

文章编号: 1001-4888(2018)06-0938-11

型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架 节点恢复力模型试验研究*

马辉, 孙书伟, 毛肇玮, 刘云贺, 董静

(西安理工大学 土木建筑工程学院, 陕西西安 710048)

摘要: 为了建立型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架中节点的恢复力模型,进行了5个组合框架节点试件的低周反复荷载试验,观察试件破坏过程及形态特征,获取各试件的滞回曲线和骨架曲线,重点分析其滞回性能和抗震性能。试验结果表明,各节点试件均发生典型的剪切破坏形态,受力过程大致经历了弹性段、带裂缝工作段、屈服强化段及破坏4个阶段,节点滞回曲线呈较为饱满的梭形,位移延性系数均值为3.29,表现出较好的抗震性能。在此基础上,考虑节点试件受力特征,建立了适合型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点的四折线恢复力模型,该模型包括骨架曲线模型、刚度退化规律及滞回规则,计算曲线与试验曲线吻合较好,能够很好反映型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点在低周反复荷载作用下的滞回特性。本文研究结果可为节点抗震设计提供一定参考。

关键词: 型钢再生混凝土柱(SRRC); 钢梁; 节点; 抗震性能; 恢复力模型

中图分类号: TU398 **文献标识码:** A **DOI:** 10.7520/1001-4888-17-089

0 引言

再生混凝土技术的研究应用可实现废弃混凝土的回收再利用,使废弃混凝土恢复部分原有性能,形成新的建筑材料,在解决有限自然资源日益匮乏问题的同时,还保护了生态环境,符合绿色环保要求^[1]。因此,关于再生混凝土结构受力性能研究,对推广再生混凝土的工程应用具有积极意义。

国内外研究表明^[2-5],再生混凝土基本力学性能相比于普通混凝土仍存在一定差距,而将其应用于组合结构中形成钢与再生混凝土组合结构,可以有效改善其受力性能。型钢再生混凝土柱就是其中的一种构件形式^[6,7],通过在钢筋再生混凝土柱中配置型钢,可以有效提高构件承载力、稳定性及延性变形能力,与普通型钢混凝土柱相比,尽管其承载力及抗震性能有一定的降低,但型钢再生混凝土柱仍具有较好的抗震性能,同时具有再生混凝土绿色环保的显著特征,是一种抗震环保构件。本课题组将型钢再生混凝土柱和钢梁相结合,提出了型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架结构。该新型结构具有承载力高、抗震性能好以及施工相对简便等优点,同时又具有再生混凝土绿色环保的显著特征,符合我国可持续发展的要求,因而具有广阔的发展应用前景。目前,国内外对型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架结构的研究很少,尤其对该组合框架节点的抗震性能及恢复力模型尚属空白。

* 收稿日期: 2017-04-09; 修回日期: 2017-05-16

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408485),中国博士后科学基金资助项目(2015M572584),住房和城乡建设部科学技术计划项目(2015-K2-011),陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2016JQ5024),陕西省住房和城乡建设科学技术计划项目(2015-K129),西安理工大学科学研究计划项目(2016CX028)

通讯作者: 马辉(1985-),男,副教授,博士,硕导,主要从事钢与混凝土组合结构及再生混凝土结构研究。Email: mahuiwell@163.com

鉴于此,本文对 5 个型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点抗震性能进行试验研究,在此基础上,考虑试件弹性阶段、带裂缝工作段、屈服强化段及破坏阶段 4 个受力过程,采用回归拟合法建立了型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点四折线骨架曲线模型,并对整个加载和卸载过程中的刚度退化规律及滞回规则进行分析,提出了型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点滞回曲线恢复力模型,可为该种节点工程应用提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计

设计制作了 5 个组合框架节点试件,主要考虑再生粗骨料取代率和轴压比两个设计参数对节点抗震性能的影响,试件设计参数如表 1 所示,试件形状尺寸及截面配筋如图 1 所示。

表 1 试件设计参数及水平

Tab.1 Design parameters of specimens

设计参数水平	水平 1	水平 2	水平 3
再生粗骨料取代率 r	0%	50%	100%
轴压比 n	0.18	0.36	0.54

注:轴压比 $n=N/(f_c A_c + f_a A_a)$; N 为柱轴向荷载设计值; f_c 和 A_c 分别为再生混凝土轴心抗压强度设计值和截面面积; f_a 和 A_a 分别为型钢屈服强度设计值和截面面积。

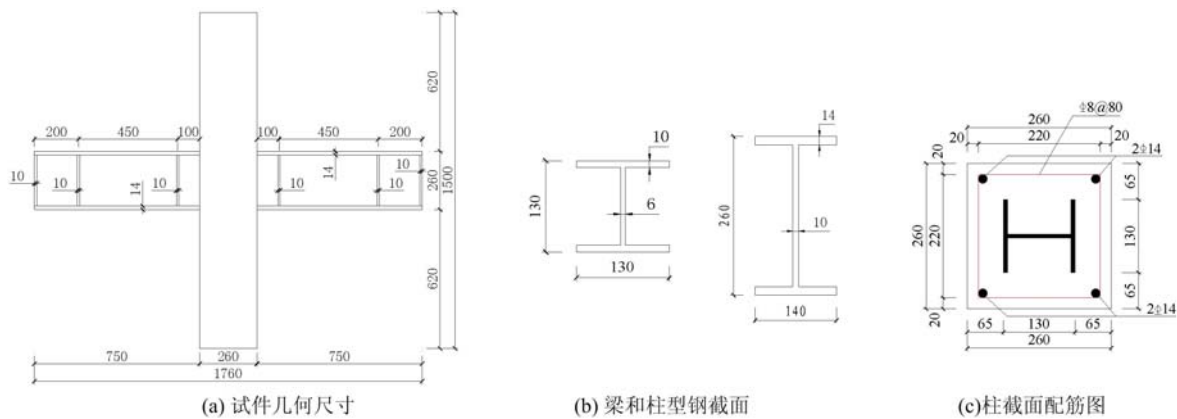


图 1 试件几何尺寸及配筋图

Fig.1 Geometry size and reinforcing bars of specimens

试件核心钢骨部分为柱贯通式节点,由焊接工字钢组合焊接而成,左右钢梁采用熔透对接焊缝焊接,钢材材料基本力学性能见表 2。再生混凝土强度等级为 C40,再生粗骨料来源于拆迁建筑的废弃混凝土,其各项材料指标基本能满足《混凝土用再生粗骨料》(GB/T25177-2010)^[8]的配置要求,再生混凝土基本力学性能指标见表 3。

表 2 钢材材料性能指标

Tab.2 Properties of steel products

钢材类型	屈服强度 f_y/MPa	极限强度 f_u/MPa	弹性模量 E_s/MPa	屈服应变/ $\mu\epsilon$
柱型钢 翼缘	329.8	465.8	2.02×10^5	1632
柱型钢 腹板	391.5	503	1.99×10^5	1967
梁型钢 翼缘	268.3	443.6	1.93×10^5	1390
梁型钢 腹板	329.8	465.8	2.02×10^5	1632
纵筋 B14	446.3	523.8	2.15×10^5	2075
箍筋 B8	418.9	491.6	2.12×10^5	1976

表 3 再生混凝土材料性能指标
Tab. 3 Properties of recycled coarse aggregate concrete

强度等级	再生粗骨料取代率 r	立方体抗压强度 f_{cu}/MPa	棱柱体轴心抗压强度 f_{rc}/MPa	抗拉强度 f_t/MPa	弹性模量 E_{rc}/MPa
C40	0%	45.98	34.94	2.89	2.533×10^4
C40	50%	44.46	33.79	2.83	2.508×10^4
C40	100%	40.65	30.89	2.67	2.440×10^4

1.2 加载装置及制度

本试验采用柱端加载装置进行加载,试验加载装置如图 2 所示。在柱下端设置固定铰约束,左右梁端设置链杆约束,水平荷载由 MTS 电液伺服作动器施加,竖向荷载由稳压千斤顶施加,在千斤顶底座与反力梁之间设置滚轮,以保证在水平加载过程中千斤顶能跟随柱顶实时水平移动。图 3 为试验加载装置现场。

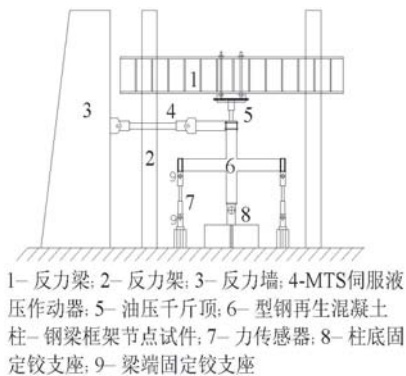


图 2 试验加载装置

Fig. 2 Test set-up



图 3 试验加载现场

Fig. 3 Loading site of test

试验采用荷载一位移混合加载方法进行加载。试验前对节点试件进行预加载,之后将轴向荷载加至设计值并保持恒定,直至试验结束;水平荷载通过水平作动器施加,试验加载参考我国《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101-2015)^[9]进行,试件屈服前,采用荷载控制并分级加载,屈服后采用位移循环加载,直至试件承载力下降至其峰值荷载的 85%,试验结束。

1.3 加载过程及破坏形态

通过低周反复荷载试验可知,5 个型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点试件破坏形态较为类似,均发生剪切破坏,核心区剪切变形明显,破坏过程大致可以分为弹性段、带裂缝工作阶段、屈服强化阶段及破坏 4 个阶段。各试件最终破坏形态如图 4 所示。现以试件 CFJ3 为例对组合框架节点的破坏过程及形态进行详细描述。

从开始加载至开裂前,试件处于弹性状态,各部分应变及变形均不明显,在此阶段,水平荷载主要由再生混凝土承担;当荷载增加至 $\pm 70\text{kN}$ 时,节点域中下部出现一条斜向裂缝,此时试件进入开裂阶段;随荷载的不断增大,节点域再生混凝土表面裂缝不断开展;当荷载增加至 $\pm 100\text{kN}$ 时,节点域中部开始出现 45° 斜向裂缝,随着荷载的继续增大,原有的裂缝不断延伸变宽,型钢腹板进入屈服阶段,直至荷载增加至 $\pm 120\text{kN}$ 时,节点核心区均出现多条交叉斜裂缝,此时试件基本屈服;之后进入位移控制加载,随荷载的进一步增大,外部再生混凝土开始逐步退出承载能力,箍筋及核心钢骨成为主要受力部件并基本进入弹塑性屈服状态,各部分应变呈非线性增长;峰值荷载后,当位移加载至 $\pm 34\text{mm}$ 时,节点域再生混凝土开始脱落,并伴有明显的撕裂的声音,型钢和箍筋屈服,试件承载力明显降低;随后,试件承载力

下降至峰值荷载的 85% 后, 试件破坏, 试验结束。

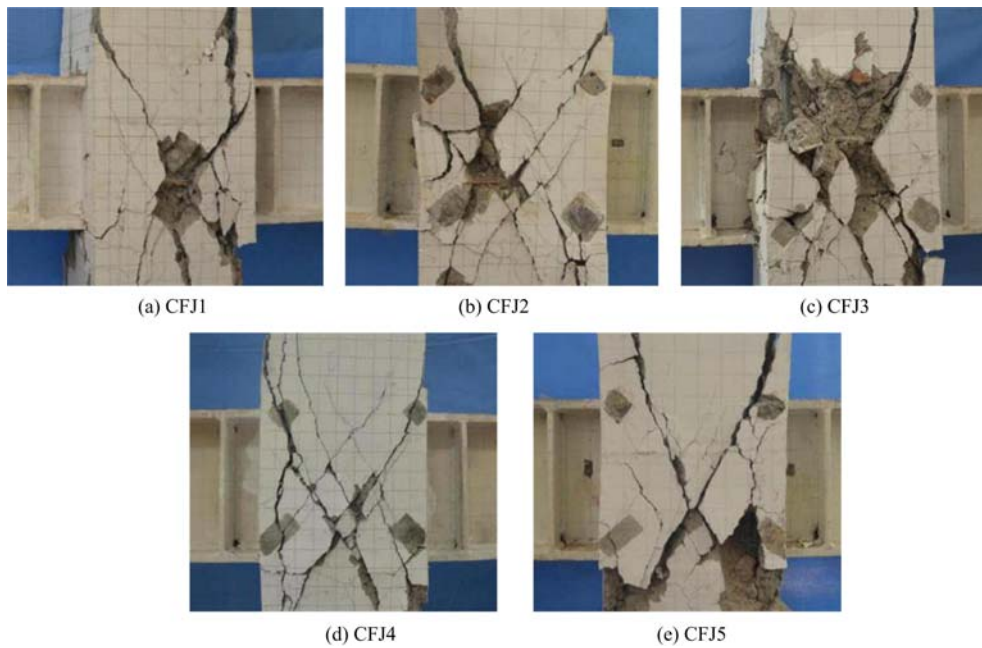


图 4 各试件破坏形态

Fig. 4 Failure patterns of specimens

2 试验结果

2.1 滞回曲线

本次试验所得型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点在低周反复荷载作用下的荷载-位移滞回曲线 ($P-\Delta$ 曲线) 如图 5 所示。

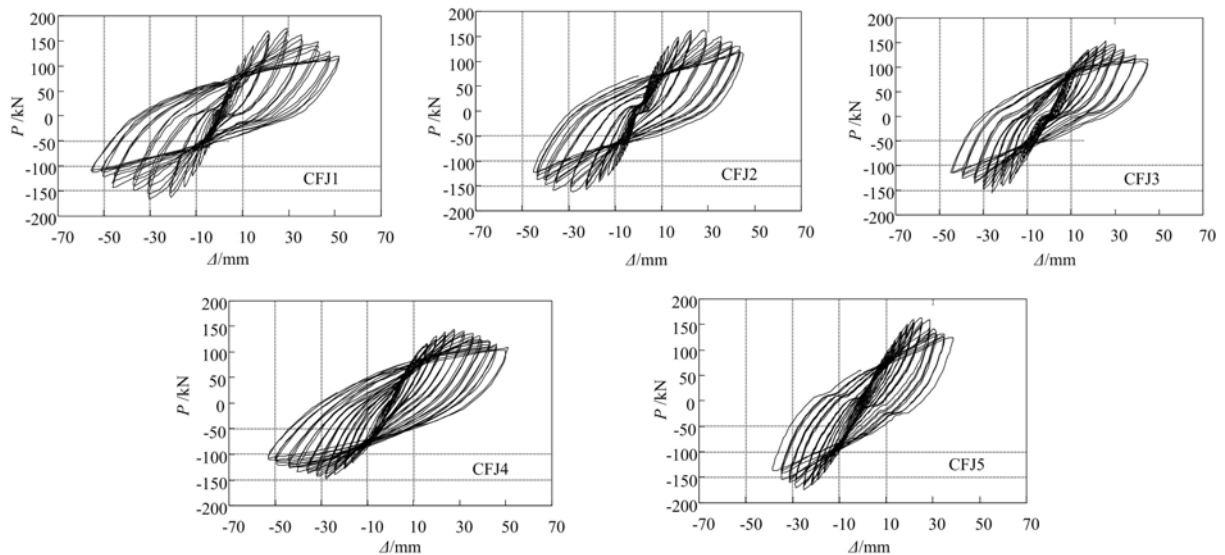


图 5 试件荷载-位移滞回曲线

Fig. 5 Load-displacement of hysteretic loops of specimens

由图 5 可知, 节点试件滞回曲线均呈典型的梭形, 较为饱满, 虽然加载过程中略有滑移和捏缩现象, 但总体上表现出较好的抗震性能。在加载过程中, 节点区域核心再生混凝土由于受到钢筋骨架和型钢的共同约束作用, 保持较好的受力性能, 使得构件在加载后期仍表现出较好的抗震性能。

另外, 随着再生骨料取代率的增加, 试件滞回曲线的形状基本一致, 滞回环包围面积有所减小, 饱满

程度略有降低,试件的耗能能力呈降低趋势,但整体降幅不大。轴压比对试件滞回曲线的影响较大,小轴压比试件达到峰值荷载时的水平位移较大,峰值后,滞回曲线较为平稳,位移循环次数较多,且试件的刚度退化和强度衰减缓慢,极限位移较大,表现出良好的变形性能;大轴压比试件则整体表现出较差的抗震性能和延性耗能能力,因此合理设计轴压比对型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点抗震性能的发

2.2 骨架曲线

组合框架节点试件的骨架曲线如图6所示。表4为节点骨架曲线不同阶段特征点的实测值。从整体来看,在屈服荷载前,各试件骨架曲线上升段基本重合,没有明显的拐点,并保持一定的弹性直线段,试件刚度较大;随着荷载的增大,试件的骨架曲线逐渐向横坐标靠拢,出现一定的刚度退化现象;达到峰值荷载后,试件刚度退化越发明显,此时骨架曲线开始下降,其后期曲线下降段较为平缓,表明节点具有较好的变形能力。

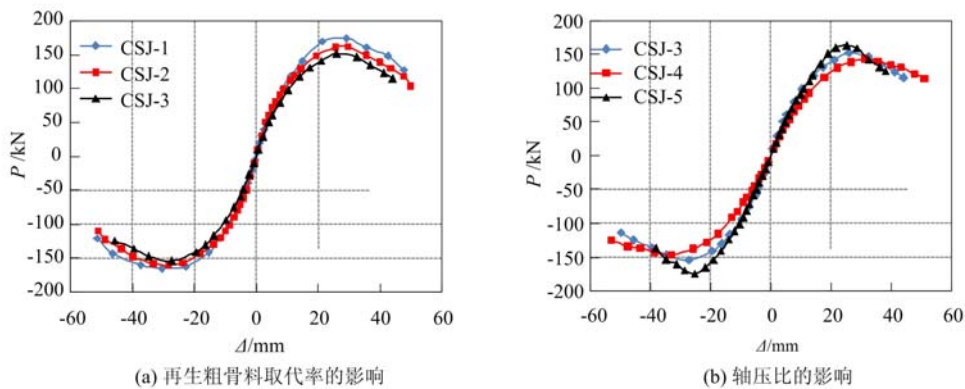


图6 节点骨架曲线和无量纲骨架曲线

Fig. 6 Skeleton curves and their dimensionless curves of joints

由图6可知,随再生骨料取代率的增大,屈服荷载后,骨架曲线斜率略有减小,峰值荷载后,骨架曲线下降段略有变陡,表明节点延性随取代率的增加而降低;轴压比对节点试件的骨架曲线影响较大,试件开裂后,骨架曲线开始出现明显偏差,随轴压比的增大,曲线上升段刚度明显减小,峰值荷载后,骨架曲线下降段变得陡峭,延性明显变差,节点承载力衰减严重。试件延性通过位移延性系数 μ 表征(μ 为极限位移与屈服位移的比值),由表4可知,除高轴压比试件外,其余节点试件位移延性系数均大于3.0,所有试件位移延性系数均值为3.29,表明该组合框架节点具有较好的抗震性能。

表4 节点骨架曲线主要特征值

Tab. 4 Main characteristic value of skeleton curve of joints

试件 编号	加载 方向	开裂点		屈服点		峰值点		极限点		延性系数 μ	均值
		P_{cr}/kN	Δ_{cr}/mm	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
CFJ1	推	73.2	5.57	130.24	13.05	175.1	26.7	148.8	42.67	3.27	3.38
	拉	-71.51	-5.62	-132.05	-13.37	-165.57	-27.38	-140.73	-46.65	3.49	
CFJ2	推	68.6	5.16	118.24	12.43	163.17	28.31	137.9	39.91	3.21	3.23
	拉	-70.12	-5.03	-125.06	-13.15	-161.1	-29.03	-136.94	-42.73	3.25	
CFJ3	推	70.31	7.81	112.06	12.67	152.13	26.94	129.31	39.01	3.08	3.13
	拉	-71.06	-8	-115.27	-13.21	-154.24	-27.61	-131.1	-42.01	3.18	
CSJ4	推	52.13	6.23	91.29	12.60	143.23	31.68	121.75	47.61	3.78	3.84
	拉	-54.62	-6.7	-92.36	-13.37	-146.49	-33.15	-124.52	-52.15	3.90	
CSJ5	推	79	7.45	107.86	12.57	163.24	25.32	138.75	33.65	2.68	2.86
	拉	-81.21	-7.26	-109.67	-11.92	-174.61	-25.67	-148.42	-36.23	3.04	

3 组合框架节点恢复力模型

3.1 骨架曲线恢复力模型

考虑试件加载经历的 4 个受力阶段,将节点骨架曲线简化为考虑刚度退化的四段折线模型。骨架曲线各特征点分别为开裂点 $A(P_c, \Delta_c)$;屈服荷载点 $B(P_y, \Delta_y)$;峰值荷载点 $C(P_{max}, \Delta_{max})$;极限荷载点 $D(P_u, \Delta_u)$ 。其中屈服荷载点 B 采用“通用屈服弯矩法”求得,极限荷载点 D 取峰值荷载的 85%。由于各试件骨架曲线存在一定差异性,首先对各试件骨架曲线进行无量纲化处理,如图 7 所示, $+P_{max}$ 和 $+\Delta_{max}$ 分别表示节点正向加载的峰值荷载及其对应的位移, $-P_{max}$ 和 $-\Delta_{max}$ 分别表示节点负向加载的峰值荷载及其对应的位移。

由图 7 可以看出,经无量纲化处理后的节点骨架曲线各数据点具有较好的规律性,如图 7 中实线所示。采用回归方法对节点骨架曲线各阶段数据点进行拟合得到其四折线骨架曲线模型,如图 8 所示, OA 、 AB 、 BC 、 CD 和 OA' 、 $A'B'$ 、 $B'C'$ 、 $C'D'$ 分别为节点正向和反向加载的弹性阶段、带裂缝工作段、屈服强化阶段和破坏阶段。节点骨架曲线各阶段拟合方程如表 5 所示。

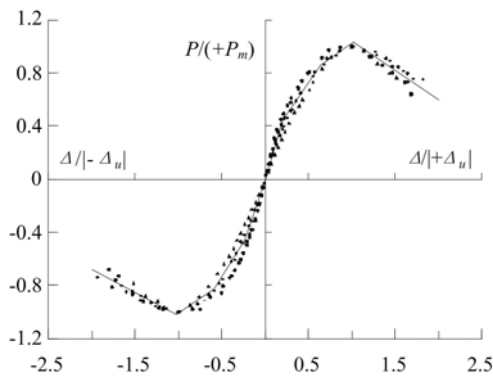


图 7 节点无量纲化骨架曲线
Fig. 7 Dimensionless skeleton curves of joints

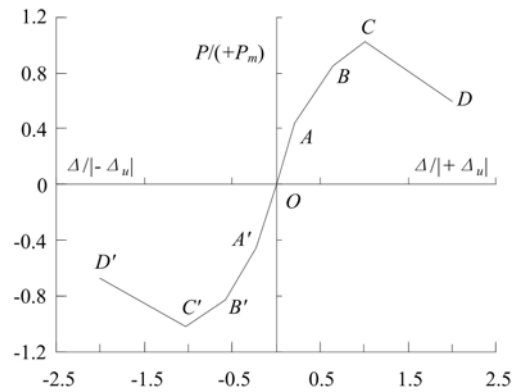


图 8 节点骨架曲线模型
Fig. 8 Skeleton curve model of joints

表 5 节点骨架曲线模型各线段回归方程
Tab. 5 Regression equations of skeleton curve model of joints

线段	回归方程表达式	与位移轴夹角	刚度
OA	$P/(+P_m) = 2.1151\Delta/(+\Delta_m)$	65°	2.1151
AB	$P/(+P_m) = 0.9534\Delta/(+\Delta_m) + 0.2407$	44°	0.9534
BC	$P/(+P_m) = 0.465\Delta/(+\Delta_m) + 0.555$	25°	0.465
CD	$P/(+P_m) = -0.4409\Delta/(+\Delta_m) + 1.4745$	-24°	-0.4409
OA'	$P/ -P_m = 1.9697(\Delta/ -\Delta_m)$	63°	1.9697
A'B'	$P/ -P_m = 1.0582(\Delta/ -\Delta_m) - 0.2126$	47°	1.0582
B'C'	$P/ -P_m = 0.4369(\Delta/ -\Delta_m) - 0.5749$	24°	0.4369
C'D'	$P/ -P_m = -0.3568(\Delta/ -\Delta_m) - 1.3909$	-20°	-0.3568

节点四折线骨架曲线模型中的 OA 段和 OA' 段采用正向加载和反向加载开裂荷载点 $A(A')$ 之前的实测数据点进行拟合得到,直线斜率为骨架曲线弹性段的初始刚度 $K_1(K_1')$; AB 段和 $A'B'$ 段采用正向加载和反向加载开裂荷载点 $A(A')$ 与屈服荷载点 $B(B')$ 之间的实测数据点进行拟合得到,直线斜率为骨架曲线带裂缝工作段的刚度 $K_2(K_2')$;屈服强化段 BC 和 $B'C'$ 采用屈服荷载点 $C(C')$ 与峰值荷载点 $D(D')$ 之间的实测数据点进行线性回归拟合得到,直线斜率表示试件屈服后的弹塑性刚度 $K_3(K_3')$;破坏阶段的 CD 和 $C'D'$ 采用峰值荷载点 $D(D')$ 之后的数据点进行拟合得到,直线斜率表示试件屈服后的

弹塑性刚度 K_i (K_i')。

3.2 骨架曲线计算结果与试验结果对比

由表 5 给出的节点骨架曲线模型正反向加载各阶段的回归方程,通过计算可以得到各组合框架节点试件骨架曲线。图 9 为各试件骨架曲线计算结果与试验结果的比较,由图 9 可知,本文所提的节点四折线骨架曲线模型与试验骨架曲线整体吻合较好,表明在低周反复荷载作用下,该四折线骨架曲线模型能够很好反映节点试件在整个受力过程中荷载和位移的关系,可作为该组合框架节点恢复力分析的基础。

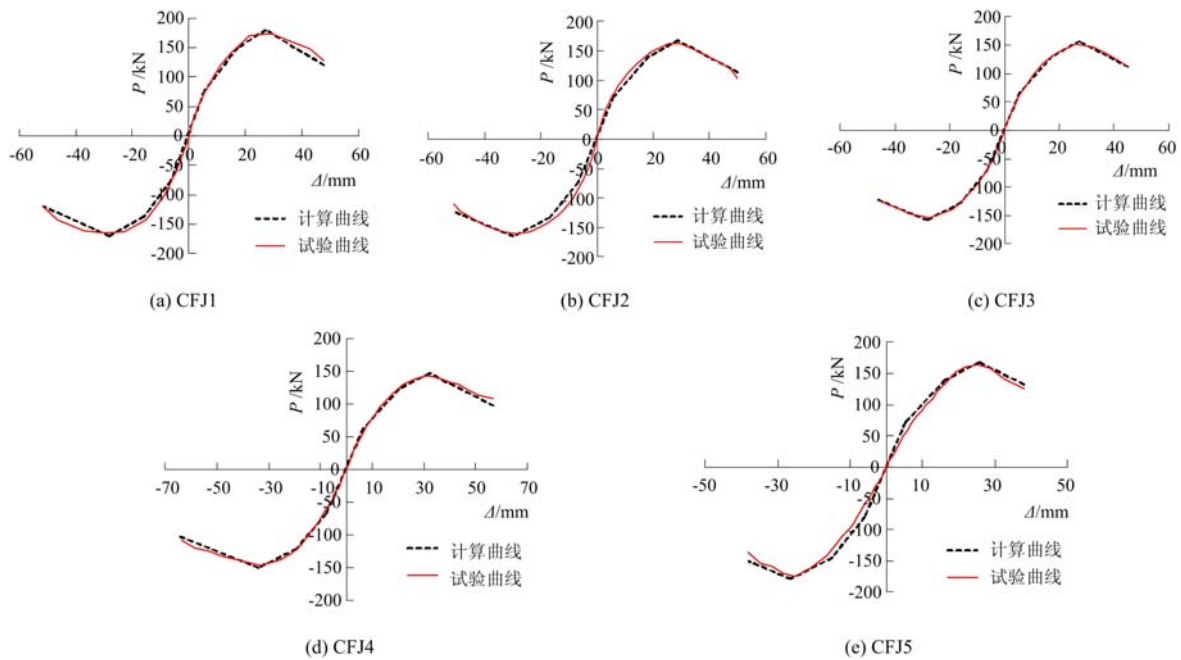


图 9 节点骨架曲线计算结果与试验结果对比

Fig. 9 Comparison between calculated and experimental values of skeleton curves of joints

3.3 刚度退化规律

由低周反复荷载试验可知,节点试件刚度随荷载及位移加载级数的增大逐渐降低。在试验弹性段,试件刚度较大且基本保持不变,卸载刚度取试件的初始刚度,试件开裂后刚度退化开始不断加快。鉴于此,本文对节点试件各阶段的正向及反向卸载刚度分别进行非线性拟合, K_{12} 、 K_{34} 、 K_{56} 表示节点正向受力时的卸载刚度, $K_{1'2'}$ 、 $K_{3'4'}$ 、 $K_{5'6'}$ 表示节点反向受力时的卸载刚度,如图 10 所示。

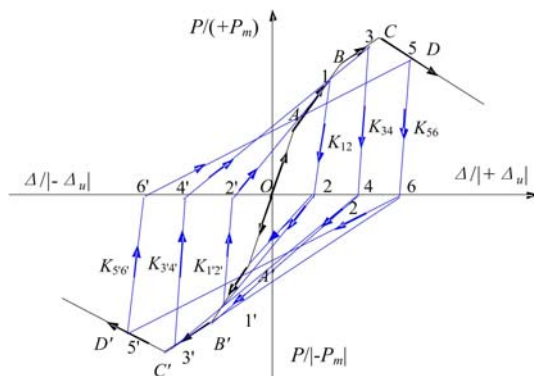


图 10 试件刚度退化规律

Fig. 10 Rigidity degradation rules of specimens

3.3.1 正向刚度 K_{12} 与反向刚度 $K_{1'2'}$ 退化规律

如图 10 所示,当正向及反向分别加载至 AB 和 A'B'段卸载时,卸载路线分别沿 12 和 1'2'进行,卸载刚度分别取 K_{12} 和 $K_{1'2'}$;采用拟合法对卸载点 12 和 1'2'之间的所有实测数据进行拟合,分别得到正向加载 AB 和反向加载 A'B'段所有数据点的卸载刚度 K_{12} 和 $K_{1'2'}$;然后再对各阶段所有卸载刚度进行无量纲化处理并采用幂函数进行非线性回归拟合,分别得到 K_{12}/K_0 与 $\Delta_1/(\pm\Delta_m)$ 及 $K_{1'2'}/K_0'$ 与 $\Delta_1'/(-\Delta_m)$ 之间的非线性关系曲线,如图 11 所示。

正向卸载刚度 K_{12} 与反向卸载刚度 $K_{1'2'}$ 的退化

曲线方程如下式所示:

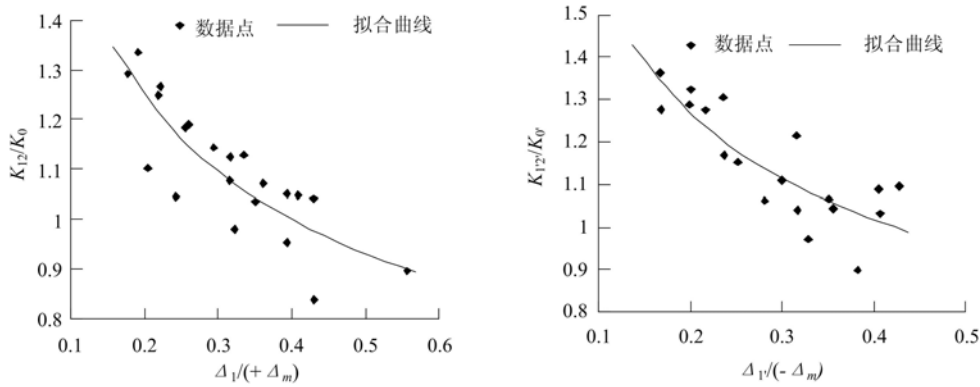


图 11 节点刚度 K_{12} 和 $K_{1'2'}$ 退化规律曲线

Fig. 11 Degradation rule curve of stiffness K_{12} and $K_{1'2'}$ of joints

$$K_{12}/K_0 = 0.7465 [\Delta_1/(+\Delta_m)]^{-0.319} \tag{1}$$

$$K_{1'2'}/K_{0'} = 0.7679 [\Delta_{3'}/(-\Delta_m)]^{-0.723} \tag{2}$$

式中, K_0 和 $K_{0'}$ 分别为节点正向和反向加载弹性段初始刚度, 即各试件骨架曲线正向加载弹性段实测数据线性拟合所得直线斜率。 Δ_1 和 $\Delta_{1'}$ 为节点正向加载点 1 与反向加载点 1' 对应的位移。

3.3.2 正向刚度 K_{34} 与反向刚度 $K_{3'4'}$ 退化规律

如图 10 所示, 当正向及反向分别加载至 BC 和 B'C' 段卸载时, 卸载路线分别沿 34 和 3'4' 进行, 卸载刚度分别取 K_{34} 和 $K_{3'4'}$; 采用拟合法对卸载点 34 和 3'4' 之间的所有实测数据进行拟合, 分别得到正向加载 BC 和反向加载 B'C' 段所有数据点的卸载刚度 K_{34} 和 $K_{3'4'}$; 然后再对各阶段所有卸载刚度进行无量纲化处理并采用幂函数进行非线性回归拟合, 分别得到 K_{34}/K_0 与 $\Delta_3/(+\Delta_m)$ 及 $K_{3'4'}/K_{0'}$ 与 $\Delta_{3'}/(-\Delta_m)$ 之间的非线性关系曲线, 如图 12 所示。

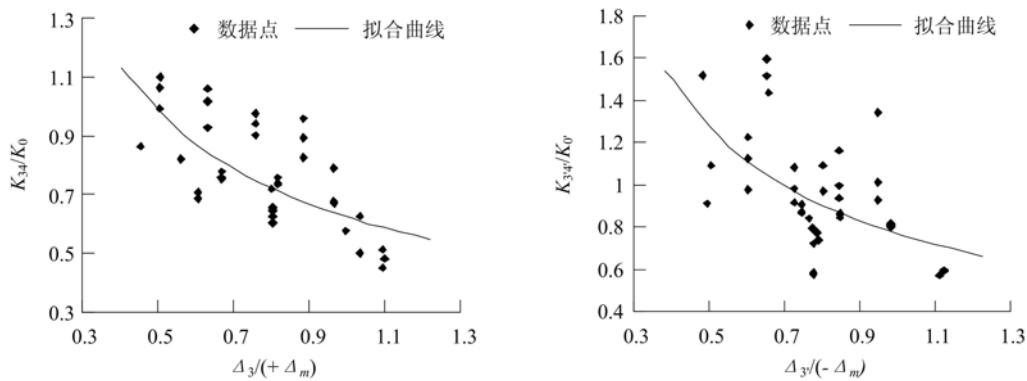


图 12 刚度 K_{34} 和 $K_{3'4'}$ 退化规律曲线

Fig. 12 Degradation rule curve of stiffness K_{34} and $K_{3'4'}$ of joints

正向卸载刚度 K_{34} 与反向卸载刚度 $K_{3'4'}$ 的退化曲线方程如下式所示:

$$K_{34}/K_0 = 0.6228 [\Delta_3/(+\Delta_m)]^{-0.659} \tag{3}$$

$$K_{3'4'}/K_{0'} = 0.7679 [\Delta_{3'}/(-\Delta_m)]^{-0.723} \tag{4}$$

式中, Δ_3 和 $\Delta_{3'}$ 为正向加载点 3 与反向加载点 3' 对应的位移。

3.3.3 正向刚度 K_{56} 与反向刚度 $K_{5'6'}$ 退化规律

如图 10 所示, 当正向及反向分别加载至 CD 和 C'D' 段卸载时, 卸载路线分别沿 56 和 5'6' 进行, 卸载刚度分别取 K_{56} 和 $K_{5'6'}$; 采用拟合法对卸载点 56 和 5'6' 之间的所有实测数据进行拟合, 分别得到正向加载 CD 和反向加载 C'D' 段所有数据点的卸载刚度 K_{56} 和 $K_{5'6'}$; 然后再对各阶段所有卸载刚度进行无量纲化处理并采用幂函数进行非线性回归拟合, 分别得到 K_{56}/K_0 与 $+\Delta_5/(+\Delta_m)$ 及 $K_{5'6'}/K_{0'}$ 与 $\Delta_{5'}/$

($-\Delta_m$)之间的非线性关系曲线,如图13所示。

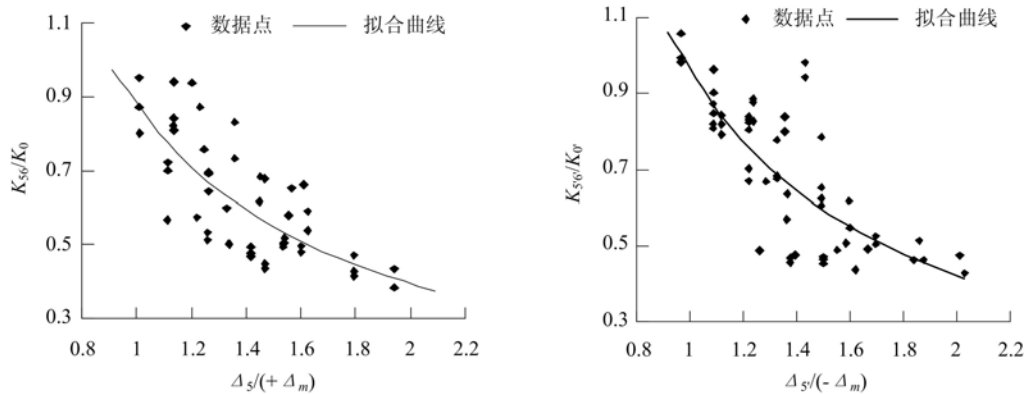


图13 刚度 K_{56} 和 $K_{5'6'}$ 退化规律曲线

Fig. 13 Degradation rule curve of stiffness K_{56} and $K_{5'6'}$ of joints

正向卸载刚度 K_{56} 与反向卸载刚度 $K_{5'6'}$ 的退化曲线方程如下式所示:

$$K_{56}/K_0 = 0.8747 [\Delta_5 / (+\Delta_m)]^{-1.148} \quad (5)$$

$$K_{5'6'}/K_0' = 0.9567 [\Delta_5' / (-\Delta_m)]^{-1.178} \quad (6)$$

式中, Δ_5 和 Δ_5' 为正向加载点 5 与反向加载点 5' 对应的位移。

3.4 滞回曲线恢复力模型

在骨架曲线恢复力模型和正反卸载刚度确定后,对节点整个过程的滞回规则进行描述,建立型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点四折线滞回曲线恢复力模型,如图10所示,具体描述如下:

正向加载时,路径沿 OABCD 进行,反向加载时,路径沿 OA'B'C'D' 进行。在加载至 OA 段的某点卸载时,其路径沿 AO 进行,卸载刚度为试件初始弹性段刚度;

试件开裂后,当加载至 AB 段的某点卸载时,其卸载路径沿 12 进行,卸载刚度取 K_{12} ,若由 2 点反向加载未超过开裂点,则此时加载指向开裂荷载点 A',沿路径 2A'B'C'D' 进行反向加载,若反向加载点超过开裂点,则加载指向上次经过的最大点 1',即沿路径 21'B'C'D' 进行反向加载;当加载至 A'B' 段卸载时,其反向卸载及正向加载路径 AB 段相似。

试件屈服后,在 BC 段某点卸载时,路径沿 34 进行,刚度取 K_{34} ,若由 4 点再反方向加载未过屈服点,则路径指向点 B',按 4B'C'D' 进行加载,若反向加载超过屈服点,则加载路线应指向前次加载的峰值点 3',即按路径 43'C'D' 进行加载;在 B'C' 段的卸载及再加载情况与 BC 段相似。

峰值荷载后在 CD 段卸载时,以 K_{56} 为卸载刚度,沿 56 进行卸载,若卸载后反向加载未过峰值点,则沿路径 6C'D' 进行加载,若反向加载超过峰值点,则沿路径 65'D' 进行加载;在 C'D' 段的卸载情况与 CD 段相似。

4 恢复力模型验证

根据图10所示恢复力模型滞回规则,并结合骨架曲线模型各阶段的回归方程和正反向加载各阶段卸载刚度退化规律回归方程,可得到节点的计算滞回曲线,图14为节点计算滞回曲线与试验滞回曲线的比较。由图14可知,节点计算滞回曲线与试验滞回曲线整体走势一致,吻合较好,这表明所建立的四折线恢复力模型能够较好地反映型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点在低周反复荷载作用下的滞回特性和恢复力特征。

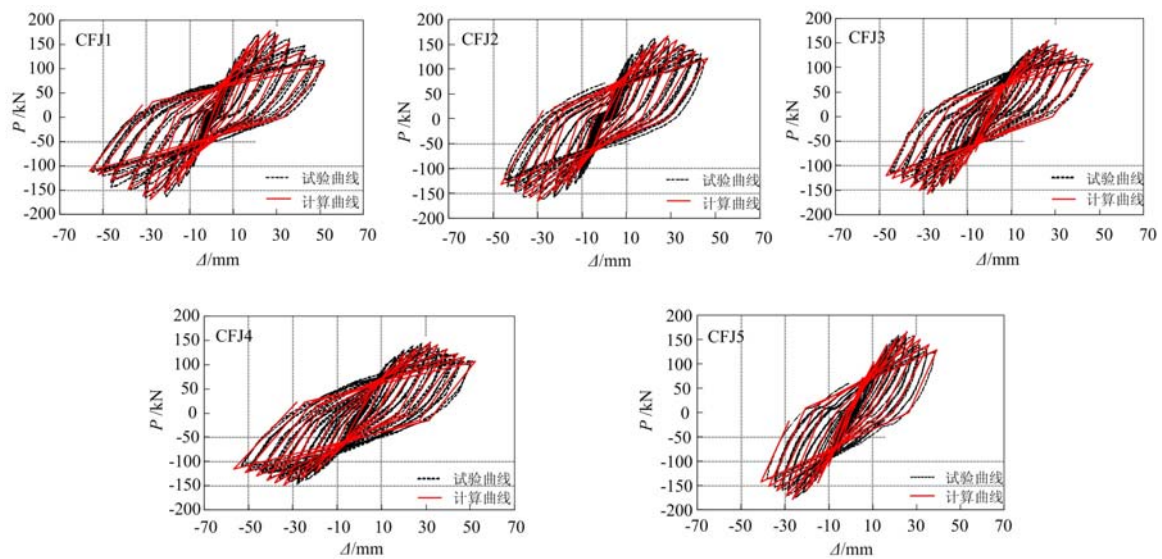


图14 节点滞回曲线计算结果与试验结果对比

Fig. 14 Comparison between calculated and experimental values of hysteresis curves of joints

5 结论

对5个型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点试件进行低周反复荷载试验,在此基础上,建立了型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点的四折线恢复力模型,主要结论如下:

(1) 在低周反复荷载作用下,节点试件破坏形态大致经历了4个阶段,即弹性段、带裂缝工作段、屈服强化段和破坏阶段,试件节点域主要发生剪切破坏,节点核心区剪切变形明显;

(2) 试件滞回曲线呈梭形形状且较为饱满,位移延性系数平均值为3.29,节点具有较好的耗能能力和抗震性能;

(3) 试件抗震性能随着再生粗骨料取代率的增加而降低,但幅度不大;适当增大轴压比,尽管对试件承载力有利,但试件抗震延性明显降低;

(4) 在确定节点骨架曲线模型、刚度退化规律及滞回规则的基础上,建立了型钢再生混凝土柱-钢梁组合框架节点恢复力模型,计算曲线与试验曲线吻合较好,该模型可为该种节点动力分析提供一定的参考。

参考文献:

- [1] 肖建庄. 再生混凝土[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008 (XIAO Jianzhuang. Recycled concrete[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008 (in Chinese))
- [2] 马辉. 型钢再生混凝土柱抗震性能及设计计算方法研究[D]. 西安建筑科技大学, 2013 (MA Hui. Study on seismic behavior and design calculation method of steel reinforced concrete column[D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2013 (in Chinese))
- [3] Khatibj M. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate[J]. Cement and Concrete Research, 2005, 35(4):763-769.
- [4] 薛建阳, 马辉, 刘义. 反复荷载下型钢再生混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2014, 47(1):36-46 (XUE Jianyang, MA Hui, LIU Yi. Experimental study on seismic performance of steel reinforced recycled concrete columns under low-cyclic reversed loading[J]. China Civil Engineering Journal. 2014, 47(1):36-46 (in Chinese))
- [5] 刘祖强, 薛建阳, 马辉, 等. 型钢再生混凝土柱正截面承载力试验及数值模拟[J]. 工程力学, 2015, 32(1):81-87 (LIU Zuqiang, XUE Jianyang, MA Hui, et al. Testing and numerical simulation of the normal cross-section bearing capacity of steel reinforced recycled concrete columns[J]. Engineering Mechanics, 2015, 32(1):81-87 (in Chinese))

- [6] Hui Ma, Jianyang Xue, Yunhe Liu, et al. Cyclic loading tests and shear strength of steel reinforced recycled concrete short columns[J]. *Engineering Structures*, 2015, 92(6):55–68 (in Chinese))
- [7] 崔卫光. 型钢再生混凝土组合柱正截面受力性能试验研究[D]. 西安建筑科技大学, 2011 (CUI Weiguang. Experimental study on mechanical behaviors of normal cross-section of steel recycled concrete composite columns [D]. Xi'an University of Architecture and Technology, 2011 (in Chinese))
- [8] GB/T25177–2010. 混凝土用再生粗骨料[S]. 北京: 中国标准出版社, 2010 (GB/T25177–2010. Recycled coarse aggregate for concrete[S]. Beijing: Standards Press of China, 2010 (in Chinese))
- [9] JGJ101–2015. 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015 (JGJ101–2015. Code of practice for seismic test of buildings[S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2015 (in Chinese))

Experimental study on restoring force model of composite frame nodes of SRRC columns and steel beams

MA Hui, SUN Shu-wei, MAO Zhao-wei, LIU Yun-he, DONG Jing

(School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Shaanxi 710048, China)

Abstract: In order to establish restoring force model of nodes in composite frame consisted of steel reinforced recycled concrete (SRRC) columns and steel beams, low cycle repeated load experiment for five composite frame node specimens was carried out. The failure processes and morphological characteristics of specimens were observed; the hysteresis loops and skeleton curves of each specimen were obtained; and the hysteretic behavior and seismic behavior were specially analyzed. Experimental results show that the typical shear failure pattern occurs in each node specimen, and the stress process has experienced four stages: elastic stage, working stage with cracks, yielding strengthening stage and failure stage. The hysteresis loops of node presents a relatively full fusiform shape. The average displacement ductility coefficient is 3.29, showing good seismic performance. On the basis, considering the stress characteristics of node specimens, a four broken line restoring force model for steel reinforced recycled concrete column-steel beam composite frame nodes is established. This model includes skeleton curve model, the stiffness degradation pattern and hysteresis rules. The calculation curve is in good agreement with experimental curves, which can well reflect the hysteretic behavior of nodes subjected to low cyclic repeated loading. Above results can be used as a reference for seismic design of composite frame nodes.

Keywords: steel reinforced recycled concrete (SRRC) columns; steel beams; node; seismic performance; restoring force model