引用格式 李慧, 欧盈, 高文君, 等. 中部节点连接预制柱抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2024, 54(4): 39-45. LI H, OU Y, GAO W J, et al. Experimental Research on Seismic Performance of Precast Columns with Intermediate Connections[J]. Industrial Construction, 2024, 54(4): 39-45 (in Chinese). DOI: 10.3724/j.gyjzG22102901

# 中部节点连接预制柱抗震性能试验研究*

李 慧[1,2] 欧 盈[1] 高文君[1,3] 许 泞[1,3] 杨 曾[1] 余志祥[1]

(1. 西南交通大学土木工程学院，成都 610031；2. 中铁第一勘察设计集团有限公司，西安 710043；
3. 成都西南交通大学设计院有限公司，成都 610031)

**摘 要** 设计并制作了一个中部节点连接预制柱试件及一个同尺寸现浇柱试件，并开展了拟静力试验，试验结果表明：中部节点连接预制柱最终破坏形态表现为柱底塑性铰区破坏及节点连接处型钢破坏，其滞回曲线饱满，具有与现浇柱相当的耗能性能；中部节点连接预制柱初始刚度略低于现浇柱，最终刚度基本与现浇柱趋于一致；中部节点连接预制柱延性系数为 3.1，为现浇柱的 89%，延性表现较弱，在连接界面未失效情况下，抗震性能与现浇柱相当。

**关键词** 预制柱；拟静力试验；耗能性能；延性

## Experimental Research on Seismic Performance of Precast Columns with Intermediate Connections

LI Hui[1,2] OU Ying[1] GAO Wenjun[1,3] XU Hu[1,3] YANG Zeng[1] YU Zhixiang[1]

*(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;
2. China Railway First Survey and Design Institute Group Co., Ltd., Xi'an 710043, China;
3. Southwest Jiaotong University Chengdu Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610031,China)*

**Abstract:** A precast column with intermediate connections and a cast-in-place column of the same size were designed and manufactured, and the quasi-static test of the two specimens was conducted. The experimental results showed that the ultimate failure mode of the precast column with intermediate connections was the plastic hinge zone failure at the bottom of the column and the steel failure at the joint connection. The hysteresis curve of the precast column with intermediate connections was full, and the energy dissipation performance was equivalent to that of the cast-in-place column. The initial stiffness of the precast column with intermediate connections was slightly lower than that of the cast-in-place column, and the final stiffness was basically consistent with the cast-in-place column. The ductility coefficient of the precast column with intermediate connections was 3.1, which was 89% of the cast-in-place column, and the ductility performance was weak. When the connection interface did not fail, the seismic performance of the precast column was equivalent to that of the cast-in-place column.

**Key words:** precast column; pseudo-static test; energy dissipation capability; ductility

*四川省科技计划项目（2020YJ0323）。

**第一作者**：李慧，教授级高级工程师，主要从事结构工程设计与研究，316369094@qq.com。

**通信作者**：高文君，助理研究员，博士，主要从事结构抗震与加固、建筑工业化与信息化技术研究，gao@swjtu.edu.cn。

**收稿日期**：2022-10-29

© 2024 工业建筑

## 0 引 言

装配式结构是指将梁、板、柱等构件通过工厂预制，再运输至现场装配而成的混凝土结构，具有绿色环保、省工省时、安全经济等优点。装配式结构的研究可有效促进我国建筑工业化的发展[1-2]。装配式结构的节点连接影响着结构的整体性能，是装配式结构中的一项重点研究内容，但既有研究主要集中于梁–柱节点连接，在柱–柱节点连接方面开展较少[3]。

关于装配式柱–柱节点的拼装构造和抗震性能等，国内学者对其开展了一系列的研究，提出了不同拼装构造的设计方法，并进行了相关试验研究。罗青儿等[4]改进了装配整体式钢筋混凝土框架柱中的榫式接头，采用钢管混凝土榫头替换钢筋混凝土榫头，并用滚轧直螺纹套筒连接方式替换预制柱冷挤压套筒连接方式或纵筋的焊接，对 5 个该连接形式的预制柱进行低周往复荷载试验，并将试验结果与同尺寸现浇柱试验结果对比，证明了该榫式接头连接可靠且便于施工。汪梅等[5-6]设计了齿槽焊接形式的装配柱，并对其开展了低周往复加载试验及数值模拟分析，证明了该连接方式可靠且具有良好的抗震性能，但滞回曲线不如现浇柱饱满，抗震性能略差于现浇柱。刘展[7]提出一种钢板箍螺栓连接方式，对 2 个采用该连接方式的足尺装配式混凝土长柱进行了低周往复加载试验，结果表明装配整体式构件节点处均没有发生破坏，破坏位置集中在柱底部的塑性铰区，钢板箍与混凝土之间未有滑移现象发生，节点构造设计偏于保守，钢板箍整体均未屈服，具有很大的优化空间。卫碧洋[8]提出了一种外包钢板加栓筋横的穿新型高强螺旋箍筋约束混凝土柱，考虑反弯点处只有剪力，没有弯矩，以及工人便于装配，将节点连接位置设在近反弯点处，通过低周往复加载试验证明了该类型装配整体式柱具有良好的抗震性能可替代现浇柱应用于实际工程中。赵勇等[9]开展了 6 个钢筋套筒灌浆连接预制装配混凝土柱的拟静力试验，分析了纵筋直径、配箍形式和轴压比对采用该钢筋套筒灌浆连接而成的预制装配混凝土柱抗震性能的影响，研究发现预制柱试件均具有较好的延性水平，但部分试件根部的灌浆层自接缝结合面处分离，纵向钢筋从套筒中拔出，试件的耗能性能相对较差。何志坚[10]开展了螺栓连接预制柱的抗震性能试验研究，分别将螺栓连接位置设于柱中及柱底，同时设计了 3 个不同轴压比下的柱中螺栓连接形式装配预制柱试件，并对其开展低周往复荷载试验，试验结果表明在节点可靠性和抗震性能方面，采用柱中连接形式预制柱均优于采用柱底连接形式预制柱，采用柱中螺栓连接形式的预制柱试件柱底破坏程度随轴压比增大而加剧，承载力及刚度退化速率加快，位移延性降低，但滞回曲线更为饱满，耗能能力更好。张世江等[11]对榫式连接钢筋混凝土柱开展了轴压作用下的数值分析，其研究结果表明上柱段榫柱宽度及锥形界面的倾角均会对采用该连接的预制柱轴压性能产生影响。霍文武[12]提出一种法兰螺栓连接形式的可拆卸型钢混凝土柱，通过数值模拟研究了法兰板位置及厚度、轴压比、型钢强度、含钢率、螺栓数量等参数对该柱抗震性能的影响。研究发现该预制装配柱与普通柱破坏模式基本一致，抗震性能良好，法兰板厚度和螺栓数量对预制柱破坏模式及抗震性能影响较大，法兰板位置影响较小。

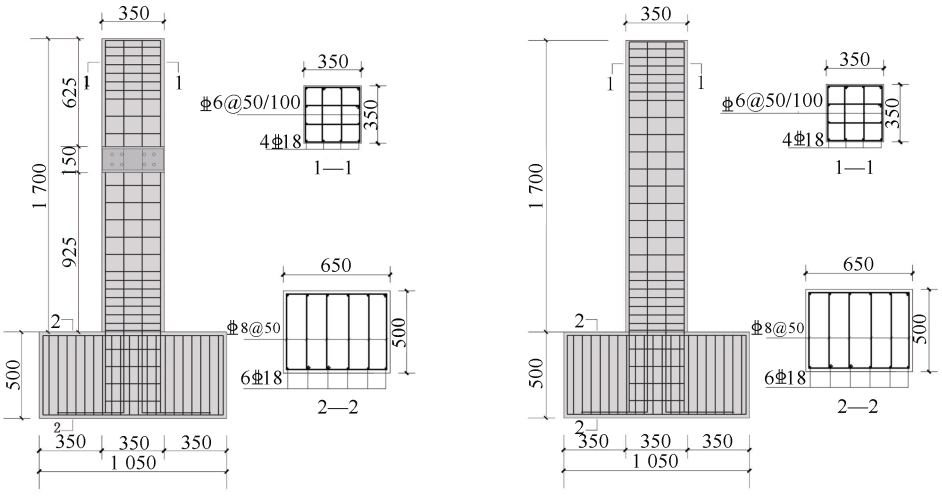
上述研究结果表明，柱–柱节点连接相关研究偏于湿式连接节点形式或连接节点构造均较为复杂，不利于建筑工业化推广。基于此，本文提出了一全干式螺栓连接节点，将节点位置设置于柱中，通过螺栓连接上、下预制柱。对采用该节点连接的预制柱试件开展拟静力试验，并通过与同尺寸现浇柱试件的试验结果对比，研究其破坏特征，分析其抗震性能。该节点的连接方式避免了现场湿作业，有效提高了拼装效率。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

试件以某实际工程设计项目的建筑结构为原模型，选取底层框架柱反弯点以下部分进行 1∶2 缩尺试件设计，图 1 所示为中部节点连接预制柱试件（Z1）及现浇柱试件（Z2）的几何截面尺寸及配筋图，其中，中部节点连接预制柱试件 Z1 的节点连接构造如图 2 所示，节点位置设置在距柱底 2/3 柱身高度处，由上、下预埋钢连接件通过高强螺栓连接完成上下预制柱的拼装。节点上连接件由上底板与带翼缘的十字形钢焊接而成，下连接件由下底板与四块 L 形等边角钢焊接而成。上、下连接件由高强螺栓连接，形成钢板传递正应力、螺栓传递剪应力的受力传递途径。上、下底板尺寸均为 350 mm×350 mm×15 mm，十字形钢翼缘与腹板厚度均为 5 mm，翼缘宽 105 mm，L 形等边角钢下肋板厚度均为 20 mm，肢宽 150 mm。

试件 Z1 中节点连接处所用钢材均为 Q235 钢，螺栓选用 8.8 级摩擦型高强螺栓 M16，依据 GB 50017—2017《钢结构设计标准》[13]，通过专用扭矩扳手对其施加 80 kN 预紧力，完成上、下连接件的紧固连接。浇筑试件 Z1、Z2 时，各预留 3 个混凝土立方体（150 mm×150 mm×150 mm）试样，采用数显式压力试验机（YES-2000）进行抗压强度试验[14]，结果列于表 1 中。




(a) 试件Z1　　(b) 试件Z2

**图 1**　试件尺寸及配筋示意　mm

**Fig.1**　Specimen sizes and reinforcement drawings

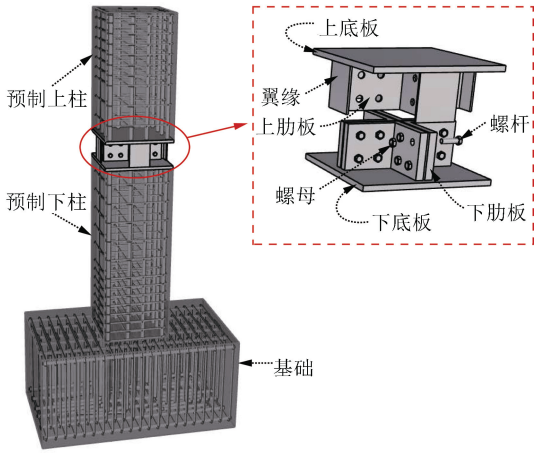



**图 2**　节点构造

**Fig.2**　Joint structure

**表 1**　混凝土力学性能

**Table 1**　Mechanical properties of concrete

| 试件 | 试块编号 | 立方体抗压强度/MPa | | 轴心抗压强度设计值/MPa | 弹性模量/MPa |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 试验值 | 平均值 | | |
| Z1 | Z1-1 | 42.95 | 45.47 | 21.72 | 29 931 |
| | Z1-2 | 46.62 | | | |
| | Z1-3 | 46.85 | | | |
| Z2 | Z2-1 | 40.09 | 40.04 | 19.13 | 28 605 |
| | Z2-2 | 37.47 | | | |
| | Z2-3 | 42.55 | | | |

## 1.2　试验装置

试验装置如图 3 所示，根据试验环境及设备条件，基础底部上方采用两个钢梁，通过地锚螺栓将基础与地面进行固定，侧面则通过地锚沟槽对柱底侧向位移进行约束，由此实现基础底部固定约束。试验柱端采用 100 t MTS 系统液压伺服作动器施加竖向轴力，50 t MTS 系统液压伺服作动器施加水平往复荷载。

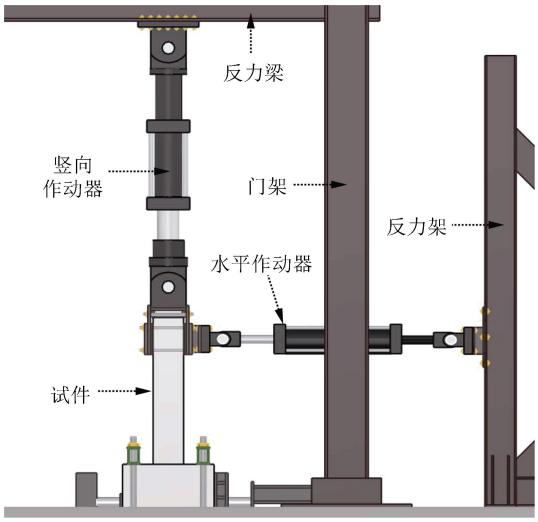



**图 3**　试验加载装置

**Fig.3**　Test loading device

## 1.3　加载制度

基于某实际工程设计项目的建筑结构原模型 PKPM 计算结果，试验试件轴压比取 0.12，在柱顶垂直方向施加 595 kN 竖向力，保证轴压比与设计时所选取框架柱保持一致。水平方向采用力–位移混合控制的方式施加循环往复荷载，加载制度如图 4 所示，即从试验加载开始至柱内钢筋开始屈服时，通过力荷载分级控制，每级循环一次，直至柱内钢筋开始屈服，由

此确定屈服位移，此后按该位移开始分级控制，每级循环两次直至试件破坏严重无法继续加载时试验结束。

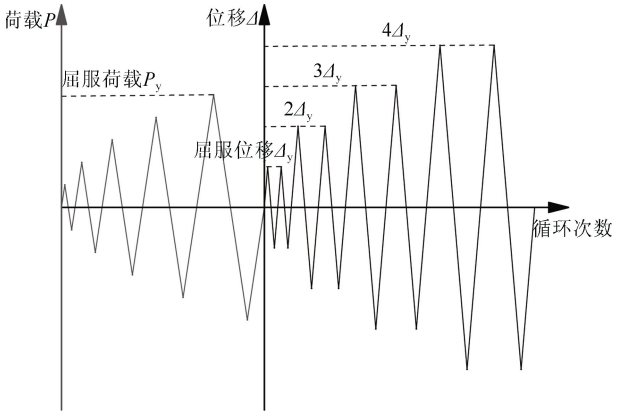



**图 4**　加载制度

**Fig.4**　Loading system

### 1.4　量测方案

试件的水平荷载，直接由加载使用的 50 t MTS 系统液压伺服作动器控制系统采集。同时，在柱顶加载点中心位置处布置一个 IL-1000 激光位移计用于测量柱顶水平位移，位移计数据通过 DH3816N 静态应变测试分析系统采集，其位移计布置如图 5 所示。位移数据与作动器荷载数据实现同步采集，采集频率均为 5 Hz。

## 2　试验现象及破坏形态

试件 Z1 破坏过程如图 6 所示。力加载阶段，荷载加载至 60 kN 时，混凝土表面开始出现少量水平裂缝，主要集中于柱底端侧面根部，随着荷载的增大，试件 Z1 于两侧沿柱身自下而上至 830 mm 处产生多条水平裂缝，逐渐贯通，并延伸至正面，由两侧水平向中部发展，加载至 130 kN 时，柱根部纵筋受拉屈服，屈服位移 17 mm，此时柱正面下部裂缝已呈斜向发展趋势。位移加载阶段，加载至 34 mm 时，柱底端侧面根部混凝土开始剥起；加载至 51 mm 时，试件 Z1 仍以裂缝发展及混凝土剥落为主，节点钢构造连接处未产生明显变化；加载至 68 mm 时，近加载端节点连接处下部钢板与混凝土连接处产生轻微脱离现象，柱根部混凝土大块脱落；加载至 85 mm 时，节点连接处产生摩擦响声，下部钢板与混凝土连接界面脱离现象明显，钢板中部弯曲翘起距离达 6 mm，左侧翼缘也产生明显屈曲现象，试件混凝土侧面由底端往上 250 mm 范围内混凝土大面积压碎；加载至 102 mm 过程中，节点连接处近加载端纵向钢筋与钢板连接处焊缝拉断，下部钢板与混凝土表面脱离，正面与侧面翼缘压屈，试验结束。试件 Z1 最终破坏形态如图 6（d）所示，表现为柱底塑性铰区破坏及节点连接处型钢破坏。

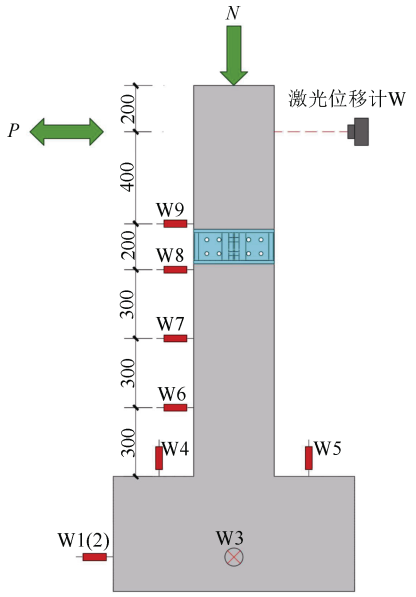
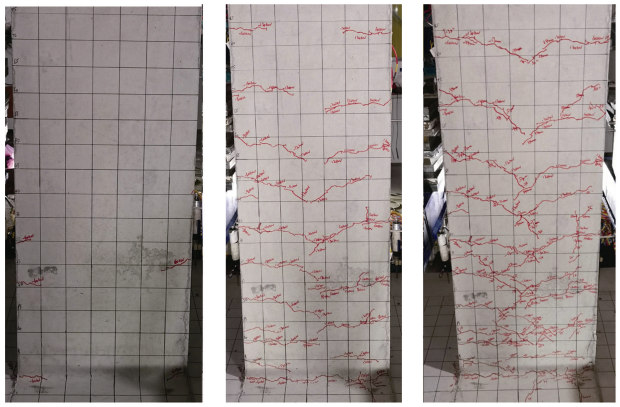
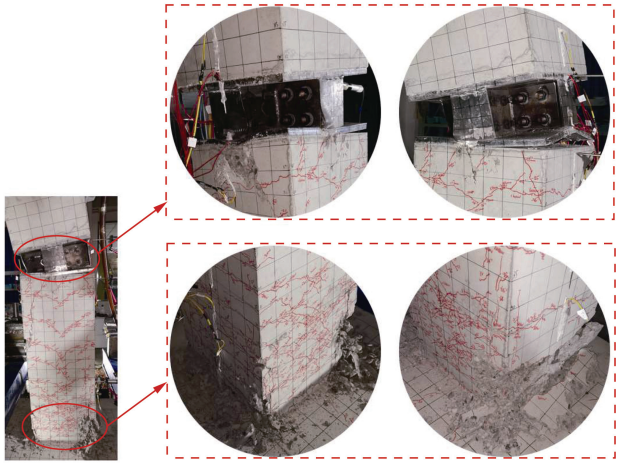



**图 5**　位移计布置　mm

**Fig.5**　Arrangements of displacement meters



(a) 开裂荷载　(b) 屈服荷载　(c) 峰值荷载



(d) 破坏形态

**图 6**　试件 Z1 破坏过程

**Fig.6**　Failure process of specimen Z1

试件 Z2破坏过程如图7所示。力加载阶段，荷载加载至60 kN 时，在柱底端两侧角部开始出现少量水平裂缝，随着荷载的增大，于柱身两侧自下而上产生多条水平裂缝，并逐渐顺水平方向延展呈贯通趋势，加载至130 kN 时，柱底部纵筋受拉屈服，屈服位移12 mm，柱底正面裂缝呈斜向发展趋势。位移加载阶段，柱正面底部短斜裂缝增多，加载至36 mm 时，柱侧面底部混凝土开始剥起；加载至48 mm 时，柱底端混凝土开始局部压碎；加载至72 mm 时，柱侧面底部裂缝增宽，箍筋外露且清晰可见；加载至96 mm 时，柱侧面由底端往上250 mm 范围内混凝土大面积脱落，距柱脚400 mm 范围内纵筋已全部屈服，试验结束。试件 Z2 最终破坏形态如图7（d）所示，表现为柱底塑性铰区破坏。

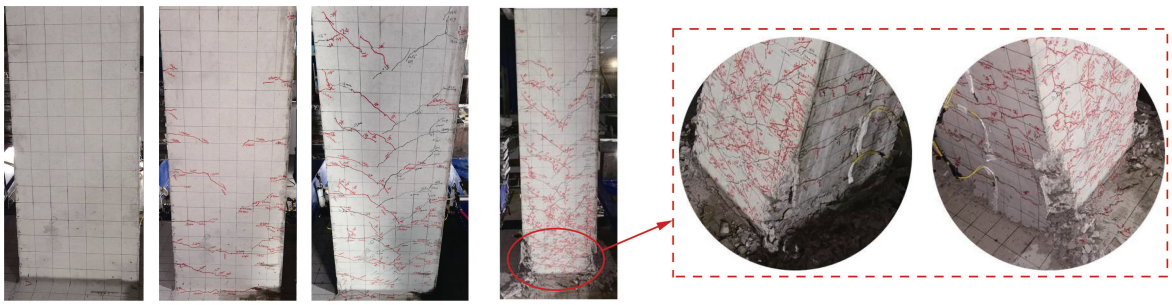
## 3　试验结果分析

### 3.1　滞回曲线

图 8 所示为试件 Z1、Z2 的加载全过程滞回曲线。由图可知，试件 Z1、Z2 滞回曲线整体形态相近，均较为饱满，具有良好的耗能性能，曲线的整体走势也几乎一致，在加载初期，试件处于弹性阶段，荷载与位移近似呈线性关系，两试件曲线增长速率基本一致；随着荷载增加，节点开始进入屈服，荷载与位移呈非线性发展关系，荷载增长趋势逐渐放缓，且卸载后存在一定程度的残余变形，滞回环面积显著增大；加载至承载力极限状态后，试件刚度及滞回承载力开始逐步退化，滞回环面积逐步增大。由于试验试件在正负向加载上存在损伤影响，故滞回曲线在正负向加载方向上表现不对称。总体来看，预制柱试件 Z1 与现浇柱试件 Z2 的屈服荷载相近，相差不超过 15%，但由于预制柱在节点连接处上下连接件间存在轻微转动滑移，预制柱试件 Z1 屈服位移大于现浇柱试件 Z2。试件 Z1、Z2 的峰值荷载与极限荷载十分接近，相差不超过 6%。

### 3.2　耗能性能

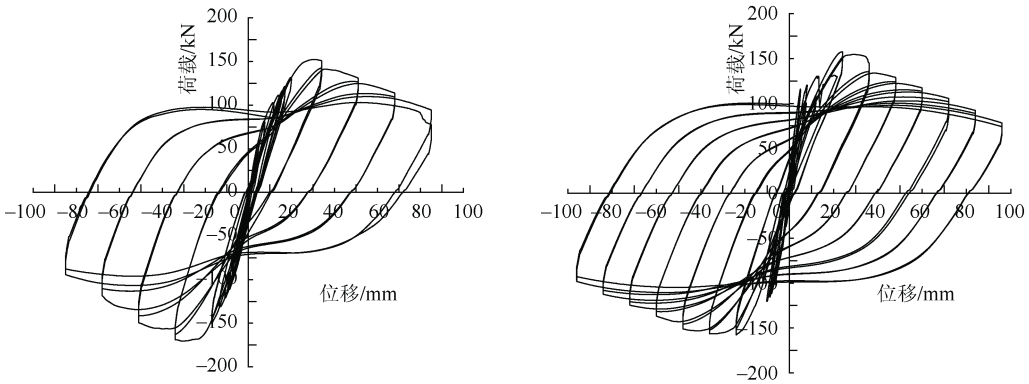
结构的耗能能力的强弱是评价结构抗震性能的重要指标之一，通过等效黏滞阻尼系数和滞回耗能大小两方面对其进行评价与研究。试件 Z1、Z2 的等效黏滞阻尼系数–位移曲线对比如图 9 所示，根据图 9 可知，预制柱试件 Z1 与现浇柱试件 Z2 等效黏滞阻尼系数–位移曲线变化趋势基本一致，前期加载时，两试件阻尼系数均呈现为小幅度增长，其中 Z1 阻尼系数较大，



(a) 开裂荷载　(b) 屈服荷载　(c) 峰值荷载　(d) 破坏形态

**图 7**　试件 Z2 破坏过程

**Fig.7**　Failure process of specimen Z2




(a) 预制柱Z1　(b) 现浇柱Z2

**图 8**　试件 Z1、Z2 滞回曲线

**Fig.8**　Hysteresis curves of specimens Z1 and Z2

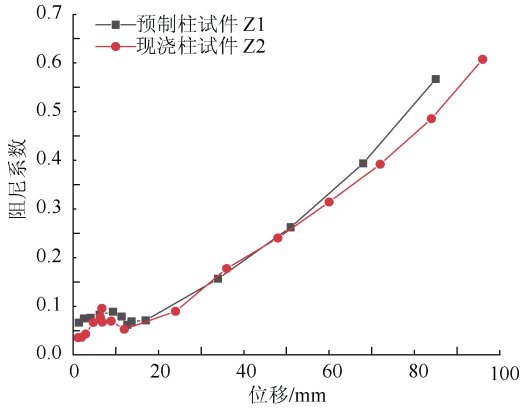



**图 9**　等效黏滞阻尼系数–位移曲线

**Fig.9**　Relations between equivalent viscous damping coefficient and displacement

随着位移的增加两试件阻尼系数均略有下降，进入屈服状态后，试件耗能增大，均开始呈现出迅速增长的趋势，其中 Z1 的整体增长速率略大于 Z2。

图 10 所示为试件 Z1、Z2 的滞回耗能–位移曲线对比，由图可知，预制柱试件 Z1 与现浇柱试件 Z2 滞回耗能–位移曲线在滞回耗能大小及增长趋势上具有较好的吻合性，滞回耗能都随位移的增加而增大，在前期增长较为缓慢，屈服后增长迅速。总体来看，Z1 与 Z2 耗能能力相当。

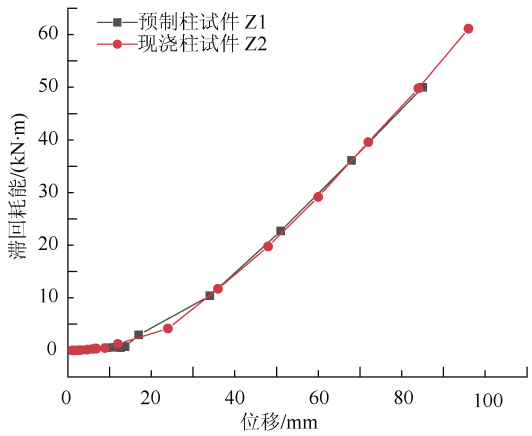



**图 10**　滞回耗能–位移曲线

**Fig.10**　Relations between hysteretic energy dissipation and displacement

### 3.3　刚度退化

图 11 为试件 Z1、Z2 的刚度退化曲线，由图可知，试件 Z1、Z2 在试验加载过程中均表现出了较为明显的刚度退化，两试件在前期刚度退化较快，预制柱试件 Z1 前期刚度小于现浇柱试件 Z2，退化速度也较慢于 Z2，初始刚度约为 Z2 的 85%，加载后期两试件刚度退化逐渐平缓，最后几乎趋于一致。

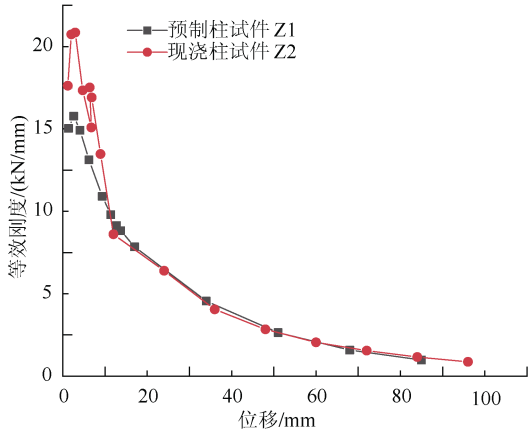



**图 11**　刚度退化曲线

**Fig.11**　Stiffness degradation curves

### 3.4　延性系数

通过位移延性系数来衡量试验试件的延性性能，相关数据列于表 2 中。由表可知，预制柱试件 Z1 正负向平均延性系数为 3.1，为现浇柱试件 Z2 的 89%，主要是由于 Z1 的屈服位移较大。

**表 2**　节点延性系数

**Table 2**　Ductility coefficients of joints

| 试件 | 方向 | 屈服位移/mm | 极限位移/mm | $\mu$ | $\bar{\mu}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| Z1 | 正向 | 18.7 | 55.1 | 2.9 | 3.1 |
| | 负向 | 15.9 | 52.1 | 3.3 | |
| Z2 | 正向 | 14.2 | 43.6 | 3.1 | 3.5 |
| | 负向 | 15.5 | 61.1 | 3.9 | |

$\mu$ 为延性系数；$\bar{\mu}$ 为试件正向和负向的延性系数平均值。

## 4　结　论

设计并制作了一个中部节点连接预制柱试件及一个同尺寸现浇柱试件，并开展了拟静力试验，通过对试验现象及试验结果的分析与比较，得出结论如下：

1) 在低周往复加载下，中部节点连接预制柱试件混凝土部分破坏过程与现浇柱试件基本一致，均在柱底塑性铰区产生明显破坏。预制柱柱内纵筋与钢板焊接处焊缝拉断，节点连接处型钢破坏。可考虑采用内置锚筋、锚板等形式增强下底板与混凝土间的连接，避免连接处失效。

2) 中部节点连接预制柱试件滞回曲线饱满，具有良好的耗能能力，在滞回耗能、刚度退化方面均与现浇柱试件无明显差别。

3) 中部节点连接预制柱试件屈服荷载与现浇柱试件相差不超过15%，峰值荷载及极限荷载与现浇柱试件相差不超过6%，屈服位移大于现浇柱试件，在延性表现上不如现浇柱试件。

4）该节点在保证焊缝可靠的情况下可实现预制柱的可靠连接，抗震性能与现浇柱相当。

## 参 考 文 献


[ 1 ] 严薇, 曹永红, 李国荣. 装配式结构体系的发展与建筑工业化[J]. 重庆建筑大学学报, 2004(5): 131–136.

[ 2 ] 田春雨, 黄小坤, 李然, 等. 装配式混凝土结构的研究与应用[J]. 工程质量, 2015, 33(4): 25–30.

[ 3 ] 陈子康, 周云, 张季超, 等. 装配式混凝土框架结构的研究与应用[J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(4): 1–11.

[ 4 ] 罗青儿, 张仟朋, 程文瀼, 等. 装配整体式钢筋混凝土框架柱榫式接头的试验研究[J]. 工业建筑, 2008, 38(10): 48–52, 47.

[ 5 ] 汪梅, 梁书亭, 李刻铭, 等. 全预制齿槽连接框架柱的受力性能研究[J]. 工业建筑, 2010, 40(2): 69–73.

[ 6 ] 汪梅, 吴炯, 何孝春, 等. 钢筋混凝土全预制柱的受力分析[J]. 特种结构, 2011, 28(5): 9–12, 21.

[ 7 ] 刘展. 新型装配整体式螺栓钢板箍框架柱优化设计研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2013.

[ 8 ] 卫碧洋. 新型装配整体式柱的抗震性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2014.

[ 9 ] 赵勇, 李锐, 王晓锋, 等. 大直径高强钢筋套筒灌浆连接预制柱抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(5): 27–35, 71.

[ 10 ] 何志坚. 新型柱中螺栓连接预制柱抗震性能研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2019.

[ 11 ] 张世江, 郭子雄, 刘阳, 等. 榫式连接拼装RC柱轴压性能数值分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2020, 51(4): 1097–1107.

[ 12 ] 霍文武. 法兰螺栓连接可拆卸型钢混凝土柱受力性能及设计方法研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2021.

[ 13 ] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018.

[ 14 ] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.