

文章编号:1001-4888(2020)02-327-11

用于 RC 框架-轻钢增层混合结构的 新型外箍式节点抗震性能试验研究^{*}

潘秀珍, 郭子龙, 赵登云, 冯有伟, 田建勃

(西安理工大学 土木建筑工程学院, 陕西西安 710048)

摘要: RC 框架-轻钢增层混合结构是一种上轻下重、刚度突变明显的复杂结构,为了保证结构整体协同工作,本文提出了一种能够有效减缓刚度突变和增强对上部结构约束的新型外箍式连接节点。通过对新型外箍式节点与传统植筋节点的 1:2 缩尺模型拟静力试验研究,得到了试件破坏模式和荷载-一位移滞回曲线,对比分析了其滞回特性、梁端塑性铰、骨架曲线、强度退化、刚度退化和耗能能力等抗震性能。结果表明:新型外箍式节点可以使梁端塑性铰远离梁根部,有效保护了节点核心区;新型节点通过外箍钢板的构造措施提高了试件的初始刚度、承载力和耗能能力,减缓了刚度与强度退化速度,表明新型节点的抗震性能大幅度优于传统植筋节点,研究成果可为 RC 框架-轻钢增层混合结构的节点设计提供一定参考。

关键词: RC 框架-轻钢增层混合结构; 外箍式节点; 耗能能力; 抗震性能

中图分类号: TU391

文献标识码: A

DOI: 10.7520/1001-4888-18-192

0 引言

通过增层改造后形成的 RC 框架-轻钢增层混合结构上部为单层或多层轻钢结构,底部为钢筋混凝土框架。该结构的研究符合我国可持续发展战略要求^[1],对于促进轻钢住宅体系的产业化进程具有推动作用。

由于 RC 框架-轻钢增层混合结构上下部刚度及阻尼相差很大,形成上柔下刚、上轻下重且刚度和质量明显突变的复杂结构体系,沿竖向层间侧移刚度突变显著。在地震作用下,上下部连接节点损伤累积导致节点屈服,产生较大的塑性变形导致增层结构失效,结构整体抗震承载力下降明显。因此,增层结构节点是该类混合结构抗震设计的关键。

目前我国对于 RC 框架-轻钢增层混合结构的研究主要从结构阻尼比的确定^[2]、连接节点的抗震性能^[3,4]、抗侧刚度的影响^[5,6]、隔震方法^[7,8]、整体抗震性能分析^[9,10]等方面进行,本文以连接节点为研究对象,并在传统植筋节点的基础上提出新型外箍式连接节点,不但实现了上、下部结构的可靠连接,还能有效增强节点域刚度及对上部钢柱柱脚的约束,实现施工现场的装配式安装,有效降低施工难度,加快施工进度,同时能够减少施工现场的混凝土湿作业量和施工过程中对原建筑居民正常生活的干扰。

对该新型外箍式节点进行抗震性能研究,可为 RC 框架-轻钢增层混合结构中的节点设计提供一定的参考。

^{*} 收稿日期: 2018-08-21; 修回日期: 2018-11-24

基金项目: 国家自然科学基金(51608441)资助;中国博士后科学基金面上项目(2017M613174)资助;陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2017JQ5032)资助;陕西省高校科协青年人才托举计划项目(20170513)资助

通讯作者: 潘秀珍(1968—),女,博士,副教授,研究方向为钢结构。Email: 13571828178@163.com

1 试验概况

1.1 试件设计

利用 PKPM 软件对某一“4+1”RC 框架-轻钢增层混合结构进行 SATWE 计算分析,其下部为四层钢筋混凝土框架结构,上部为单层单跨轻型门式刚架,上下部结构采用刚接连接,结构标准层平面布置见图 1,每层层高 3.6m。所处地区的基本风压为 0.35kN/m^2 ,二类场地类别,抗震设防烈度为 8 度,地震分组为第一组,场地特征周期为 0.35s 。混凝土采用 C30,梁柱纵钢、箍筋分别为 HRB400、HPB300,顶部轻钢结构采用 Q235-B 钢,楼层刚度比、层间位移角等均满足参考文献[11]的要求。

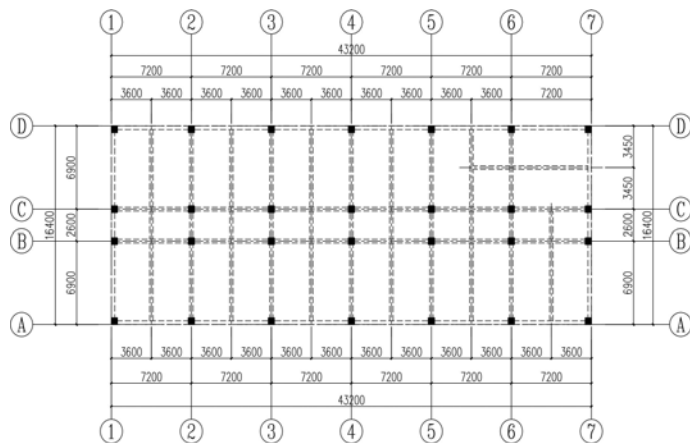


图 1 原结构标准层平面图

Fig. 1 Standard floor plan of original structure

析,传统植筋节点(JD1)和新型外箍式节点(JD2)的截面规格、梁柱配筋和几何尺寸完全相同,具体尺寸见图 2。

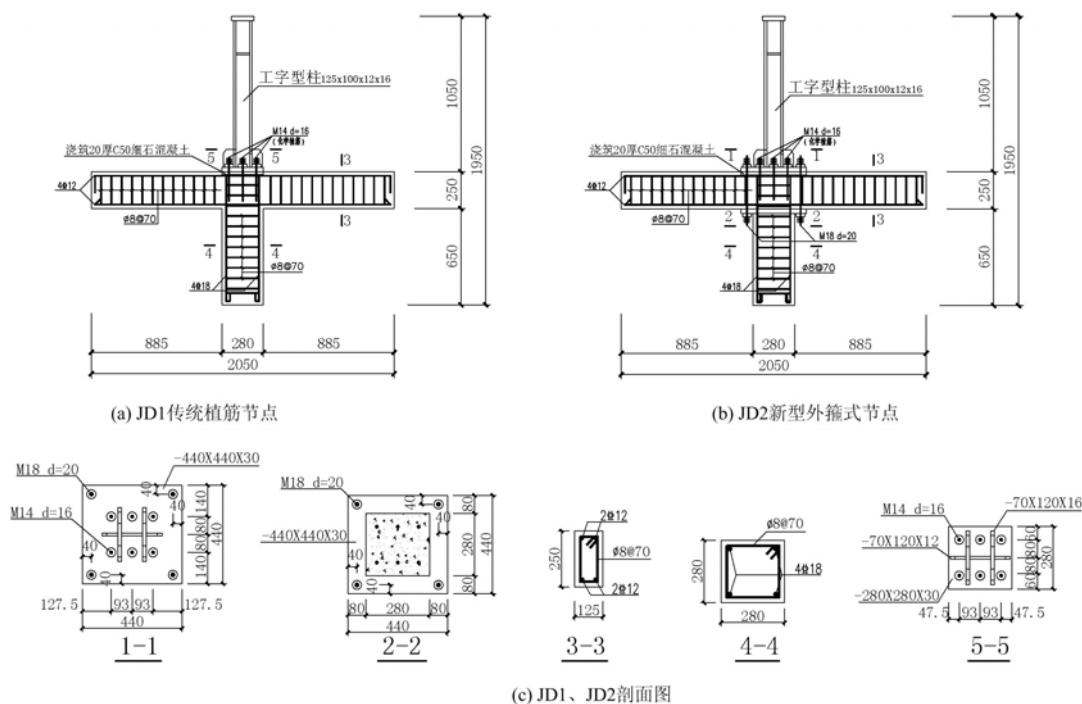


图 2 JD1、JD2 梁柱配筋及尺寸图

Fig. 2 The reinforcement and size diagram of JD1 and JD2

1.2 试件制作

传统植筋节点(JD1)做法:首先凿去混凝土柱顶部保护层,露出钢筋;避开混凝土柱内纵筋,按照设

依据参考文献[12]选取 A 轴中柱节点进行 1:2 缩尺试件设计,试件梁柱长度根据原结构梁柱反弯点进行提取,截面尺寸按相似比例关系进行缩尺。最终确定试件左右梁长度均为 885mm,下柱长度为 900mm,由于上柱端部与水平作动器接触,为使水平荷载能够正好作用在反弯点处,上柱长度为 1050mm;梁柱截面尺寸分别为 $125\text{mm} \times 250\text{mm}$ 和 $280\text{mm} \times 280\text{mm}$;梁上下纵筋均为 $2\Phi 12$,柱纵筋为 $4\Phi 18$,箍筋采用 $\Phi 8@70$;植筋采用 $6\Phi 14$ 钢筋,植筋深度为 210mm。为了进行对比性分

计在柱顶钻孔,用植筋胶预埋地脚螺栓;待植筋养护达到强度要求后,用 C50 无收缩细石混凝土找平密实;最后安装工字型钢柱,将地脚螺栓插入柱脚底板的预留孔,采用双螺母拧紧并焊死。

新型外箍式节点(JD2)做法:新型外箍式节点(JD2)前三步做法同 JD1,不同的是加大柱脚底板尺寸,采用长螺杆双头螺栓将柱脚底板、混凝土梁与下部环板夹紧连接。

1.3 材料性能

采用试件制作剩余的混凝土,按标准试验方法制作三个 $150\text{mm}\times 150\text{mm}\times 150\text{mm}$ 混凝土试块并与试件同条件养护 28 天,在电液伺服万能试验机上进行抗压强度试验,测得 C30 混凝土的平均抗压强度为 32.17MPa 。

钢筋及钢材的材料性能试样如图 3 所示。钢柱的材料性能试样分别从腹板、翼缘所处同一批钢材的多余部分截取,对不同厚度各取 3 个试样进行单向拉伸性能试验,并取其平均值作为代表值。单向拉伸材料性能试验结果列于表 1,试样拉伸试验现场及拉伸后的破坏照片示于图 4 中。

表 1 钢材单向拉伸性能试验结果

Tab. 1 The test data of steel uniaxial tensile performance

试件规格	材料等级	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	伸长率/%
$\phi 8$	HPB300	332.56	489.10	23.75%
$\Phi 12$	HRB400	419.56	585.89	33.33%
$\Phi 18$	HRB400	458.64	629.93	22.96%
12 厚钢板	Q235	299.55	421.52	28.89%
16 厚钢板	Q235	262.67	395.58	31.33%

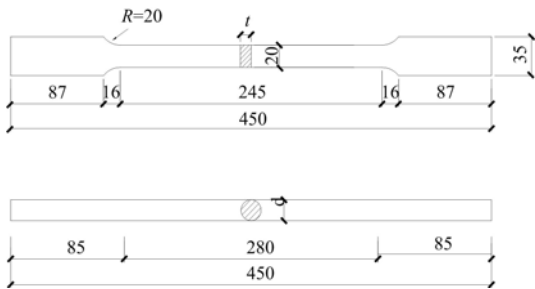
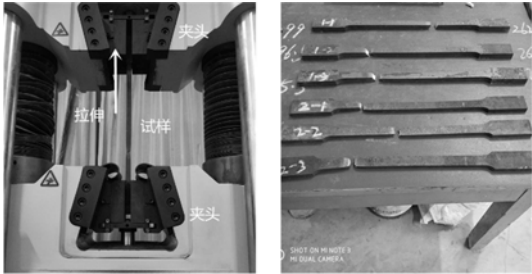


图 3 钢筋及钢材试样

Fig. 3 Steel and steel specimens



(a) 试样拉伸试验现场

(b) 拉伸后的破坏照片

图 4 试样拉伸试验现场及拉伸后的破坏照片

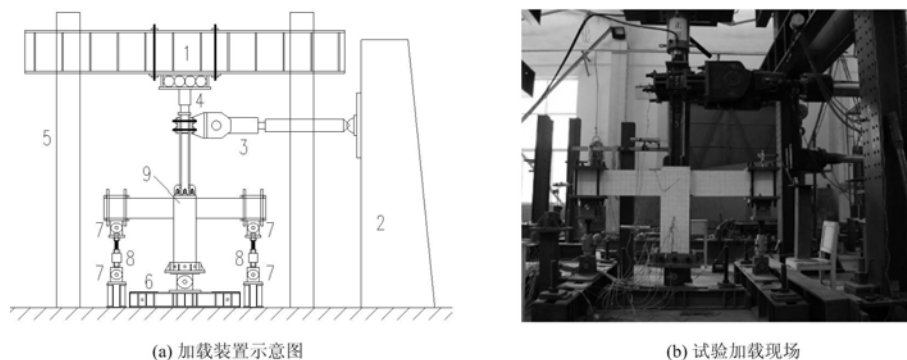
Fig. 4 Sample tensile test site and damage photos after stretching

1.4 加载装置

将上柱反弯点假定为可水平移动的铰,下柱反弯点假定为固定铰,左右两侧梁反弯点均为可水平移动的铰。根据以上假定,梁端及下柱均采用固定铰支座的形式,同时固定铰支座与地梁焊接在一起,地梁通过螺栓锚固在地沟里,以保证试验过程中试件不会发生扭转及平面外失稳等情况,上柱通过可水平移动的分离式液压千斤顶施加竖向荷载,同时利用四根螺杆将柱端与 MTS 电液伺服结构试验机进行水平方向的连接,通过以上方式保证上柱的水平可移动铰支座及水平荷载的施加,具体连接方式见图 5。

1.5 加载方案

本试验采用柱端位移加载方案,考虑到上部结构自重较轻,两榀试件的柱顶轴压比均为 0.16,施加 175kN 的竖向荷载用来模拟实际工程中柱的轴力,水平荷载由 MTS 伺服液压结构试验机进行施加,用来模拟地震力。屈服前按照 4mm 的级差进行位移控制加载,每级循环一圈,屈服后按照屈服位移成倍进行加载,并且每级循环三圈。通过正向推动过程中的滞回曲线初步判断屈服位移点为 24mm 。直至荷载值达到 85% 的极限荷载或试件完全破坏、荷载不再变化时,停止加载。



1—反力梁;2—反力墙;3—MTS 伺服液压作动器;4—油压千斤顶;5—反力架;6—柱底固定铰支座;
7—梁端固定铰支座;8—力传感器;9—RC 框架—轻钢增层混合结构节点试件

图 5 试验加载装置

Fig. 5 Test set-up

1.6 测量内容

测点布置位置如图 6、图 7 所示。具体测量内容如下:(1)梁端的支座反力,利用 50t 压力传感器进行测量。(2)梁、柱相对转角及梁端位移值。依据柱上位移计读数,计算水平位移差值与测点间的竖向距离之比,即柱端转角 θ_c ;依据梁端位移计与梁端压力传感器记录的数值,对梁进行弹性范围内的挠度计算,并对梁端位移进行修正,计算梁端竖向位移较大值与梁端测点到柱中心线的水平距离之比,即梁端转角 θ_b ;梁柱相对转角 θ_r 为 $\theta_r = \theta_b - \theta_c$ 。(3)梁根部、节点核心区,梁柱纵筋、箍筋的应变值。(4)钢柱柱脚处腹板及翼缘的应变值。(5)梁柱混凝土裂缝开展情况。

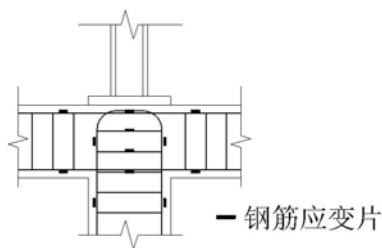


图 6 钢筋应变片布置

Fig. 6 Layout of strain gauges of steel bar

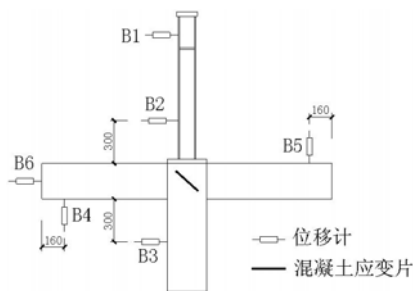


图 7 混凝土应变片和位移计布置

Fig. 7 Layout of concrete strain gauges and displacement meters

2 试验研究

在低周反复水平荷载作用下,两榀试件均呈现出梁端塑性铰破坏,具体破坏过程见图 8、图 9,最终整体破坏见图 10,试验现象描述如下:

(1) 试件 JD1:施加 175kN 轴向压力后,正面左右两侧梁根部出现了长约 7cm 的竖向微小裂缝;柱顶水平位移施加至 4mm、8mm、12mm、16mm 时均有新的细小裂缝出现,且间距较为均匀,有向柱子斜向发展的趋势;加载至 20mm 时,未出现新的裂缝,旧裂缝继续延伸,梁根部裂缝宽度继续加大,并有贯穿趋势;加载至 24mm 时,正向最大推力达到 28.77kN,负向最大拉力达到 30.78kN,此时梁根部裂缝贯穿,宽度进一步加大,底部受拉区有明显的开裂,梁根部纵筋应变片发生滑落,其余部位应变片数值仍在继续增长;加载至 48mm 时,正向最大推力达到 28.09kN,负向最大拉力达到 42.06kN,此时梁根部有小块混凝土脱落,梁有明显脱离柱体的趋势,裂缝宽度最大达到 5mm;加载至 72mm 时,正向最大推力达到 27.01kN,负向最大拉力达到 55.33kN,此时梁根部有大片混凝土从柱子上脱落,裂缝最大宽度达到 10mm,最终因梁纵筋滑移过大导致梁柱脱节,节点呈机动体系宣布试验结束。整个试验加载过程中,钢柱略有弯曲,有少量锈迹脱落,柱脚翼缘处有微小的横向裂纹。

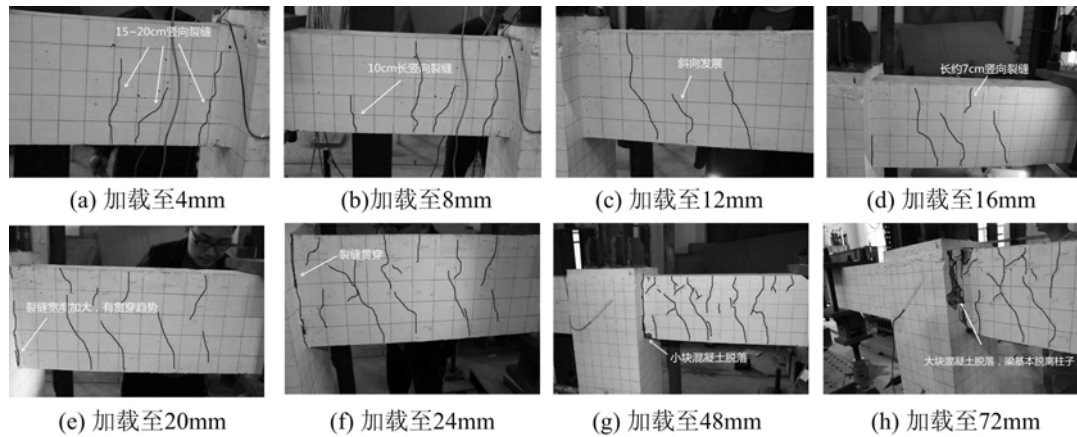


图8 JD1 破坏过程

Fig. 8 Failure process of JD1

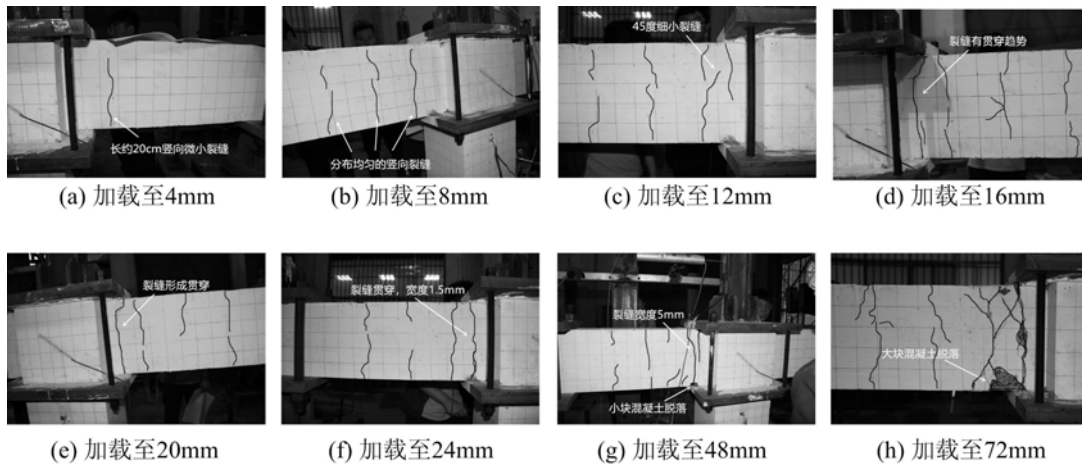


图9 JD2 破坏过程

Fig. 9 Failure process of JD2

(2) 试件 JD2: 施加 175kN 轴向压力后, 柱脚底板边缘处的两侧梁分别出现了长约 10cm 的微小裂缝; 柱顶水平位移施加至 4mm、8mm、12mm 时, 原先裂缝沿竖向向上延伸, 梁的两侧有新的裂缝出现, 且分布较为均匀; 加载至 16mm 时, 原有裂缝呈现出朝向柱子方向延伸的趋势, 并且柱脚底板边缘处的长裂缝呈现出贯穿趋势; 加载至 20mm 时, 仅有少量细小裂缝出现, 柱脚底板边缘处的右侧梁长裂缝形成贯穿; 加载至 24mm 时, 正向最大推力达到 37.07

kN, 负向最大拉力达到 29.53kN, 柱脚底板边缘处的左右两侧梁裂缝均已贯穿, 并且推拉过程中裂缝开合明显, 最大宽度达到 1.5mm, 同时梁底面有少量混凝土脱落, 梁根部处纵筋应变片均爆掉, 失去读数, 其余部位应变片测量数值继续增长; 加载至 48mm 时, 正向最大推力达到 38.82kN, 负向最大拉力达到 36.03kN, 原有裂缝继续延伸, 裂缝宽度不断加大, 最大裂缝宽度达到 5mm, 少量裂缝相交在一起, 同时伴有小块混凝土脱落; 加载至 72mm 时, 正向最大推力达到 36.43kN, 负向最大拉力达到 43.34kN, 裂缝开合明显, 裂缝最大宽度达到 12mm, 同时有大块混凝土脱落。整个试验加载过程中, 钢柱略有弯曲,

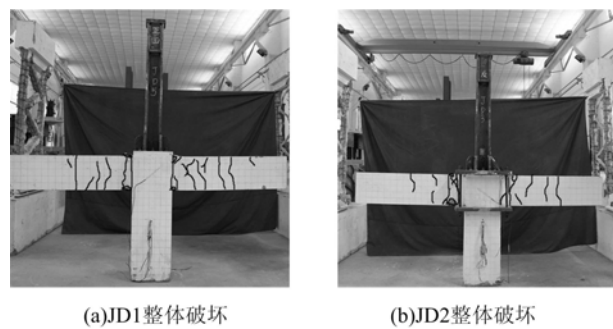


图10 整体破坏

Fig. 10 Holistic destruction

有少量锈迹脱落,柱脚翼缘处有微小的横向裂纹出现,混凝土梁根部无裂缝。

(3) 试验破坏现象对比分析:

①两榀试件的最后破坏裂缝均为弯剪裂缝,且在节点两侧对称分布。JD2 的裂缝分布更为均匀,并且总体数量较少;加载后期 JD1 发生了较为严重的钢筋滑移,而 JD2 的外箍式做法加强了节点域的刚度,使得钢筋与混凝土的粘结更加牢靠,减缓了梁钢筋的滑移,有效提高了承载力;加载结束时,JD2 没有形成机动体系,可以实现“大震不倒”。

②JD1、JD2 的贯穿裂缝分别出现在梁根部和柱脚底板边缘处。由于 JD1 在梁根部形成塑性铰,使得非弹性变形伸入节点域,降低了节点的抗剪和有效刚度。而 JD2 的柱脚底板加大,使得节点核心域的范围及刚度变大,促使梁的塑性铰位置外移,有效保护了节点核心区。

③整个试验加载过程中,两榀试件的节点核心区正面均未出现明显裂缝,植筋也未出现破坏趋势;钢柱都略有弯曲,JD2 的弯曲曲率略大一些,说明新型外箍式节点对上部钢柱的嵌固作用更大。

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

图 11 为两榀试件的柱端荷载—位移滞回曲线,其中横坐标为柱头中心线处的水平位移,纵坐标为柱端水平荷载,并规定推为正向,拉为负向。对比分析后得出以下结论:

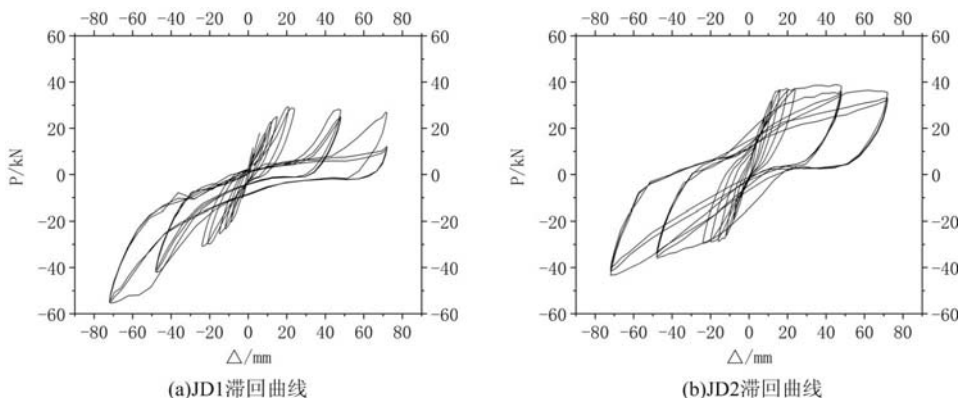


图 11 柱端荷载—位移滞回曲线

Fig. 11 Load-displacement hysteretic loops at column end

(1) 加载初期两榀试件滞回曲线均呈现出轻微的“反 S 形”,发展趋势均呈现线性变化,滞回环整体都较为饱满;随着位移的增大,滞回曲线逐渐出现捏缩情况,试件刚度退化,曲线斜率减小,并出现明显的滑移段,JD1 比 JD2 的捏缩、滑移更为严重,说明 JD2 能够有效减少钢筋的滑移。

(2) 随着荷载的反复作用,两榀试件的加载曲线斜率逐渐降低而卸载曲线斜率变化较小,说明加载过程中试件刚度出现了较大的退化,而卸载过程中刚度退化不明显。

(3) JD2 滞回环面积明显大于 JD1,并且滞回环更为饱满,主要是因为新型外箍式节点做法使梁端塑性铰位置外移至柱脚底板边缘处,有效保护了节点域,减缓了刚度退化,提高了承载力,可见外箍钢板的构造措施可以有效增强节点的耗能能力,提高节点的抗震性能。

(4) 两榀试件的滞回环均呈现出“强拉弱推”现象,这是由于正向推力作用时,荷载主要由混凝土承担,负向拉力作用时,由于混凝土开裂失去承载力,荷载主要由钢筋承担,因此导致负向拉力大于正向推力。

3.2 梁端塑性铰

本文采用梁柱相对转角 θ_r 来表示梁端塑性铰的大小,梁柱相对转角与梁端反力关系见图 12,可以看出两榀试件主要经历三个阶段:

(1) 弹性工作阶段:曲线斜率较大,JD1 的梁端反力、相对转角明显高于 JD2,说明 JD2 具有较好的初始刚度,可以有效限制周边构件的相对转动。

(2) 弹塑性工作阶段: 从混凝土开裂至极限荷载, 曲线斜率逐渐减小。JD1 的曲线斜率均匀减小, 梁端反力持续上升; JD2 的曲线斜率比较平缓, 梁端反力缓慢增加, 梁柱相对转角与梁端反力均较小。这是由于 JD1 的梁根部裂缝较大, 形成机动体系, 节点域几乎失去了对梁的约束, 梁自重基本上全部由压力传感器承担, 导致梁端反力较大。而 JD2 的梁端塑性铰外移, 减小了梁支撑长度与梁柱相对转角, 进而减小了梁端反力; 另外, JD2 刚度衰减速度较慢, 有效限制了节点两侧梁的相对转动。

(3) 破坏阶段: 两榀试件均有刚度退化。JD1 曲线末端斜率下降最快, 很快失去承载力。JD2 的曲线虽有下降趋势, 但承载力并没有明显降低, 拥有较好的延性。

3.3 骨架曲线

骨架曲线是同向加载的各级荷载峰值点依次相连形成的包络曲线, 两榀试件的柱端荷载一位移骨架曲线对比示于图 13 中, 由于本文 3.1 中“强拉弱推”现象的原因分析, 负向加载时骨架曲线不断上升, 其破坏荷载不宜作为理论破坏荷载, 所以在后续分析中不考虑负向加载数据。

正向加载时, JD1 在加载位移为 24mm 时曲线出现明显拐点, 可判定试件屈服, 屈服荷载为 28.78 kN, 但由于梁纵筋出现较大滑移, 屈服后荷载没有继续增大反而呈下降趋势, 因此在加载位移为 20mm 时达到极限荷载 29.32kN; JD2 的屈服荷载、极限荷载分别为 37.07kN、38.82kN, 比 JD1 分别提升了 28.85%、32.40%。说明 JD2 能够有效减少钢筋的滑移, 提高承载力。

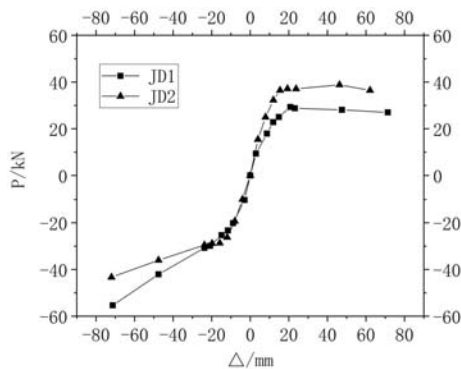


图 13 柱端荷载一位移骨架曲线

Fig. 13 Load-displacement skeleton curves at column end

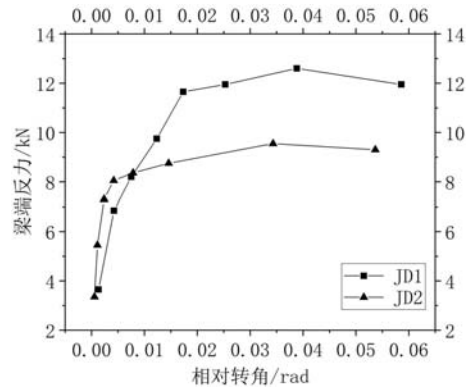


图 12 梁柱相对转角与梁端反力关系

Fig. 12 Relationship between relative rotation angle of beam and column and reaction force of beam end

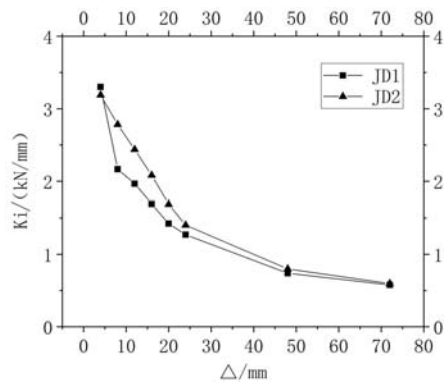


图 14 试件刚度退化曲线

Fig. 14 Stiffness degradation curves of specimens

3.4 刚度退化

试件的刚度退化用割线刚度来表示, 具体计算公式如下:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|}$$

式中, $+F_i$ 、 $-F_i$ 为第 i 次正、反向峰值点的荷载值; $+X_i$ 、 $-X_i$ 为第 i 次正、反向峰值点的位移值。

刚度退化曲线见图 14, 由图可以看出: 在低周往复水平荷载作用下, 两榀试件刚度均有明显的退化现象, 其中 JD1 退化了 82.51%, JD2 退化了 81.34%; 加载初期, JD1 刚度退化较快, 相同位移下, JD1 割线刚度明显小于 JD2, 随着荷载的继续增加, 两榀试件的刚度逐渐趋于一致, 说明外箍钢板的构造措施有效保护了节点域刚度, 对于节点的刚度退化速度有一定的减缓作用, 但对节点刚度最终退化结果影

响不明显。

3.5 强度退化

强度退化是指试件在同一位移下的低周往复加载过程中,强度随着循环次数的增加而逐渐降低的现象,通常用强度退化系数 λ 来反映这一指标,具体计算方式为:

$$\lambda = \frac{F_j^2}{F_j^1}$$

式中, F_j^1 表示第 j 级加载时,第 1 次循环的峰值荷载; F_j^2 表示第 j 级加载时,第 2 次循环的峰值荷载。强度退化计算采用循环加载时的数据,而 4mm、8mm、12mm、16mm、20mm、24mm 均为单圈加载,48mm、72mm 为三圈循环加载,因此图 15 并未形成长而连续的强度退化曲线。

试件承受低周反复荷载作用,摩擦抗力持续减弱,粘结机理变质,混凝土与钢筋之间发生粘结滑移,导致强度不断退化。两榀试件正负向加载的强度退化不对称,正向加载(推)过程中的强度退化明显,这是因为钢筋滑移严重,材料损伤累积且试件裂缝较大,导致荷载无法继续增加。

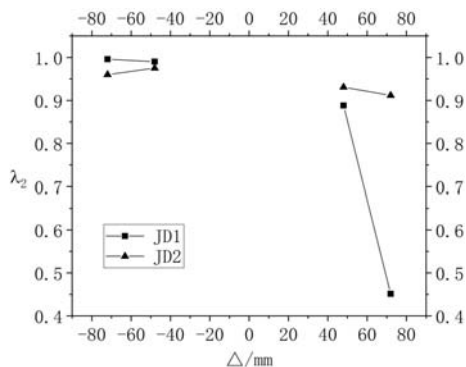


图 15 试件强度退化曲线

Fig. 15 Strength degradation curves of specimens

JD1 在位移为 48mm 时,后一圈加载的强度较前一圈下降 11.18% 左右,在位移为 72mm 时,后一圈加载的强度较前一圈下降 54.87%,结合试验破坏现象可知,此时梁柱脱离,形成机动体系,试件承载力明显下降。JD2 在加载位移为 48mm 和 72mm 时,后一圈加载的强度较前一圈均下降 10% 左右,与试验破坏现象一致,试件没有形成机动体系,仍具有较好的承载力。

负向加载(拉)过程中两榀试件的承载力降低系数约等于 1,退化不明显,其中 JD2 负向加载位移为 48mm 时强度还略微上升。说明 JD2 延缓承载力降低的能力优于 JD1。

3.6 耗能能力

本文采用耗能系数 ψ 和等效黏滞阻尼系数 ζ_{eq} 来对两榀试件的耗能能力进行评价,表达式如下:

$$\psi = \frac{E}{E_0} = \frac{S(ABC + CDA)}{S(OBE + ODF)}$$

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S(ABC + CDA)}{S(OBE + ODF)}$$

式中, E 为试件达到极限位移时耗散的能量; E_0 为假定试件达到极限位移时弹性变形所吸收的能量; $S(ABC + CDA)$ 为图 16 中阴影部分的面积; $S(\triangle OBE + \triangle ODF)$ 为图 16 中 $\triangle OBE$ 与 $\triangle ODF$ 的面积之和。

图 17~19 为两榀试件加载过程中的能量耗散、耗能系数、等效黏滞阻尼系数的变化曲线。通过对数据进行归并计算,得出试件的整体耗能系数、等效黏滞阻尼系数列于表 2,可以看出:

(1) 相同轴压比的情况下,JD2 比 JD1 的耗能系数和等效黏滞阻尼系数分别提高了 94.83% 和 100.00%,由于 JD2 外箍钢板的构造措施增强了对上部结构的约束,使上下部结构变形更加协调,可以耗散更多的地震能量。

(2) 图 17 中 JD2 的能量耗散能力明显高于 JD1;两榀试件都随着位移的增大,能量耗散能力逐渐增大,且 JD2 的提升速度更快;在位移为 48mm 时,JD2 的能量耗散能力比 JD1 提高了 252.72%;试验终止时,两榀试件的能量耗散能力继续增大,JD2 的能量耗散能力比 JD1 提高了 70.53%。JD2 耗能能力明显优于 JD1。

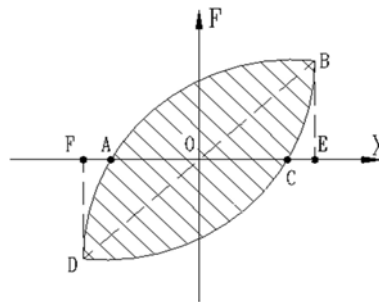


图 16 等效黏滞阻尼系数计算示意

Fig. 16 Schematic diagram of equivalent viscous damping coefficient

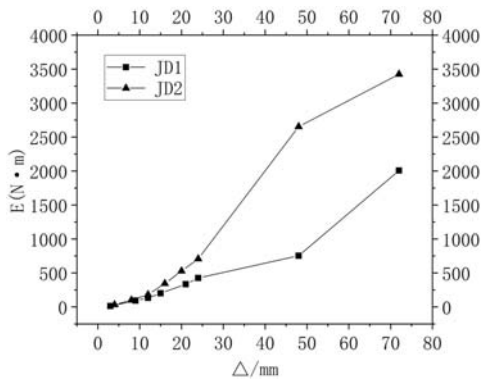


图 17 能量耗散

Fig. 17 Energy dissipation

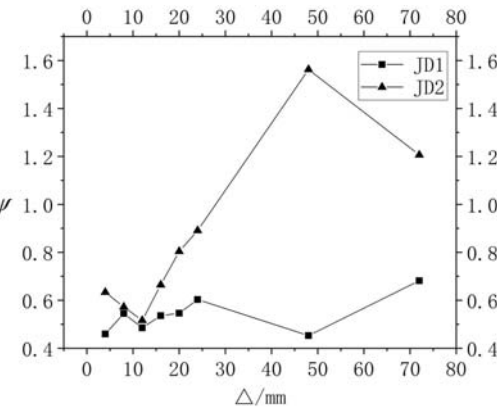


图 18 耗能系数

Fig. 18 Energy dissipation coefficient

表 2 试件耗能系数和等效黏滞阻尼系数

Tab. 2 Energy dissipation coefficient and equivalent viscous damping ratio of specimens

试件编号	ψ	ζ_{eq}
JD1	0.58	0.09
JD2	1.13	0.18

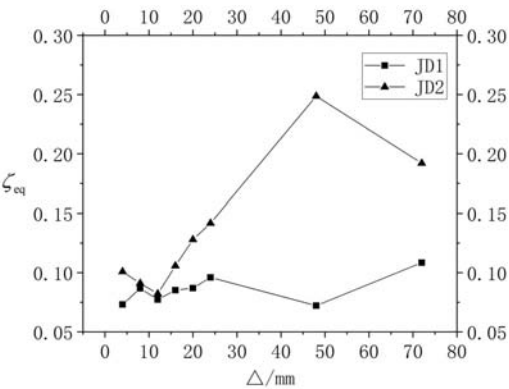


图 19 等效黏滞阻尼系数

Fig. 19 Equivalent viscous damping coefficient

(3) 图 18、图 19 中,加载初期两试件的耗能系数和等效黏滞阻尼系数整体上均呈上升趋势,且 JD2 的增速明显高于 JD1;在加载位移 48mm 时,由于钢筋滑移的影响,JD1 的曲线出现下降趋势,而 JD2 的钢筋滑移较小,混凝土能够与钢筋共同工作,曲线持续高速增长;试验终止时,JD1 由于钢筋滑移呈现出“强拉弱推”现象,反向拉力较大,曲线略有增长,JD2 的曲线虽然有所下降,但仍远远高于 JD1。从整体来看,JD2 的耗能系数和等效黏滞阻尼系数始终优于 JD1,表明 JD2 外箍钢板的构造措施能够明显提升节点的耗能能力。

4 结论

本文分别对传统植筋节点和新型外箍式节点进行了低周往复水平荷载作用下的试验研究,得出以下结论,当然这些结论还有待于更多试验和理论分析的进一步验证。

(1) 两试件的破坏形式均为弯矩和剪力共同作用下的梁端塑性铰破坏,传统植筋节点的主要破坏位置为梁根部,而新型外箍式节点的破坏位置为钢柱底板边缘处,即距离梁根部大约 8cm 处。新型节点外箍钢板的构造措施可以有效保护节点核心区,减少钢筋的滑移、增强对上部结构的约束,使上下部结构变形更加协调,有效限制节点两侧梁的相对转动和裂缝的开展进程,延缓结构破坏,提高了整体抗震性能。

(2) 在低周往复水平荷载作用下,相同轴压比的两试件强度、刚度均有不同程度的退化。新型外箍式节点明显减缓了刚度与强度退化速度,初始刚度、承载力较高,因此新型外箍式节点可以更好地满足抗震设计要求。

(3) 新型外箍式节点比传统植筋节点的滞回曲线更为饱满,包围的面积更大,耗能系数和等效黏滞阻尼系数均较大,拥有更好的耗能能力。

参考文献:

- [1] 吕凤伟. 轻钢加层结构的抗震性能及设计方法研究[D]. 东南大学, 2009 (LV Fengwei. Study on the design method and seismic performance of light steel adding storey structure[D]. Southeast University, 2009 (in Chinese))
- [2] 薛彦涛, 韦承基, 孙仁范, 等. 采用不同材料加层时结构阻尼比计算方法(应变能法)[J]. 工程抗震与改造, 2008, 30(2):91—95 (XUE Yantao, WEI Chengji, SUN Renfan, et al. Calculation method for damping ration of different story added structures (strain energy method)[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2008, 30(2):91—95 (in Chinese))
- [3] 郭蓉, 赵少伟, 尹成林. 轻钢结构加层中新型节点抗震性能试验研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2013, 35(3):97—102 (GUO Rong, ZHAO Shaowei, YIN Chenglin. Experimental study on the seismic behavior of new-type joints in steel adding storey[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 35(3):97—102 (in Chinese))
- [4] 陈道政, 何池和, 谢冰花. 钢筋混凝土框架结构轻钢加层中柱连接节点试验研究[J]. 建筑结构, 2014, 44(23):85—88 (CHEN Daozheng, HE Chihe, XIE Binghua. Experimental study on middle-column connecting nodes of light-steel adding-story in reinforced concrete frame structure[J]. Building Structure, 2014, 44(23):85—88 (in Chinese))
- [5] 陈道政, 万梓豪, 宋巨峰. 加固工程中防屈曲耗能支撑的弹塑性分析[J]. 工业建筑, 2016, 46(3):167—171 (CHEN Daozheng, WAN Zihao, SONG Jufeng. Elastic-plastic analysis of buckling restrained braces for reinforcement projects[J]. Industrial Construction, 2016, 46(3):167—171(in Chinese))
- [6] Almeida A, Ferreira R, Proença J M, et al. Seismic retrofit of RC building structures with buckling restrained braces[J]. Engineering Structures, 2017, 130:14—22.
- [7] 张淼, 张瑞云. 增层隔震结构的抗震性能反应研究[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(S1):885—890 (ZHANG Miao, ZHANG Ruiyun. Research on the seismic performance of isolated additional stories structure[J]. Earthquake Engineering And Engineering Dynamics, 2014, 34(S1):885—890(in Chinese))
- [8] Liu Z Y, Chen W, Li P F. The technique of seismic isolation in story-adding buildings using light-weight steel structure and its application[J]. Applied Mechanics & Materials, 2012, 174—177:2119—2121.
- [9] 高鹏, 陈道政, 叶献国. 某教学楼框架结构的抗震加层加固设计[J]. 世界地震工程, 2014, 30(3):223—228 (GAO Peng, CHEN Daozheng, YE Xianguo. Seismic strengthening and stories adding design of a teaching building's frame structure[J]. World Earthquake Engineering, 2014, 30(3):223—228(in Chinese))
- [10] 陈道政, 罗志远, 何池和, 等. 某门诊楼加层加固工程的设计[J]. 工程抗震与加固改造, 2015, 37(2):136—141 (CHEN Daozheng, LUO Zhiyuan, HE Chihe, et al. Design of project of a outpatient building with adding story and reinforcement[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2015, 37(2):136—141(in Chinese))
- [11] GB50011—2010(2015 年版):建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015 (GB50011—2010(2015): Code for design of concrete structures[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015(in Chinese))
- [12] JGJ/T101—2015:建筑抗震试验规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2015 (JGJ/T101—2015: Specification for seismic test of buildings[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015(in Chinese))

Experimental study on seismic behavior of new type outer hoop joint for RC frame-light steel mixed structure

PAN Xiu-zhen, GUO Zi-long, ZHAO Deng-yun, FENG You-wei, TIAN Jian-bo

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

Abstract: RC frame-light steel mixed structure is a complex structure with characteristics of upper light-lower weight and obvious sudden change in stiffness. In order to ensure the overall collaboration of the structure, a new type of outer hoop joint is proposed, which can effectively alleviate the sudden change in stiffness and enhance the restraint on the upper structure. Based on the quasi-static tests of the 1 : 2 scale model of the new type of outer hoop joints and the traditional planted-bar joints, the failure modes and load-displacement hysteretic curves of the specimens are obtained. The hysteretic characteristics, plastic hinges at beam ends, skeleton curves, strength degradation, stiffness degradation and energy dissipation capacity of the specimens are compared and analyzed. The results show that the new type of outer hoop joint can make the plastic hinge at the end of the beam far away from the root of the beam and effectively protect the core area of the joint. The new type of joint improves the initial stiffness, bearing capacity and energy dissipation capacity of the specimens through the construction of the outer hoop steel plate, and slows down the degradation speed of stiffness and strength. It shows that the seismic performance of the new type of outer hoop joint is much better than that of the traditional planted-bar joints. The results will provide valuable guidance for the design of the RC frame-light steel mixed structure.

Keywords: RC frame-light steel mixed structure; outer hoop joint; energy dissipation capability; seismic behavior