 广西贵港人, 博士生, 主要从事钢与混凝土组合结构研究(E-mail: 234356108@qq.com).

and that of specimens with channel steel truss is the largest at various levels of displacement. The damage of 45° loading specimens with solid web steel is more severe than that of 30°. Compared with 45° loading specimens, the cumulative damage of 0° loading specimens at various levels of displacements is increased by up to 30%. The effects of axial compression ratio on specimen damage are comparatively insignificant. Compared with specimens with steel beams, the cumulative damage of specimens with steel reinforced concrete beams has a greater degree of ease.

Key words: steel reinforced concrete; space corner joint; cyclic loading; failure mechanism; damage analysis

地震作用下梁柱节点处于多轴复杂应力状态,是抗震设计中的薄弱环节。型钢混凝土(简称SRC)异形柱框架节点作为一种新型的结构构件,由于受异形柱截面本身的不规则性、以及地震作用的多维性等影响,异形柱框架节点的破坏机理较普通框架节点更为复杂。国内外关于型钢混凝土异形柱框架节点的研究较少,且主要集中在其抗震性能^[1-3]和抗剪分析^[4]方面,文献[4]进行了型钢混凝土异形柱框架节点承载力试验,得出其受力机理为斜压杆、刚框架-钢板剪力墙和约束机理的综合作用,但此研究仅局限于平面节点。而空间节点的受力状态比平面节点复杂,并且空间节点更符合工程实际,目前对空间节点的试验研究主要集中在钢筋混凝土空间节点、空间组合节点和钢管节点方面^[5-7],而对SRC异形柱空间节点的研究尚无,研究SRC异形柱空间节点的破坏机理具有重要意义。

节点损伤的研究对灾后修复和加固具有重要意义, Banon等^[8]、Stephal等^[9]、Wang等^[10]均提出以变形为参变量的损伤模型以及Gosain等^[11]提出基于能量吸收和耗散的损伤评价模型。Park等^[12]基于大量钢筋混凝土梁柱破坏试验首先建立了构件双参数累积损伤模型。之后很多学者提出的模型基本沿用了Park模型的思路。文献[13]进行了低周反复荷载下钢筋混凝土异型节点的损伤分析,提出了一种将其视为子结构进行损伤分析的方法,并建立了适用于低周反复荷载下钢筋混凝土异型节点的损伤模型。文献[14-15]分别对型钢高强高性能混凝土进行了框架节点的地震损伤模型研究和框架梁的损伤试验研究。文献[16]进行了反复荷载作用下混凝土异形柱结构累积损伤分析及试验研究。但目前对于型钢混凝土异形柱空间角节点的损伤研究尚无。

为了揭示SRC异形柱空间角节点的破坏机理及其损伤演变过程,本文设计了9个试件,进行低周反复试验,并对其进行深入细致的分析,期望能为

SRC异形柱结构的进一步科学研究和工程应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件的设计与制作

共设计9个SRC异形柱空间角节点试件,考虑柱截面配钢形式、加载角、轴压比和梁的形式4个变化参数,具体数据见表1。模型选取梁柱反弯点之间的部分,以1/2缩尺设计,试件按照“强构件弱核心”的原则设计,考虑了0°、30°和45°三种不同的加载角方向,试件的加载角示意图如图1所示。试件尺寸及截面配钢如图2所示。

表1 试件设计参数

Table 1 Test design parameters of specimens

试件 编号	配钢 形式	加载角/ (°)	n	梁形式	$\rho_{ss}/(\%)$	$\rho_s/(\%)$	$\rho_{sv}/(\%)$
J-1	实腹配钢	45	0.2	S	3.56	0.87	0.50
J-2	实腹配钢	30	0.2	S	3.56	0.87	0.50
J-3	实腹配钢	45	0.3	S	3.56	0.87	0.50
J-4	T型钢桁架	45	0.2	S	3.66	0.87	0.50
J-5	T型钢桁架	30	0.2	S	3.66	0.87	0.50
J-6	T型钢桁架	0	0.2	S	3.66	0.87	0.50
J-7	槽钢桁架	45	0.2	S	4.35	/	/
J-8	槽钢桁架	30	0.2	S	4.35	/	/
J-9	槽钢桁架	45	0.2	SRC	4.35	/	/

注: $n=N/(f_c(A_c+\alpha_E A_{ss}))$, n 为轴压比, 式中 N 为轴压力, A_c 、 A_{ss} 分别为柱截面中混凝土和型钢的截面面积; $\alpha_E=E_{ss}/E_c$, E_{ss} 、 E_c 分别为型钢和混凝土的弹性模量; ρ_{ss} 为型钢含钢率, 包括纵向型钢和水平腹杆; ρ_s 为纵筋配筋率; ρ_{sv} 为体积配箍率; S 表示钢梁; SRC 表示型钢混凝土梁。

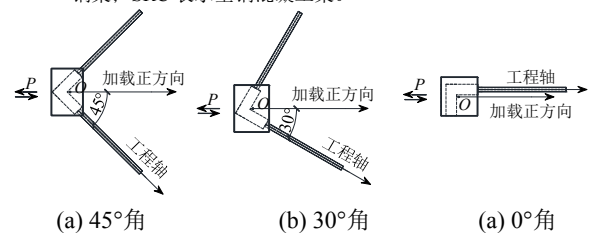


图1 加载角示意图

Fig.1 Schematic diagram of load angle

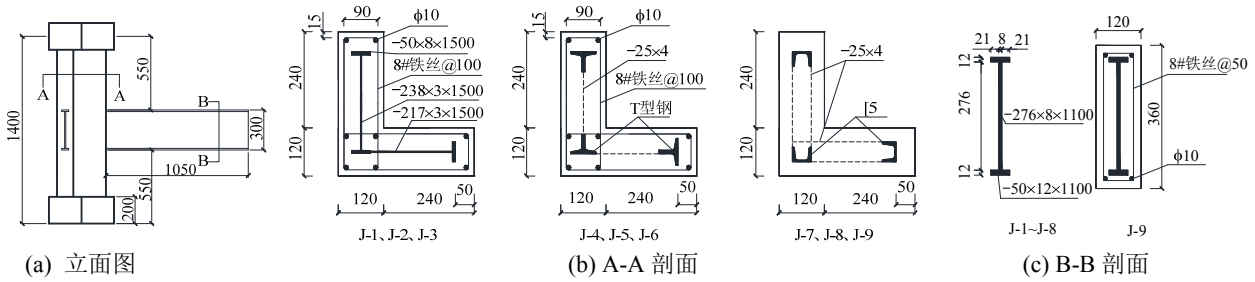


图 2 试件几何尺寸及配钢形式 /mm
Fig.2 Geometry and steel layout of the specimen

型钢-钢梁骨架制作如图3所示。实腹型钢和钢梁是由相应规格的钢板焊接而成，并在节点核心处和钢梁上下翼缘对应的高度处设加劲肋。T型钢桁架是通过单侧焊接水平腹杆(25×4扁钢)连接，槽钢桁架是通过双侧焊接水平腹杆连接，核心区附近200mm范围内水平腹杆间距为100mm。对于实腹配钢和配T型钢桁架的试件，柱中配置相应规格的构造纵筋和箍筋。

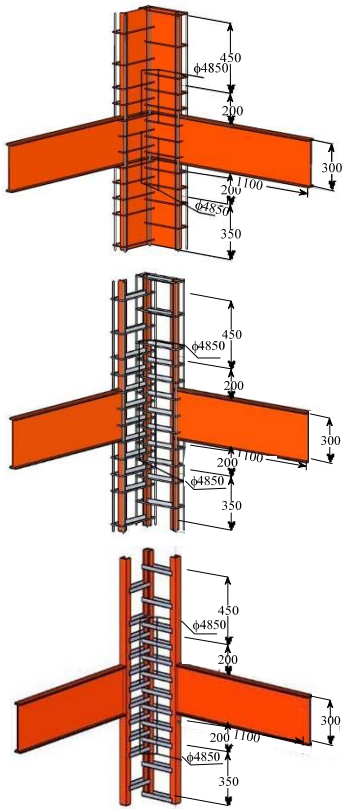


图 3 型钢骨架 /mm
Fig.3 Steel skeleton

1.2 试验材料性能

试件采用商品混凝土一次性立式浇筑，并预留6个边长为150mm的立方体标准试块，与试件同为自然养护，以标准试验方法测得的具有95%保证率的立方体抗压强度标准值为30MPa。试件中T型钢由I10钢加工而得，依标准试验方法对钢材进行材

性测试，材性结果如表2所示。

表 2 钢材材料性能
Table 2 Material performance of steel

钢材类型	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	弹性模量 $E_s/(\times 10^5 \text{MPa})$
8#铁丝	425.0	444.0	1.965
$\Phi 10$	320.9	436.0	1.830
-238×3×1500	317.7	447.3	1.760
-217×3×1500			
-25×4	351.2	470.8	1.954
-50×8×1500			
-276×8×1100	333.4	453.4	1.810
-50×12×1100	342.0	452.5	1.934
[5#	459.8	609.7	1.985
I10	308.0	415.1	1.896

1.3 加载装置及加载制度

为了反映 $P-\Delta$ 效应，试验采取柱端加载方式，使水平力与梁呈一定角度，梁端释放水平线位移和转动位移，柱底为单向铰支约束。试件受力模型如图4所示。

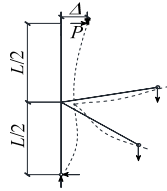
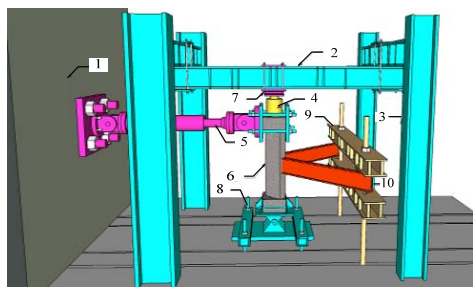


图 4 力学模型
Fig.4 Mechanical model

试验加载装置如图5所示。试验加载全貌见图6。柱底为自制的单向铰支座，钢梁的四端用预设的上下压梁加焊滚轴形成铰接固定。水平往复荷载由电液伺服作动器施加，竖向轴力由油压千斤顶施加，千斤顶与反力梁之间设置滚轮装置，使千斤顶随柱顶保持水平移动。该加载装置的特点在于能够进行任意加载角度下的试验。首先在柱顶施加轴压力至设计值并保持恒定，接着在柱顶施加水平荷载，采用荷载和位移混合控制方法。荷载控制以5kN为荷载增量，每级循环1次。型钢屈服后转入位移控制，以屈服位移为位移增量，每级循环3次，直

到荷载下降到极限荷载的 85%后, 试件破坏, 结束试验。



1. 反力墙 2. 反力梁 3. 反力架 4. 1500kN 油压千斤顶
5. MTS 拉压电液伺服作动器 6. SRC 异形柱框架节点试件
7. 滚轮装置 8. 柱底单向铰支座 9. 钢梁装置 10. 固定钢棒

图 5 加载装置

Fig.5 Test setup



(a) 正面 (b) 左侧面 (c) 右侧面

图 6 加载全貌

Fig.6 The complete picture of loading

1.4 测点布置及测量内容

量测内容包括: 1) 柱顶水平荷载 P 和水平位移 Δ , 通过电液伺服控制系统反馈; 2) 节点核心区剪切变形和梁截面平均曲率 ϕ , 通过布置位移计量测, 如图 7 所示; 3) 节点核心区各部位应变值, 通过布置应变计量测, 如图 8 所示。

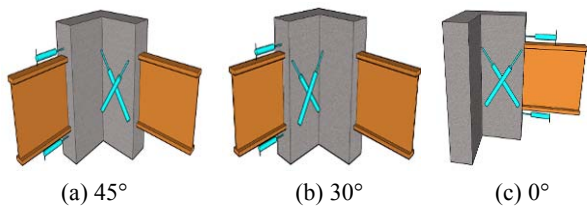
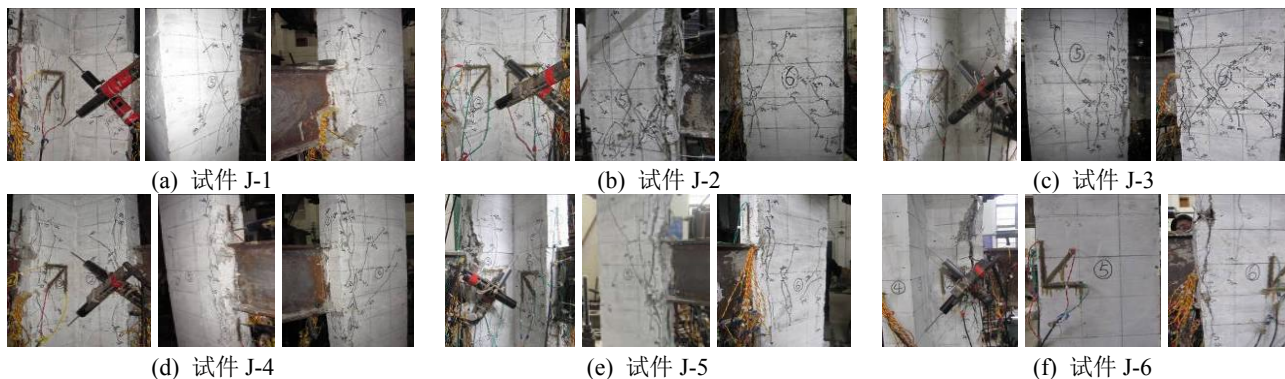


图 7 位移计布置

Fig.7 The displacement meter layout



(a) 试件 J-1

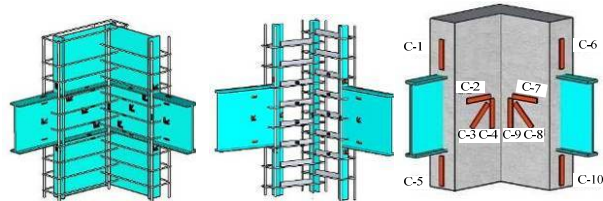
(b) 试件 J-2

(c) 试件 J-3

(d) 试件 J-4

(e) 试件 J-5

(f) 试件 J-6



(a) 型钢骨架应变计布置示意 (b) 混凝土应变计布置示意

图 8 应变计布置

Fig.8 The strain gauge layout

2 试验结果及分析

2.1 试件破坏形态与破坏机理

为方便分析, 对试件各表面进行编号见图 9。试件的最终破坏形态如图 10 所示。其各面展开见图 11。图 11 中“ $\pm x$ ”表示荷载控制阶段水平力为 $\pm x$ kN 时出现的裂缝; “ $\pm i\Delta_j$ ”表示位移控制阶段第 i 倍屈服位移第 j 次循环出现的裂缝($i, j=1\sim 3$)。

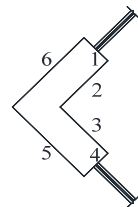


图 9 试件各表面编号

Fig.9 Numbering on the surface of a specimen

由图 10 可见, 低周反复荷载下, 型钢混凝土异形柱空间角节点试件破坏特征为首先 2、3、5、6 面出现沿型钢保护层厚度的纵向粘结裂缝, 随着荷载的增加, 裂缝分别向两柱端和核心区发展, 并在核心区形成斜裂缝, 并且裂缝大多分布在柱肢靠近钢梁的地方, 而两柱肢交汇的区域裂缝较少, 这是由于该区域截面配钢较大。继续加载至极限荷载时, 裂缝已经发展到节点核心区外, 并向柱肢边缘发展, 对于配有构造钢筋和箍筋的试件, 破坏时混凝土保护层尚未剥落, 而对于仅配槽钢桁架的试件, 混凝土保护层剥落显著。

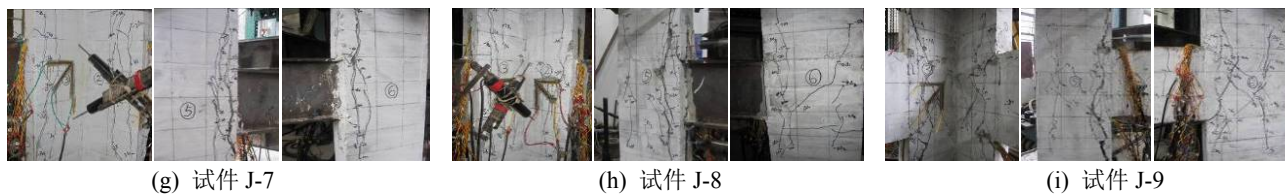


图 10 试件最终破坏形态

Fig.10 Specimen ultimate failure patterns

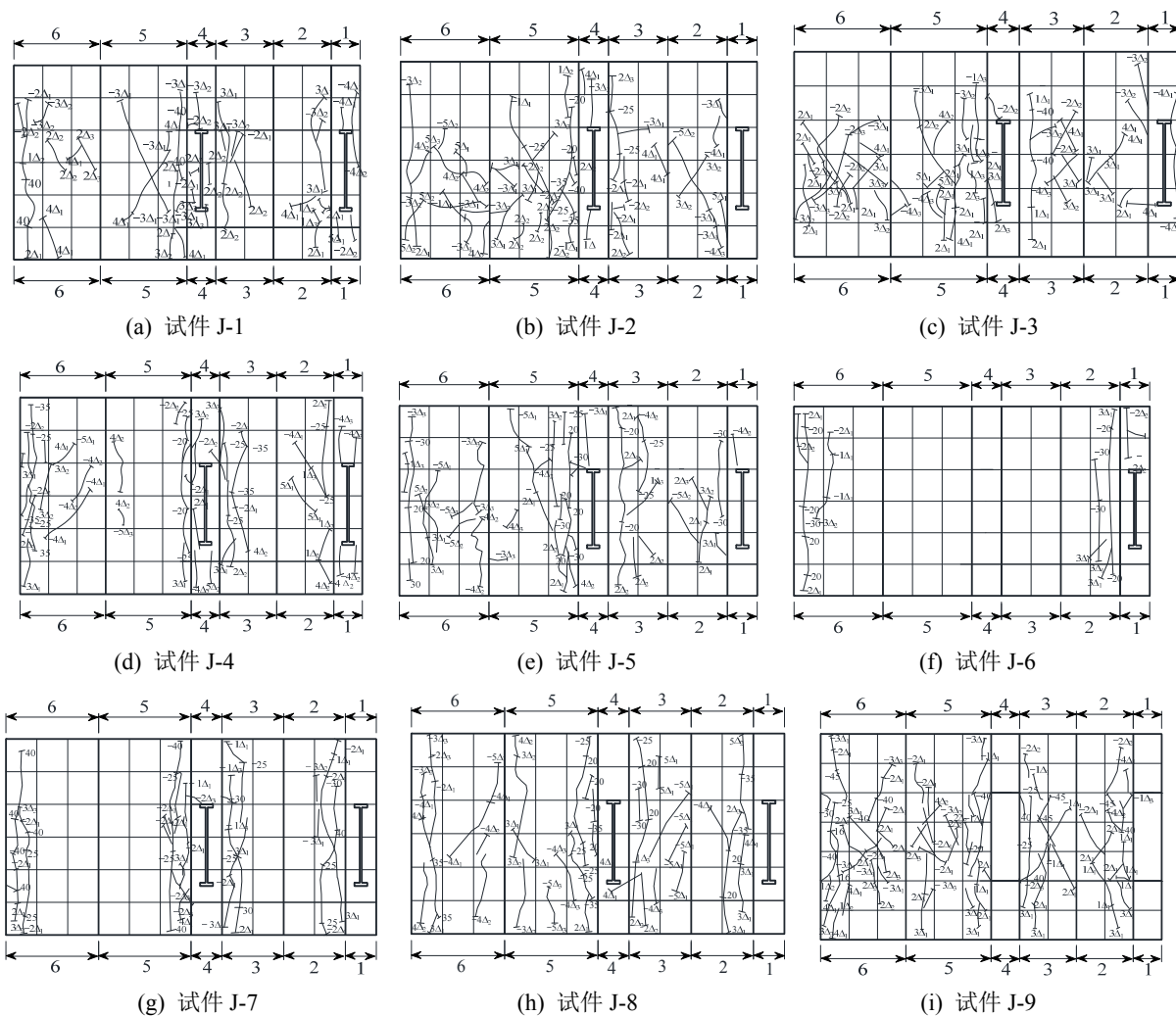


图 11 裂缝展开图

Fig.11 Crack expansion plane

柱截面配钢形式、加载角、轴压比、梁的形式对其破坏形态和裂缝发展有以下影响:

1) 对于 45° 加载试件, 实腹配钢试件 J-1 的裂缝分布较均匀, 且有交叉裂缝, 配 T 型钢桁架试件 J-4 的裂缝部分分布于钢梁附近, 配槽钢桁架试件 J-7 的裂缝基本全部分布于钢梁附近, 可以看出试件的破坏区域随着以上三种配钢形式从节点核心区中部向钢梁附近转移。对于 30° 加载试件, 三种配钢形式的裂缝分布相差不大, 这是由于 30° 加载试件节点核心区不只承受剪力还承受扭矩。

2) 与 45° 加载试件 J-1、J-4、J-7 相比, 30° 加载试件 J-2、J-5、J-8 的裂缝分布密而均匀。 30° 肢的 3 面、5 面较 60° 肢的 2 面、6 面裂缝更多, 同时 3 面、5 面还有较明显的交叉斜裂缝, 可以看出 30° 肢节点核心区承担的剪力大于 60° 肢。 0° 和 30° 加载试件由于加载点经过试件柱截面形心而不经截面弯曲中心, 因此节点核心区不仅承受剪力还承受扭矩, 并且由于钢梁与水平肢交界处属于截面突变处, 因此裂缝多出现在该地方。

3) 轴压比较大的试件 J-3 与轴压比较小的试件

J-1 相比, 裂缝较短, 分布较密。

4) 带型钢混凝土梁的试件 J-9 与带钢梁的试件 J-7 相比, 裂缝分布密而均匀, 并有较多斜裂缝, 可看出混凝土的约束对试件破坏形态有很大影响。

从试件的最终破坏形态看, 反复荷载作用下型钢混凝土异形柱空间角节点试件的破坏机理是节点核心区弯曲、剪切斜压破坏为主, 扭转伴随粘结破坏为辅。

2.2 试件内部损伤

敲开混凝土保护层, 试件内部型钢骨架的损伤情况见图 12。由图 12 可见, 实腹配钢骨架基本完好。T 型钢桁架梁柱交界处 T 型钢有明显弯曲变形, 这是由于 T 型钢桁架由 T 型钢单排焊接水平腹杆形成, 因此其整体稳定性较差。槽钢桁架梁柱交界处槽钢腹板有明显撕裂, 但槽钢没有明显的弯曲变形, 水平腹杆与槽钢翼缘焊接处焊缝拉裂, 水平腹杆有一定扭转变形。这是由于槽钢桁架由槽钢双排焊接水平腹杆形成, 槽钢骨架整体较稳定但槽钢腹板较薄导致其有撕裂现象。



图 12 型钢骨架损伤照片

Fig.12 Steel skeleton damage photos

2.3 荷载-应变滞回曲线

2.3.1 型钢腹板剪切应变

根据余弦定理求微分, 可得剪切变形 $\gamma=2\varepsilon_2-\varepsilon_1-\varepsilon_3$, ε_1 、 ε_2 和 ε_3 分别为应变花水平、斜向和竖向应变。各试件腹板的剪切应变如图 13 所示。加载初期, 水平荷载与剪切应变呈线性关系, 荷载达到极限荷载时, 剪切应变呈非线性增加, 核心区型钢接近或已屈服。30°肢内部腹板的剪切应变大于 45°肢内部腹板, 这与 30°肢表面混凝土交叉斜裂缝多于 45°肢相一致, 这说明柱肢的角度越小承担的剪力越大。肢随着轴压比的增加, 腹板的剪切应变有了较大的提高。

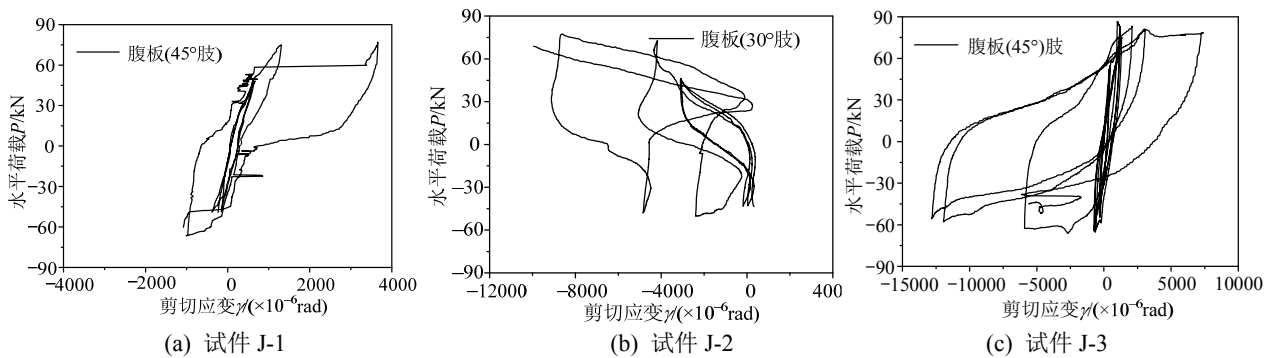


图 13 型钢腹板 $P-\gamma$ 曲线

Fig.13 $P-\gamma$ curves of steel web

2.3.2 水平腹杆、水平箍筋应变

水平腹杆和水平箍筋的实测荷载-应变曲线分别如图 14 和图 15 所示。由图可见, 其应变规律与型钢腹板相似。达到峰值荷载时, 水平腹杆和水平

箍筋均已屈服。并且从应变值可以看出试件不仅受拉还受压, 因此可以判断试件不仅受剪并且还受梁端和柱端传来的弯矩。由此可以再次确定试件的破坏机理是以节点核心区弯曲、剪切斜压破坏为主。

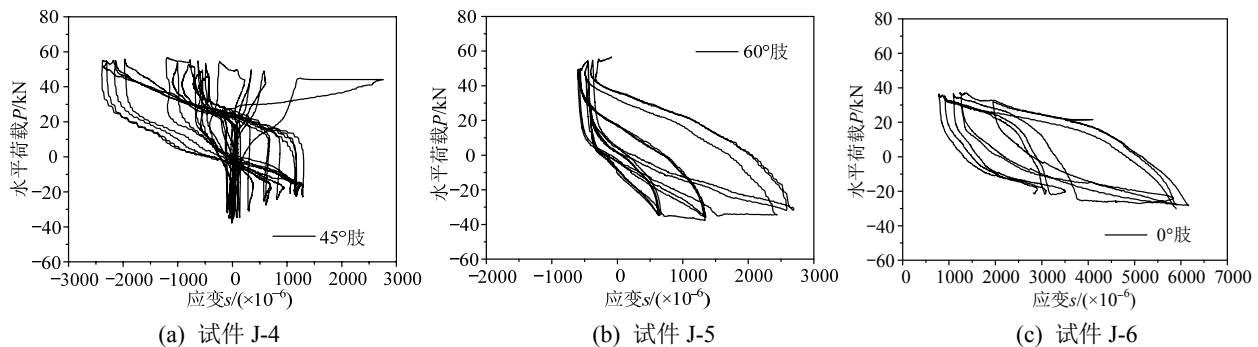
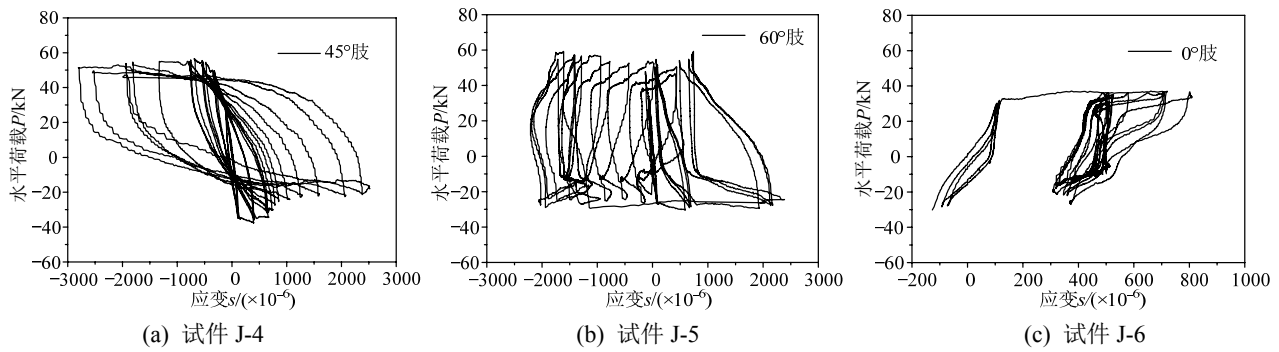


图 14 水平腹杆 $P-s$ 曲线

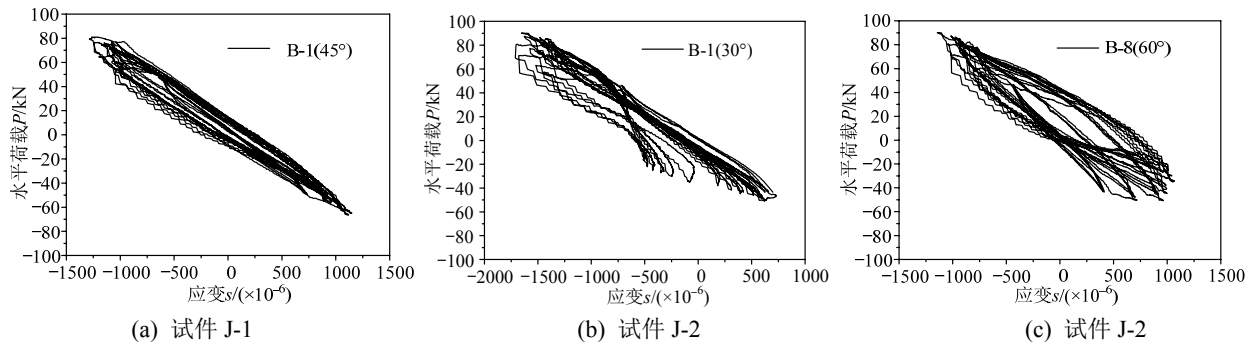
Fig.14 $P-s$ curves of horizontal web member

图 15 水平箍筋 $P-s$ 曲线Fig.15 $P-s$ curves of horizontal stirrup

2.3.3 钢梁应变

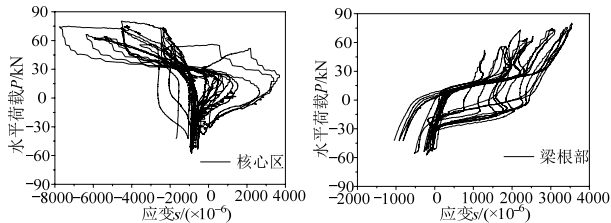
图 16 为实腹配钢试件的钢梁上、中、下部位的实测荷载-应变曲线,由图 16 可知,钢梁应变随荷载呈线性增加,荷载到达极限荷载时,钢梁应变

均在 $1500\mu\epsilon$ 以内(J-3 除外),钢梁基本未屈服。对于 30° 加载试件,呈 30° 钢梁荷载-应变曲线后期滞回环包围的面积小于呈 60° 钢梁曲线包围的面积。

图 16 钢梁 $P-s$ 曲线Fig.16 $P-s$ curves of steel beam

2.3.4 梁纵筋

图17为试件J-9梁纵筋应变发展规律。可以看出钢筋应变均随着荷载的增大而增大,并且梁纵筋深入节点核心区部位的峰值应变大于梁根部,这说明纵筋将梁中的力传到了节点核心区。荷载为负向时核心区梁纵筋应变较小,这是由于梁纵筋没有采取弯钩进行锚固,导致其产生较大粘结滑移,因此节点核心区对梁纵筋进行弯钩锚固很有必要。

图 17 梁纵筋 $P-s$ 曲线Fig.17 $P-s$ curves of beam longitudinal reinforcement

2.4 核心区剪切变形

节点核心区的变形主要为剪切变形,在水平剪力作用下原来为矩形的节点核心区将变成菱形,如图 18 所示。节点核心区剪切变形通过测量核心区对角线长度的变化进而计算出剪切角 γ 。

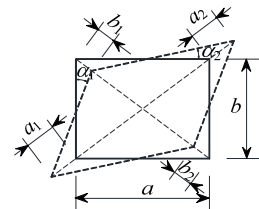


图 18 节点核心区剪切变形

Fig.18 Shear deformation of joint core zone

$$\gamma = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (a_1 + a_2 + b_1 + b_2) \quad (1)$$

式中: γ 为剪切角; α_1 和 α_2 分别为由剪切引起的角度改变量; a 、 b 分别为节点核心区的长度和宽度; a_1 、 a_2 和 b_1 、 b_2 分别为节点核心区两对角线的伸长量或缩短量,用位移计量测,取 a_1 、 a_2 伸长值为正, b_1 、 b_2 缩短值为正,反之为负。

图 19 为部分试件的柱顶水平荷载-节点核心区剪切角($P-\gamma$)滞回曲线。可以看出,在水平荷载较小时,试件节点核心区的剪切角较小,并曲线呈线性发展,试件处于弹性阶段,随着节点核心区、柱上裂缝的发展,在达到极限荷载时,剪切角呈非线性增加,之后随着混凝土的压碎剥落,剪切变形明显

加速, 并且随着角度的减小, 剪切变形有所增加。可以看出试件节点核心区存在较明显的剪切变形, 并且加载后期更加明显, 结合应变可得核心区剪切破坏是节点破坏形式之一。

2.5 梁截面平均曲率

试验测量了梁端截面平均曲率 ϕ , 设上部传感器变形为 Δ_1 , 下部传感器变形为 Δ_2 , 则 L 范围内的截面平均曲率 ϕ 为:

$$\phi = \frac{|\Delta_1| + |\Delta_2|}{hL} \quad /(\text{rad/mm}) \quad (2)$$

式中: Δ_1/mm 、 Δ_2/mm 分别为 L 范围内梁上下的位

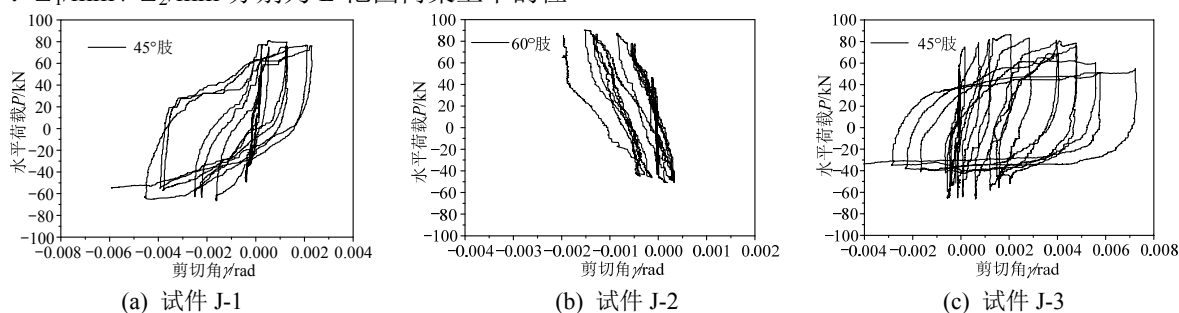


图 19 部分试件节点核心区 $P-\gamma$ 曲线

Fig.19 Joint core area $P-\gamma$ curves of several specimens

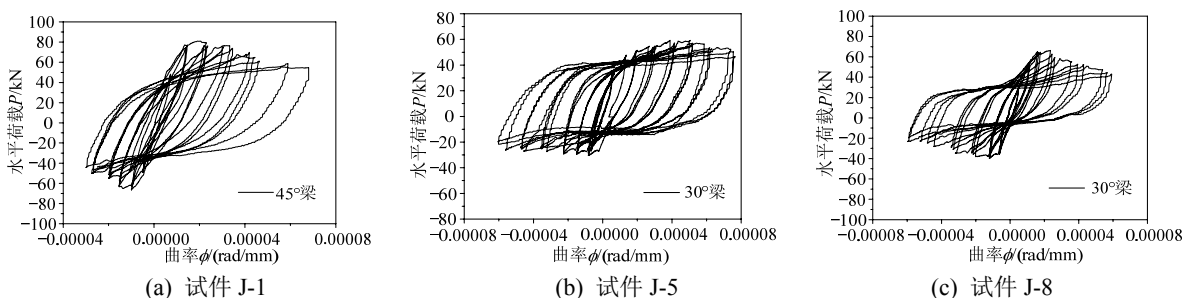


图 20 部分试件 $P-\phi$ 滞回曲线

Fig.20 $P-\phi$ curves of several specimens

3 损伤分析

结构的损伤程度一般采用损伤指标 D 来表示。反复荷载下混凝土构件的骨架曲线以简洁的方式反映其所经历的损伤历程, 本文在此基础上基于能量耗散原理建立累积损伤模型, 将构件作为一个系统, 系统内能的增量等于受力过程中外界对系统所做的功和系统吸收热量的总和由图 21 所示。

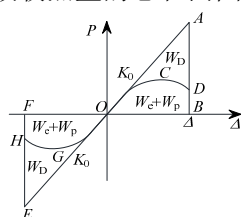


图 21 能量耗散示意图

Fig.21 Schematic diagram of energy dissipation

移值; h/mm 为梁上下测点间的距离; L/mm 为量测区段的长度。

试件柱顶水平荷载-梁截面平均曲率($P-\phi$)滞回曲线如图 20 所示。可以看出 $P-\phi$ 曲线与 $P-\Delta$ 曲线较为相似。在水平荷载较小时, 平均曲率 ϕ 较小, 曲线呈线性发展, 试件处于弹性阶段; 随着裂缝的开展和水平荷载的增加, 平均曲率 ϕ 呈非线性增大; 极限荷载过后, 随着混凝土的压碎剥落, 剪切变形加速, 平均曲率 ϕ 明显加大。可以看出梁的弯曲变形也是导致试件破坏的另一个重要原因。

以正向为例, 在理想无损伤状态下, 经历位移 Δ 过程中, 其加载路径应为直线, 即理想状态下外力所做的功为:

$$W_{\text{正}} = S_{OAB} = K_0 \Delta^2 / 2 \quad (3)$$

式中: K_0 为构件初始加载刚度平均值; Δ 为试件位移; $W_{\text{正}}$ 为正向荷载时理想状态下外力做功。

实际构件处于有损伤状态, 其加载路径按曲线 OCD 进行(如图 21 所示)。根据能量守恒, 将外功转化为: 弹性变形能 W_e 和塑性变形能 W_p 及损伤耗散能 W_D 。即理想状态下外力做功也可表示为:

$$W_{\text{正}} = W_e + W_p + W_D \quad (4)$$

其中: $W_e + W_p$ 为 OCD 的面积; $W_{\text{正}}$ 为 OAB 的面积; 其均可通过 $P-\Delta$ 骨架曲线计算得出。同理, 负向荷载时的计算过程与正向相同。

试件整个加载过程的累积损伤用损伤指标 D 来表示:

$$D = \frac{W_D}{W} = 1 - \frac{W_e + W_p}{W} = 1 - \frac{\int_{-A}^A f(x)dx}{K_0 A^2} \tag{5}$$

式中: $f(x)$ 为 P - Δ 骨架曲线方程; W 为从 $-A$ 到 A 外力所作的功。通过式(5)计算出试件破坏时的累积损伤指标 D 见表 3。由表 3 可知, 低周反复荷载作用下, 当荷载下降到 85%峰值时, 型钢混凝土空间角节点破坏时的损伤指标介于 0.69~0.84。

表 3 试件累积损伤指标 D

Table 3 Cumulative damage index D of specimens									
试件编号	J-1	J-2	J-3	J-4	J-5	J-6	J-7	J-8	J-9
变 配钢形式	实腹			T 型钢			槽钢		
化 加载角度	45°	30°	45°	45°	30°	0°	45°	30°	45°
参 轴压比	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
数 梁形式	S	S	S	S	S	S	S	S	SRC
损伤指标 D	0.77	0.69	0.71	0.75	0.76	0.83	0.75	0.78	0.69

图 22 给出了加载角度分别为 45°和 30°时不同配钢形式对各级位移下试件损伤指标 D 值的影响。由图 22 可见, 加载初期的弹性阶段, 试件未出现裂缝, 损伤指标接近于 0, 试件在弹性阶段基本处于无损伤状态, 试件开裂后损伤指标突然增大, 随着位移的增大, 损伤指标持续增加但增速减慢。配槽钢桁架的节点试件的各级损伤指标均高于其他两种配钢形式。这与图 12 中槽钢骨架的损伤最严

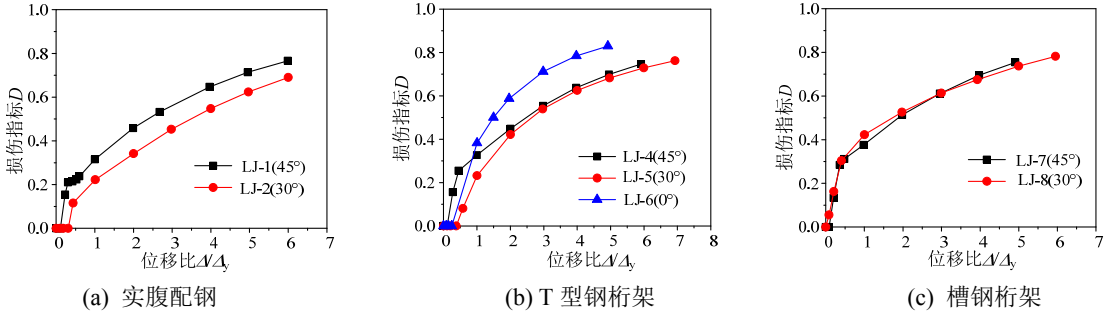


图 23 不同加载角度各级位移下 D 值

Fig.23 D at all levels of displacements under different load angles

图 24 给出了不同轴压比对各级位移下实腹配钢试件损伤指标 D 值的影响。由图 24 可见, J-3 与 J-1 相比, 各级位移下试件的损伤指标 D 值差别不大, 说明轴压比的增加对试件的累积损伤影响不大。

图 25 给出了不同梁形式对各级位移下配槽钢桁架试件损伤指标 D 值的影响。由图 25 可见, 试件 J-9 与 J-7 相比, 各级位移下累积损伤 D 值普遍降低。这是由于外包混凝土对钢梁的约束使得型钢混凝土梁具有更强的刚度, 从而缓解并延后了试件节点核心区的累积损伤。

重是一致的。对于 45°加载试件, 配 T 型钢桁架与实腹配钢的节点试件的各级位移下的损伤指标基本相同, 对于 30°加载试件, 由于扭矩的存在, 配 T 型钢桁架试件的损伤指标较实腹配钢试件呈前期较小后期较大的趋势。

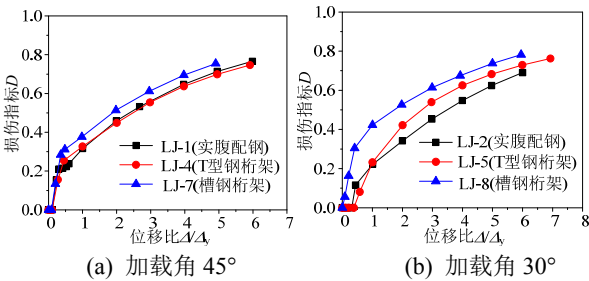


图 22 不同配钢形式各级位移下 D 值

Fig.22 D at all levels of displacements under different steel forms

图 23 给出了三种配钢形式下不同加载角度对各级位移下试件损伤指标 D 值的影响。由图 23 可见, 随着位移的增大, 试件 J-2 与试件 J-1 相比, 试件 J-5 与试件 J-4 相比, 试件 J-8 与试件 J-7 相比, 在各级位移下的损伤指标 D 值均较小, 特别是实腹配钢 D 值降低的幅度较大, 这说明 45°加载试件较 30°加载试件损伤更加严重, 与 45°加载试件 J-4 相比, 0°加载的平面节点试件 J-6 在位移控制阶段的 D 值均有较大提高, 提高程度最高达 30%。

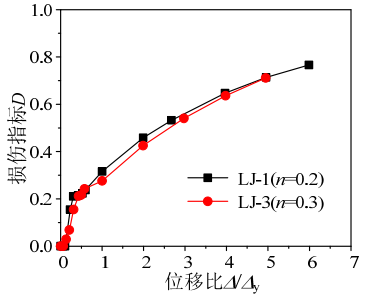


图 24 不同轴压比各级位移下 D 值

Fig.24 D at all levels of displacements at different axial compression ratios

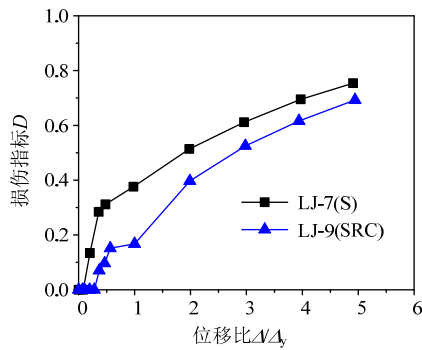
图 25 不同梁形式各级位移下 D 值Fig.25 D at all levels of displacements at different beam forms

表 4 给出了型钢混凝土异形柱空间角节点不同破坏阶段的损伤量化值。可供该类结构构件的性能评定和修复提供参考。

表 4 试件的损伤量化

Table 4 Damage quantization of specimens

损伤程度	损伤变量限值	实验现象	损伤状况
完好	0.00~0.20	混凝土未开裂, 试件变形很小, 处于弹性阶段	未损坏
轻度	0.20~0.40	梁柱交界处沿混凝土保护层处混凝土开裂	轻度损坏
中度	0.40~0.60	节点核心区混凝土形成交叉斜裂缝或竖向弯曲裂缝加宽, 核心区型钢腹板、水平腹杆个箍筋部分屈服	可修复
重度	0.60~0.80	混凝土保护层压碎剥落, 核心区型钢腹板、水平腹杆个箍筋完全屈服, 试件不可修复	承载力下降, 强度、刚度严重退化
完全失效	>0.60~0.80	承载力失效, 结构倒塌	完全失效

4 结论

(1) 反复荷载作用下型钢混凝土异形柱空间角节点发生的是弯曲、剪切斜压破坏为主, 扭转伴随粘结破坏为辅的破坏形态。

(2) 试件破坏时节点核心区钢材大部分已屈服, 而钢梁均未屈服。对于 30° 和 0° 加载试件, 各柱肢应变值有所差异, 角度较小的肢, 应变值较大。节点核心区剪切角在 $0.004\text{rad} \sim 0.02\text{rad}$, 梁根部截面平均曲率在 $0.00003\text{rad/mm} \sim 0.00008\text{rad/mm}$, 并随柱肢角度的增加而减小。

(3) 试件累积损伤规律为弹性阶段损伤接近 0, 之后随荷载增加呈非线性增加。试件破坏时的累积损伤指标介于 $0.69 \sim 0.84$ 。

(4) 配槽钢桁架试件各级位移下的累积损伤程度最大。

(5) 45° 加载实腹配钢试件较 30° 加载实腹配钢试件损伤更加严重; 与 45° 加载试件相比, 0° 加载试件各级位移下累积损伤程度最高增加 30%;

(6) 轴压比对试件累积损伤影响不大。

(7) 与带钢梁试件相比, 带型钢混凝土梁试件累积损伤有较大程度的缓解。

参考文献:

- [1] 薛建阳, 刘义, 赵鸿铁, 等. 型钢混凝土异形柱框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(4): 69—77.
Xue Jianyang, Liu Yi, Zhao Hongtie, et al. Experimental research on seismic behavior of steel reinforced concrete special-shaped column-beam joints [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(4): 69—77. (in Chinese)
- [2] 邓志恒, 唐光暹, 宁应金, 等. 桁架式钢骨混凝土梁-钢筋混凝土柱节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2012, 33(8): 75—83.
Deng Zhiheng, Tang Guangxian, Ning Yingjin, et al. Experimental research on seismic behavior of frame joints with steel reinforced concrete beam encased steel truss [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 75—83. (in Chinese)
- [3] 陶慕轩, 樊健生, 聂建国, 等. 型钢混凝土柱-钢桁梁组节点抗震性能理论分析[J]. 工程力学, 2009, 26(11): 152—171.
Tao Muxuan, Fan Jiansheng, Nie Jianguo, et al. Theoretical analysis on aseismic behavior of steel reinforced concrete column-steel truss beam composite joints [J]. Engineering Mechanics, 2009, 26(11): 152—171. (in Chinese)
- [4] 薛建阳, 刘义, 赵鸿铁, 等. 型钢混凝土异形柱框架节点承载力试验研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(5): 41—48.
Xue Jianyang, Liu Yi, Zhao Hongtie, et al. Experimental study of the bearing capacity of steel reinforced concrete specially-shaped column-beam joint [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(5): 41—48. (in Chinese)
- [5] 刘春阳, 李振宝, 马华韩, 等. 钢筋混凝土框架空间节点抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2011, 41(6): 67—70.
Liu Chunyang, Li Zhenbao, Ma Huahan, et al. Experiment study on aseismic behavior of RC frame space joint [J]. Industrial Construction, 2011, 41(6): 67—70. (in Chinese)
- [6] 樊健生, 周慧, 聂建国, 等. 空间组合节点抗震试验方法的研究[J]. 结构工程师, 2011, 27(增刊): 288—293.
Fan Jiansheng, Zhou Hui, Nie Jianguo, et al. Test method of beam-column joints under bi-directional load [J]. Structural Engineers, 2011, 27(Supple): 288—293. (in Chinese)

- [7] 赵宪忠, 徐祥斌, 闫仲, 等. 空间复杂钢管节点试验研究[J]. 工程力学, 2010, 27(增刊 II): 207—211.
Zhao Xianzhong, Xu Xiangbin, Yan Shen, et al. Experimental study of complex multiplanar tubular joints [J]. Engineering Mechanics, 2010, 27(Suppl II): 207—211. (in Chinese)
- [8] Banon H, Biggs J M, Irvine H M. Seismic damage in reinforced concrete frames [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1981, 107(9): 1713—1729.
- [9] Stephal J E, Yao J T P. Damage assessment using response measurement [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1987, 113(4): 787—801.
- [10] Wang M L, Shan S P. Reinforced concrete hysteretic model based on the damage concept [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1987, 15(8): 993—1003.
- [11] Gosain N K, Brown R H, Jirsa J O. Shear requirements for load reversals on RC members [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1977, 113(7): 1461—1476.
- [12] Park Y J, Ang A H-S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1985, 111(ST4): 722—739.
- [13] 白建方, 白国良, 杨晓红. 低周反复荷载下钢筋混凝土异型节点的损伤分析[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2004, 36(1): 35—39.
Bai Jianfang, Bai Guoliang, Yang Xiaohong. Damage analysis of SRC abnormal joints under low-cycle loads [J]. Journal of Xi'an University of Architecture and Technology(Natural Science Edition), 2004, 36(1): 35—39. (in Chinese)
- [14] 曾磊, 许成祥, 郑山锁. 型钢高强高性能混凝土框架节点地震损伤模型[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(2): 56—61.
Zeng Lei, Xu Chengxiang, Zheng Shansuo. Seismic Damage model of steel reinforced high strength and high performance concrete frame joints [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 35(2): 56—61. (in Chinese)
- [15] 郑山锁, 王斌, 于飞, 等. 低周反复荷载作用下型钢高强高性能混凝土框架梁损伤试验研究[J]. 工程力学, 2011, 28(7): 37—44.
Zheng Shansuo, Wang Bin, Yu Fei, et al. Experimental study on damage of srhshpc frame beams under low cycle reversed loading [J]. Engineering mechanics, 2011, 28(7): 37—44. (in Chinese)
- [16] 刁波, 李淑春, 叶英华. 反复荷载作用下混凝土异形柱结构累积损伤分析及试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(1): 57—63.
Diao Bo, Li Shuchun, Ye Yinghua. Analysis and experiment of cumulated damage of RC structures with special columns under cyclic loading [J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(1): 57—63. (in Chinese)