

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2018.06.015



配置 600 MPa 钢筋预制混凝土柱连接区 抗震性能试验研究

胡伟强¹, 陈晓磊¹, 姜波², 张萍³, 傅剑平¹, 杨溥¹

(1. 重庆大学 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室; 土木工程学院, 重庆 400045;
2. 中国建筑科学研究院, 北京 100013; 3. 中建三局成都公司, 成都 610041)

摘要:设计了 2 个钢连接件连接和 3 个半灌浆套筒连接预制钢筋混凝土柱试件, 对试件进行了低周反复加载试验, 研究了预制柱的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、钢筋应变、刚度退化以及耗能能力, 分析了连接形式、轴压比等因素对其抗震性能的影响。试验结果表明: 采用钢连接件连接的预制柱 Z-1 的抗震性能比预制柱 Z-2 要好; 3 个采用半灌浆套筒连接的预制柱均能有效传递荷载, 结合面处未出现滑移错动。采用钢连接件连接的预制柱 Z-1 与半灌浆套筒连接预制柱的滞回曲线、耗能能力相当, 但后者变形能力更强。轴压比较高的预制柱, 骨架曲线下降段更陡, 变形能力更弱, 但耗能能力更强。采用大直径纵筋半灌浆套筒连接的预制柱承载力略有降低, 骨架曲线下降段较陡, 后期刚度衰减更快, 变形能力更弱。

关键词: 预制混凝土柱; 连接件; 套筒连接; 钢筋; 抗震性能

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2018)06-0108-08

Experimental research on seismic performance of connection area of precast concrete columns reinforced with 600 MPa steel

Hu Weiqiang¹, Chen Xiaolei¹, Jiang Bo², Zhang Ping³, Fu Jianping¹, Yang Pu¹

(1. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area, Ministry of Education; School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, P. R. China;
2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, P. R. China;
3. Chengdu Branch, China Construction Third Engineering Bureau, Chengdu 610041, P. R. China)

Abstract: Low frequency cyclic loading tests were conducted on two steel fastener connection and three grouting sleeve connections of precast reinforced concrete columns. The failure patterns, hysteretic curves, skeleton curves, displacement ductility, reinforcement strain, stiffness degradation and energy dissipation capacity were analyzed. The influences of connecting type, axial compression ratio on the seismic behavior were also investigated. The results show that the seismic performance of Z-1 is better than that of Z-2. The three grouting sleeve connections can effectively transfer the load, and no slip faulting occurred in combination with surface. The hysteresis curve and energy dissipation of the Z-1 as well as the grouting

收稿日期: 2017-10-11

基金项目: 国家重点研发计划(2016YFC0701600); 国家自然科学基金(51478063)

作者简介: 胡伟强(1990-), 男, 主要从事钢筋混凝土结构抗震研究, E-mail: 707646230@qq.com。

Received: 2017-10-11

Foundation item: National Key R&D Program of China(No. 2016YFC0701600); National Natural Science Foundation of China(No. 51478063)

Author brief: Hu Weiqiang (1990-), main research interest: seismic analysis of reinforced concrete structures, E-mail: 707646230@qq.com.

sleeve connection of precast reinforced concrete columns are comparable. However, the latter is more shape-shifting. For the precast concrete columns with high axial compression ratio, the skeleton curve goes down steeper, less shape-shifting yet more power-wasting. The bearing capacity of the precast column which uses larger diameter longitudinal reinforcement grouting sleeve connection is slightly lower. In addition, as the skeleton curve goes down steeper, the stiffness decays faster and the precast column is subjected to less deformation.

Keywords: precast concrete column; steel fastener; sleeve connection; reinforcement; seismic performance

预制装配式结构具有施工速度快、产品质量有保证、环境效益显著等优点,已经作为一种主要的结构形式在许多发达国家大量应用^[1-2]。Riva^[3]的研究结果表明,采用浆锚连接柱,导致其承载力下降更快,耗能能力更弱。文献[4-6]的研究结果表明,按照文献的中连接方式,预制柱与现浇柱在承载力、位移延性和耗能能力等方面接近。文献[7-9]中的结果显示,套筒灌浆连接预制柱的底端因套筒而形成刚域,使得破坏区域上移。Nicola 等^[10]的研究表明,在结合面设置钢管混凝土抗剪键后,预制柱与现浇柱的破坏位置有较大差异,且其承载力、位移延性和耗能能力较现浇柱更佳。

目前,预制柱的连接主要以湿式连接为主,对于干式连接这一类对环境不利影响小、施工速度快的连接形式研究较少。其次,预制柱的焊接连接大多采用将钢筋焊接在钢板之上,然后再连接钢板,这种直接对钢筋进行焊接的形式往往会增加钢筋热影响区脆断的可能,存在安全隐患。此外,对于目前工程中采用较为广泛的钢筋灌浆套筒连接方式,文献[11-13]的研究表明,对轴压比较小的预制柱,其结合面易发生水平错动,使得试件滞回曲线捏缩严重,抗震性能降低。因此,灌浆套筒连接预制柱的连接区如何提高接缝面的抗剪刚度仍需进一步研究。

结合以上问题,通过 2 个钢连接件连接、3 个改进钢筋灌浆套筒连接柱的低周反复加载试验,对配置 600 MPa 纵筋和箍筋的预制钢筋混凝土柱连接区的破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、位移延性、耗能能力等进行了研究,并分析了连接形式、轴压比、纵筋直径等参数对连接区抗震性能的影响,为改进装配式柱的连接形式提供参考。

1 试验概况

1.1 试件设计与制作

试验设计了 2 个钢连接件连接(Z-1、Z-2)和 3 个半灌浆套筒连接(Z-3~Z-5)预制钢筋混凝土柱,

除试件 Z-5 部分纵筋采用 HRB500 级钢筋外,其余试件纵筋和箍筋均采用 HRB600 级钢筋。考虑到工程实际,将试件主要轴压比定为 0.25,为工程中常用的中等偏高轴压比。

采用钢连接件连接的试件中,水平钢板采用 Q345 钢,竖向钢板采用 Q235 钢,其主要区别在于,试件 Z-1 先将可焊接的套筒焊接在钢连接件的水平底板上,再将钢筋一端加工螺纹,将带螺纹一端的钢筋拧入套筒中,形成预制柱纵筋与钢连接件的连接(图 1(b)),然后将两段带有连接件的柱进行组装,经焊接形成连接后的柱子,而试件 Z-2 则先在钢连接件水平底板上开出固定钢筋位置的圆洞,然后将钢筋一端加工螺纹,穿过该孔洞,并用螺帽将钢筋固定在连接件的底板上(图 1(c))。此外,试件 Z-1 的抗剪加劲肋比试件 Z-2 的长(图 1)。

采用半灌浆套筒连接的试件中,均在柱装配结合面的正中位置设置方钢管混凝土抗剪榫头,钢管壁厚为 3 mm,上、下柱方钢管截面宽度分别为 80 mm、100 mm,上柱钢管预埋入混凝土的深度为 180 mm,装配时榫头插入下柱钢管 150 mm(下柱榫坑深度为 180 mm),钢筋套筒内及装配结合面采用高强灌浆料填充密实,形成连接后的柱子。其主要区别在于试件 Z-4 轴压比较低为 0.1 与试件 Z-3 形成对比,试件 Z-5 的纵筋采取粗钢筋连接方案,通过等强代换原则,连接处以 3D25 替代原来柱中的 4D20(D 表示 HRB600 级钢筋),与试件 Z-3 形成对比。

此外,钢连接件连接试件(Z-1、Z-2)的连接结合面距柱底为 400 mm,而半灌浆套筒连接试件(Z-3~Z-5)的连接结合面距柱底为 200 mm。试件设计参数见表 1,尺寸和构造配筋见图 1。图 1 中 Z-2~Z-5 试件的立面图除连接部位不同外,其他与试件 Z-1 相同。钢筋及钢板的物理力学性能实测值详见表 2。

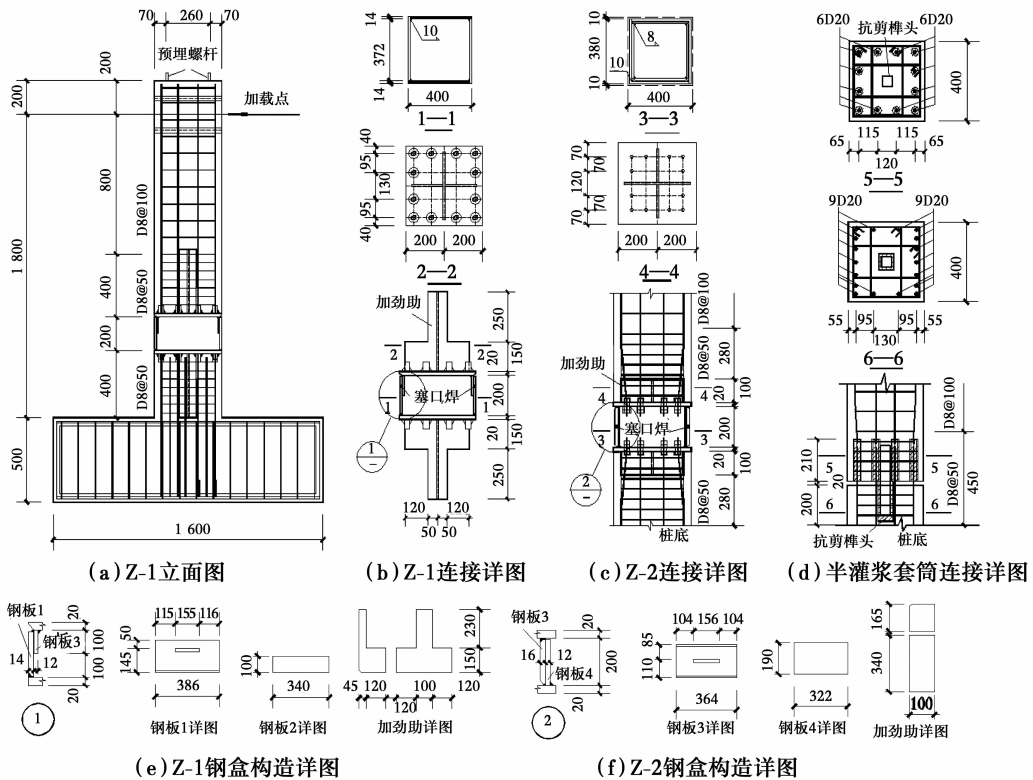


图 1 试件尺寸及构造配筋

Fig. 1 Dimensions and constructional reinforcement of specimens

表 1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of specimens

试件编号	连接形式	截面尺寸	$f_{cu}/$ MPa	纵筋		箍筋	试验轴压比
				上柱纵筋	下柱纵筋		
Z-1	钢连接件连接	400 mm×400 mm	34.7	12D20	18D20	D8@50/100	0.25
Z-2	钢连接件连接	400 mm×400 mm	36.0	12D20	18D20	D8@50/100	0.25
Z-3	半灌浆套筒连接	400 mm×400 mm	32.6	12D20	18D20	D8@50/100	0.25
Z-4	半灌浆套筒连接	400 mm×400 mm	37.0	12D20	18D20	D8@50/100	0.1
Z-5	半灌浆套筒连接	400 mm×400 mm	33.6	12D20	10D20+6D25	D8@50/100	0.25

注： f_{cu} 为与试件同条件养护的边长为 150 mm 的 3 块立方体试块抗压强度平均值； $f_c = 0.76f_{cu}$ ；高强灌浆料预留 6 个 40 mm×40 mm×160 mm 的棱柱体试块，试验当天测得其抗压强度为 111.9 MPa。

表 2 钢材的物理力学性能

Table 2 Mechanical properties of reinforcing steel

钢材	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	屈服应变/%
D8	649.4	809.2	0.33
D20	642.7	839.1	0.33
D25	560.0	695.0	0.28
Q235B $t=12$	278.5	411.1	0.13
Q235B $t=14$	306.2	451.1	0.15
Q235B $t=16$	234.3	387.5	0.12
Q345B $t=20$	386.4	486.7	0.29

注： t 表示钢板的厚度。

1.2 加载装置及加载制度

试验采用将试件平躺在水平平衡框内进行低周反复加载，加载装置如图 2 所示。

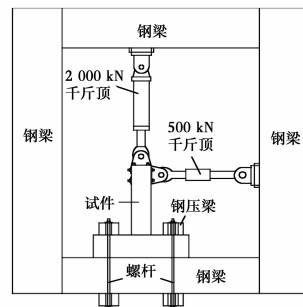


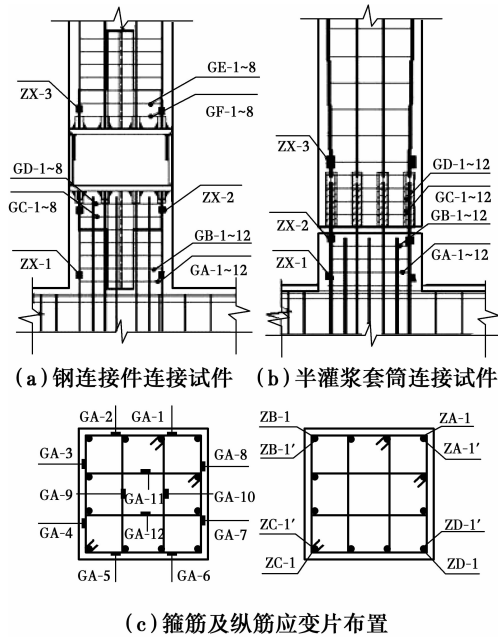
图 2 试验装置图

Fig. 2 Layout of loading device

试件竖向作动器对中后,首先分3级将竖向荷载施加到预定轴力,并在整个试验过程中保持恒定。水平加载全程采用位移控制加载,以1/400作为加载初始位移值,每次施加位移值为上次位移值的1.2~1.5倍^[14],每级加载循环2次,直至试件承载力下降到最大承载力的85%左右或试件破坏时停止试验。

1.3 测点布置及测量

柱顶轴力与柱悬臂端水平荷载分别通过两个力传感器测得,柱悬臂端水平位移采用拉线式位移计测量,该位移值同时也作为加载的控制条件。钢连接件连接试件以试件Z-1为例,半灌浆套筒连接试件以Z-3试件为例,箍筋和纵筋应变片布置如图3所示。其余试件应变片的布置与图3类似。



(c) 箍筋及纵筋应变片布置

图3 应变片布置示意图

Fig. 3 Schematic diagram of strain gauge arrangement

2 试验结果及分析

2.1 破坏过程及破坏形态

装配式柱破坏区域均发生在连接区,最终破坏模式均为弯曲破坏(图4)。试件加载初期,各试件均在柱底出现受弯裂缝。随着荷载的增加,水平裂缝数量增多并伴有斜向发展,原有裂缝增宽。加载至峰值荷载时(即 $\pm 1/50$ 左右),下柱钢连接件与混凝土连接部位破坏较为严重,该处混凝土出现压碎后鼓出现象,下柱最底端混凝土也出现压碎现象;与试件Z-1相比,试件Z-2整个破坏区域较集中在连接部位,裂缝多为交界面处因受压产生的竖向裂缝,试件最终破坏为交界面处混凝土压碎,钢连接件与混凝土

结合面处明显脱离,有较大间隙。这可能是该截面受力纵筋保护层过厚,且水平钢板上的加劲肋过短,未能将混凝土与钢连接件连为整体;与Z-1试件相比,Z-3、Z-4和Z-5试件的破坏区为灌浆料交界面的灌浆料被压碎,伴有竖向裂缝产生,从加载方向能够明显看到交界面处灌浆料与下柱分离。各试件最终破坏形态详见图4所示。

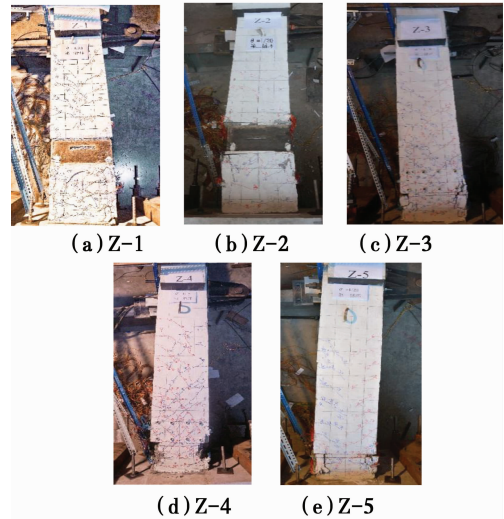


图4 各试件的破坏形态

Fig. 4 Failure patterns of specimens

2.2 柱顶水平荷载-水平位移滞回曲线

各试件柱顶荷载-位移滞回曲线如图5所示。由图5可知:

1) 各试件加载前期(位移角小于等于1/100时),滞回环狭窄而细长且残余变形较小,包围的面积较小,耗能少,曲线的斜率变化不大,同一加载位移下的两次滞回环基本重叠;后续加载中,曲线的斜率逐渐减小,残余变形增大,随着位移角的加大,滞回环面积增大,耗能增加,相同加载位移下两次循环对应滞回环偏差加大。

2) 钢连接件连接试件Z-1的滞回曲线呈梭形,而试件Z-2滞回环由开始的梭形逐渐演变为变成最后的Z形,表明试件Z-2后期在结合面处存在较大滑移,试件整体性较差,与试验现象相吻合。

3) 试件Z-1与试件Z-3的滞回曲线形状相似,滞回环都比较饱满,表现出良好的塑性变形和耗能能力,说明两种连接方式具有相近的抗震性能。

4) 试件Z-3与试件Z-4的滞回曲线在到达水平承载力峰值前相似,峰值过后,高轴压比试件Z-3的承载力下降较低轴压比试件Z-4更快。

5) 连接区采用大直径纵筋的试件Z-5比试件Z-3的滞回环更加饱满,卸载后残余变形更大,表明该试件混凝土损伤更加严重。

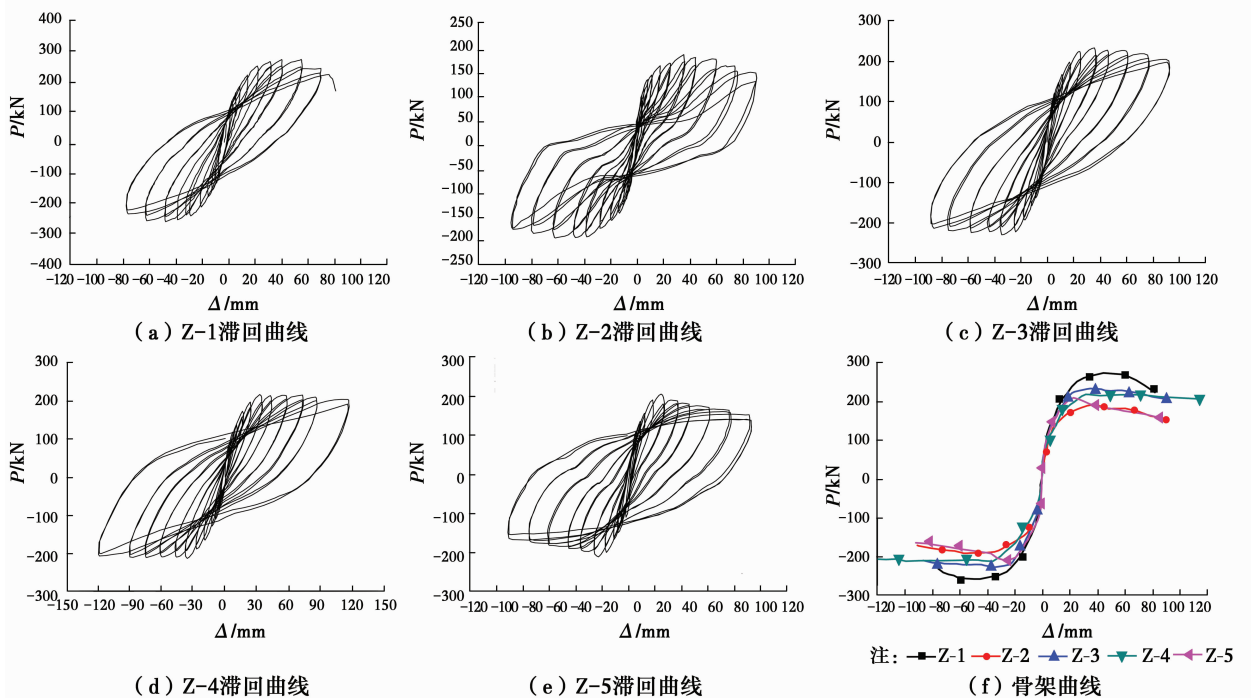


图 5 各试件的荷载-位移滞回曲线及骨架曲线

Fig. 5 Load-displacement hysteretic loops and skeleton curves of specimens

2.3 骨架曲线

各试件的荷载-位移骨架曲线如图 5 所示。采用能量等值法确定试件的屈服位移,并取骨架曲线上荷载下降至峰值荷载 85%时为极限荷载,相应的位移为极限位移。将各试件正负向的屈服荷载、峰值荷载、极限荷载等特征点取均值后的试验结果列于表 3。由图 5 和表 3 可知:

1)与试件 Z-1 相比,试件 Z-2 的刚度和承载力均有较大幅度的降低,但试件 Z-2 的骨架曲线下降段更加平缓。这是由于试件 Z-2 水平钢板上的抗剪加劲肋相对较短,试验过程中水平钢板与混凝土出现明显脱离,连接区出现滑移错位所致。

2)加载前期试件 Z-1 与试件 Z-3 的骨架线基本

重合,刚度基本相同;半灌浆套筒连接试件的承载力稍低,但其下降段更加平缓,延性较好。

3)试件 Z-3 与试件 Z-4 同为半灌浆套筒连接试件,轴压比较大的试件 Z-3 的承载力要高于试件 Z-4,但其特征点处的位移均小于轴压比较小的试件。说明轴压比的增大可以提高试件承载力,但对试件的延性造成不利影响。

4)在到达峰值荷载前采用大直径纵筋连接的试件 Z-5 骨架曲线与试件 Z-3 基本重合,但其下降段相对较陡,各特征点的位移值均小于 Z-3 试件,变形能力较差。这是因为采用大直径纵筋以后,纵筋间距加大,在配箍相同的情况下,后期对连接区芯部混凝土的约束效果变差,混凝土损伤较为严重。

2.4 位移延性

各试件位移延性系数和极限位移角的计算结果见表 3。由表 3 可知:

1)试件 Z-1 与试件 Z-2 相比,第 2 种钢连接件连接方式的位移延性系数稍大,两者的极限位移角相当,说明两种干连接方式的变形能力相当。

2)半灌浆套筒连接试件 Z-3 的位移延性系数和极限位移角均比钢连接件试件 Z-1 稍大,表明半灌浆套筒连接试件变形能力稍好。

3)轴压比较大的试件 Z-3 的位移延性系数和极限位移角均比轴压比较小的试件 Z-4 要小,变形能力相对较差。

4)连接区采用大直径纵筋连接的试件 Z-5 的位移延性系数和极限位移角均比试件 Z-3 要小,变形

表 3 试件特征点试验结果

Table 3 Experimental results of specimens at characteristic point

试件 编号	屈服点		峰值荷载点		极限荷载点		θ_u	μ_Δ
	P_y /kN	Δ_y /mm	P_m /kN	Δ_m /mm	P_u /kN	Δ_u /mm		
Z-1	214.6	19.3	267.4	45.0	227.3	77.1	1/23	4.0
Z-2	158.1	16.2	192.6	36.0	163.7	84.5	1/21	5.2
Z-3	193.4	16.3	231.7	36.0	208.1	90.0	1/20	5.5
Z-4	179.7	20.3	216.6	36.0	207.7	120.0	1/15	6.0
Z-5	175.0	12.9	210.9	36.0	179.3	60.4	1/29	4.7

注: P_y 、 Δ_y 分别为屈服荷载和屈服位移,屈服点通过能量等值法确定; P_m 、 Δ_m 分别为峰值荷载和峰值位移; P_u 、 Δ_u 分别为极限荷载和极限位移; θ_u 为极限位移角, $\theta_u = \Delta_u / l$; μ_Δ 为位移延性系数, $\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$ 。

能力相对较差。

2.5 刚度退化

以割线刚度 K 来反映试件的刚度退化情况,其中第 i 级的割线刚度为 $K_i = P_i / \Delta_i$, P_i 和 Δ_i 分别为第 i 级加载时的峰值荷载及其对应的位移^[15]。各试件的刚度退化曲线如图 6 所示,由图可知:

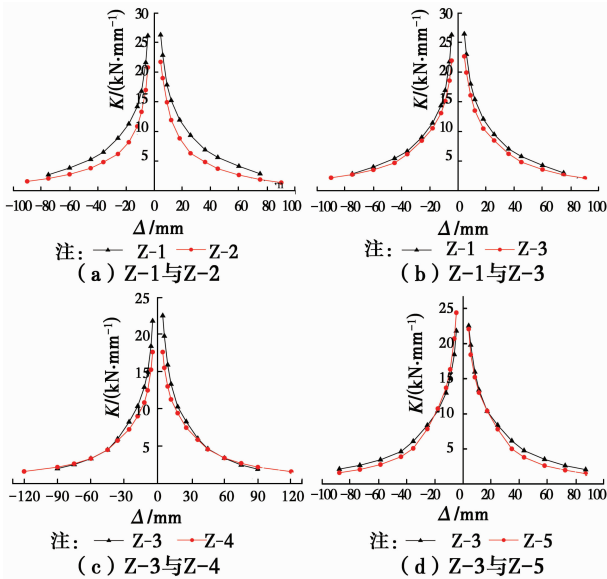


图 6 各试件的刚度退化曲线

Fig. 6 Stiffness degradation curves of specimens

1) 所有预制试件在位移加载较小时,刚度较大,随着位移加载的增大试件刚度逐渐减小,在加载初期刚度迅速下降,随着加载的继续,特别是在峰值荷载过后,试件刚度退化速率逐渐变缓。

2) 试件 Z-1 整个加载过程的刚度均大于试件 Z-2。这是由于试件 Z-2 水平钢板上的抗剪加劲肋相对较短,连接区出现滑移错动,削弱了试件 Z-2 的刚度。

3) 试件 Z-1 与试件 Z-3 的刚度退化速率接近,但试件 Z-1 的刚度略大于试件 Z-3。

4) 高轴压比试件 Z-3 的初始刚度比低轴压比试件 Z-4 要大,但试件屈服后,其刚度退化较快。主要由于屈服后,在相同的柱顶位移下,轴压比越高,试件破坏越严重,刚度退化越快。

5) 试件 Z-3 与试件 Z-5 在加载初期,刚度退化规律一致,加载后期,采用大直径纵筋连接的试件 Z-5 刚度退化较快。这与骨架曲线中后者下降段较陡相一致。

2.6 耗能能力

采用等效粘滞阻尼系数 h_e 作为试件的耗能指标。取各试件每个加载步第一圈滞回环,计算出相应的等效粘滞阻尼系数并绘于图 7 中,由图 7 可知:

1) 试件 Z-1 各加载阶段下的耗能均大于试件 Z-

2。这与试件 Z-1 的滞回环饱满无捏缩,而试件 Z-2 的滞回环呈 Z 形,捏缩严重相吻合。

2) 加载初期,试件 Z-1 与试件 Z-3 的耗能略有差异,后期基本重合,表明两试件的耗能性能基本相同。

3) 轴压比较大的试件 Z-3,其各加载阶段下的耗能均比轴压比较小的试件 Z-4 要大。这是由于轴压比越大,混凝土的损伤越严重,累积耗散的能量越多。

4) 采用大直径纵筋连接的试件 Z-5,其各加载阶段下的耗能均比试件 Z-3 大。这与滞回曲线中试件 Z-5 的滞回环更加饱满,试件损伤更为严重相一致。

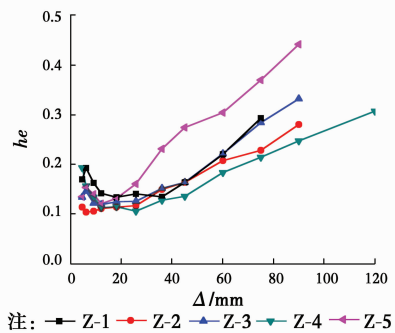


图 7 各试件 h_e - Δ 图

Fig. 7 h_e - Δ diagram of specimens

2.7 钢筋应变

2.7.1 纵筋应变 各预制试件纵筋测点的应变随试件位移角变化如图 8 所示,下柱纵筋应变取测点 ZX-1 和 ZX-2 中的较大值,上柱取 ZX-3 中的较大值。

在试验加载过程中,无论是 600 MPa 级纵筋(屈服应变为 $3\ 300\ \mu\epsilon$)还是 500 MPa(屈服应变为 $2\ 800\ \mu\epsilon$)级纵筋,峰值荷载时纵筋受拉或受压均能达到或接近实际屈服应变,因此,高强钢筋作为纵筋时能够发挥其抗拉和抗压强度。另外,上柱部分纵筋均能达到受拉或受压屈服应变,表明试验中采用的连接方式能够有效传力。

2.7.2 箍筋应变 对于钢连接件连接试件,选取柱脚、连接区域下部和连接区域上部 3 个部位具有代表性箍筋应变片;对于半灌浆套筒连接试件,选取连接区域上部和连接区域下部两个部位具有代表性箍筋应变片,各预制试件箍筋的应变随试件位移角变化如图 9 所示,由图 9 可知:

1) 对于钢连接件连接试件,紧邻接头部位箍筋达到屈服强度,说明箍筋在该部位充分利用,在试件设计中要加强对该区域的约束。

2) 对于半灌浆套筒连接试件,套筒区域箍筋以及下柱端箍筋均有达到屈服应变的情况,说明该区域箍筋利用充分,应对该区域配箍严格控制,保证试件具有良好的抗震性能。

3 结论

1) 两种干式钢连接件连接预制柱的方式中, 预制柱 Z-1 的连接方式的抗震性能比预制柱 Z-2 要好, 当实际工程中采用本文提出的干式连接时, 建议采用预制柱 Z-1 的钢连接件连接形式。

2) 采用改进的半灌浆套筒连接形式能有效传递柱子内力, 结合面处未出现滑移错动。位移延性系数和极限位移角比采用钢连接件连接方式的预制柱 Z-1 更大, 变形能力更好。

3) 轴压比较高的预制柱, 骨架曲线下降段更加陡峭, 变形能力更弱, 但耗能能力更强; 此外, 高轴压比预制柱的前期刚度较大, 但后期刚度衰减更快。

4) 与小直径钢筋连接的预制柱相比, 在连接区采用大直径纵筋连接的预制柱, 其承载力略有降低, 峰值荷载后, 骨架曲线下降段更加陡峭, 后期刚度衰减更快, 变形能力更弱。

参考文献:

[1] YEE A A. Social and environmental benefits of precast concrete technology [J]. Pci Journal, 2001, 46(3): 14-19.

[2] YEE A A. Structural and economic benefits of precast/prestressed concrete construction [J]. Pci Journal, 2001, 46(4): 34-42.

[3] RIVA P. Seismic behavior of precast column-to-foundation grouted sleeve connections [C] // Proceedings of an International Conference on Advances in Engineering Structures, 2006: 121-128.

[4] OGURA K. Testing program for the NMB splice sleeve [R]. Michigan: Splice Sleeve North America Inc., 2005: 1-8.

[5] AMELI M J, PARKS J E, BROWN D N, et al. Seismic evaluation of grouted splice sleeve connections for reinforced precast concrete column-to-cap beam joints in accelerated bridge construction [J]. Pci Journal, 2015, 60(2): 80-103.

[6] 张兴虎, 王建, 潘树宾, 等. 套筒浆锚连接柱的抗震性能试验研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2013, 45(2): 164-170.
ZHANG X H, WANG J, PANG S B, et al. Experimental study on the seismic performance of sleeve - anchor connection column [J]. Journal Xi'an University of Architecture & Technology (Natural Science Edition), 2013, 45(2): 164-170. (in Chinese)

[7] KIM Y M. A study of pipe splice sleeves for use in precast beam-column connections [D]. Texas:

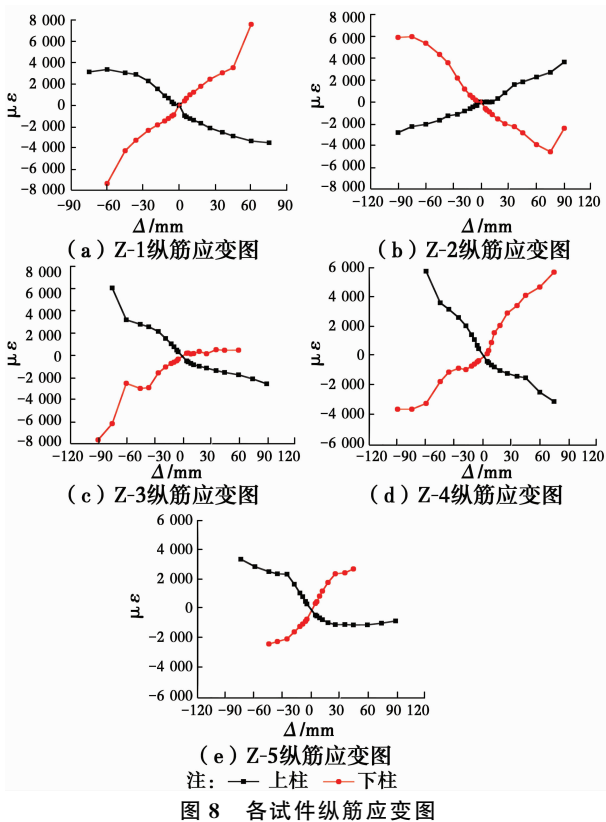


Fig. 8 Strain diagram of longitudinal bars of specimens

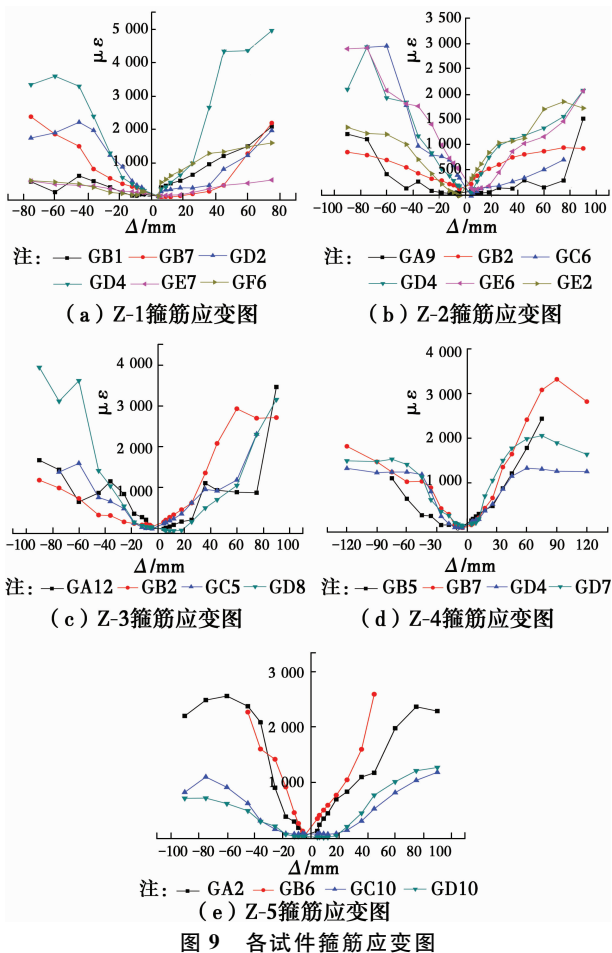


Fig. 9 Strain diagram of stirrups of specimens

- University of Texas at Austin, 2000.
- [8] 李锐, 郑毅敏, 赵勇. 配置500MPa 钢筋套筒灌浆连接预制混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 255-263.
LI R, ZHENG Y M, ZHAO Y. Experimental research on seismic performance of precast concrete columns with 500MPa reinforcements splicing by grout-filled coupling sleeves [J]. Journal of Building Structures, 2016, 37(5): 255-263. (in Chinese)
- [9] 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.
WANG M, LIANG S T, LI K M, et al. Forced performances study on total-precast concrete frame column with alveolus-connection [J]. Industrial Construction, 2010, 40(2): 69-73. (in Chinese)
- [10] NICOLA B, LORENZO B, CLAUDIO M. Seismic behavior of grouted sleeve connections between foundations and precast columns [C] // Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 2014: 25-29.
- [11] 田春雨, 高杰, 郝玮. 预制拼装柱力学性能试验报告[R]. 北京: 建研科技股份有限公司, 2012: 17-22.
TIAN C Y, GAO J, HAO W. Test report on mechanical performance of prefabricated assembly columns [R]. Beijing: CABR Technology Co., Ltd., 2012: 17-22. (in Chinese)
- [12] 李青宁, 卫碧洋, 刘展, 等. 新型装配整体式柱的抗震性能及连接优化[J]. 建筑结构, 2014, 44(13): 34-39.
LI Q N, WEI B Y, LIU Z, et al. Seismic performance and connection optimization of a new kind of assembly integrated column [J]. Building Structure, 2014, 44(13): 34-39. (in Chinese)
- [13] 王文东. 轴力水平对套筒浆锚连接柱的抗震性能影响研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2016.
WANG W D. Research on the influence of axial force on seismic performance of precast concrete columns connected by grout-filled sleeve [D]. Chongqing: Chongqing University, 2016. (in Chinese)
- [14] Acceptance criteria for moment frames based on structural testing: ACI T1. 1-01 [S]. America: American Concrete Institute, 2001.
- [15] 钢筋混凝土装配整体式框架节点与连接设计规程: CECS 43—1992 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1992.
Design specification for joints and connections of precast monolithic reinforced concrete frames: CECS 43-1992[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1992. (in Chinese)

(编辑 胡玲)