

# 钢筋套筒灌浆搭接连接的预制框架柱抗震试验

余琼, 匡轩, 方永青

(同济大学 结构工程与防灾研究所, 上海 200092)

**摘要:** 为研究竖向钢筋采用新型套筒灌浆搭接连接的预制柱的抗震性能, 在已研发的 I、III 型套筒灌浆搭接接头的基础上进行了 1 个现浇柱、2 个预制柱的拟静力试验. 试验现象如下: 现浇柱的初始水平裂缝出现在根部, 预制柱由于套筒约束了混凝土的竖向应变, 初始水平裂缝出现在套筒顶面; 极限状态下现浇柱压碎区段长, 预制柱压碎区段短. 试验结果表明: 预制柱的开裂、屈服荷载略大于现浇柱, 极限荷载高于现浇柱; 预制柱的开裂、屈服位移与现浇柱相近, 极限荷载时位移、极限位移、延性系数大于现浇柱. 由于预制柱根部套筒范围内箍筋加密, 预制柱的耗能能力略优于现浇柱. I、III 型套筒上下方钢筋应变基本一致, 表明 I、III 型套筒在预制柱中能够很好的传递钢筋应力.

**关键词:** 预制框架柱; 拟静力试验; 搭接连接; 变形与延性; 耗能能力

**中图分类号:** TU375

**文献标志码:** A

## Experimental Study on Seismic Behavior of Precast Frame Column with Vertical Reinforcement Spliced by Grouted Sleeve Lapping Connector

YU Qiong, KUANG Xuan, FANG Yongqing

(Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** In order to study the aseismic performance of the precast column connected with the new type of slurry anchor connection, a cast-in-place columns and two prefabricated column specimens, in which longitudinal reinforcement were connected by type I and III grouted sleeve lapping connector respectively, were designed for quasi-static test on the basis of the type I and III sleeve joint connection. The test phenomena show that the initial horizontal cracks of the cast-in-place column appear at the root. Because the vertical strain of the concrete is restrained by the sleeve, the initial horizontal cracks of the precast column appear on the top of the sleeve. In the limit state, the crushed part of the cast-in-

place columns is long and the crushed part of the precast columns is short. The test results show that the cracking load and yield load of the precast column are slightly larger than the cast-in-place column, and the ultimate load of the precast column is higher. The cracking load, yield load of the two different types are almost the same, but the displacement under the ultimate load, ultimate displacement and ductility coefficient of the precast column are larger. Due to the stirrup encryption in the range of the sleeve of the precast column, the energy dissipation of the precast column is slightly better than the cast-in-place column. The strain of steel bar on the upper and lower parts of type I and type III sleeve is basically the same, so both of them can perform well in transferring the stress.

**Key words:** precast frame column; pseudo-static test; lap connection; deformation and ductility; energy dissipation capacity

住宅工业化是目前我国大力推广的住宅营造模式, 而混凝土结构中工业化实施的关键因素是钢筋连接的可靠性与拼装的便利性.

套筒灌浆对接连接是目前工程上应用较多的钢筋连接方式<sup>[1-3]</sup>. 全国规范《钢筋套筒灌浆连接应用技术规程》JGJ355—2015<sup>[4]</sup>中规定了其设计及施工中的相关技术要求. 国内相关文献对钢筋采用套筒灌浆对接接头的梁柱节点、框架柱进行了一系列试验研究, 赵勇等<sup>[5]</sup>研究了大直径高强钢筋套筒灌浆连接预制柱的抗震性能, 试验表明预制柱中大直径高强钢筋能充分发挥强度, 但轴压比较小时受力纵筋从套筒拔出, 滞回曲线出现捏拢, 耗能能力降低. 刘洪涛等<sup>[6]</sup>研究了采用灌浆套筒连接的框架梁柱节点抗震性能, 结果表明预制装配节点的承载力和变形与现浇整体试件基本一致, 但节点构造不同导致各部位变形比例明显不同. 卫冕等<sup>[7]</sup>对钢筋套筒浆锚连接的柱性能研究发现预制柱套筒上部发生折断

现象,滞回曲线出现捏缩,形成反 S 滞回环;文献 [8-9]研究表明预制柱与现浇柱的承载力和耗能能力基本一致。

由以往 I 型和 III 型套筒的搭接接头拉伸试验<sup>[10]</sup>证明试件破坏形态分为两种:①套筒长度较短时的钢筋与灌浆料间滑移破坏;②套筒长度较长时的套筒外钢筋拉断破坏;外围设置约束套筒,能提高搭接接头承载能力,降低接头的搭接长度。

在此基础上,进行了 1 根现浇柱和竖向钢筋采用 I、III 型套筒连接的 2 根预制柱拟静力试验,研究现浇与预制柱的裂缝开展、破坏形态、极限承载力、滞回曲线及骨架曲线、变形及延性、刚度退化以及耗能能力等,并测量套筒上、下端钢筋应变,以衡量接头的传力效果,测量套筒的环向应变,分析预制柱中套筒工作状态。

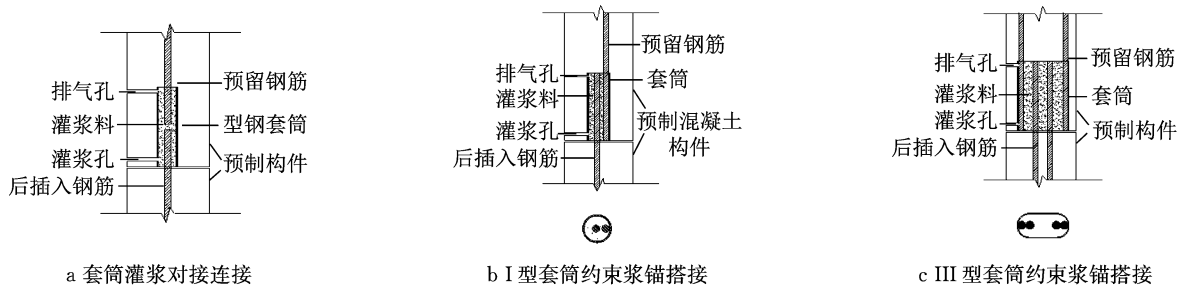


图 1 接头构造示意图

Fig.1 Forms of grouted connection joints of reinforcement bars

### 1.2 试验设计及制作

#### 1.2.1 框架柱设计

设计了 3 根框架柱,其中 XZ1 为现浇柱,YZ1 和 YZ2 为纵筋采用 I、III 型套筒灌浆搭接连接的预制柱,参考《高层建筑混凝土结构设计规程》<sup>[12]</sup>,并考虑到柱子的反弯点除底层外约在柱高中部,柱高为 1 500 mm(包括 20 mm 厚的灌浆层),柱子的截面尺寸为 400 mm×400 mm,高宽比为 4.25.柱试件的截面尺寸及配筋如图 2 所示.柱子配筋均使用 HRB400 钢筋,纵筋采用 12 $\Phi$ 16(配筋率为 1.51%),锚入底座 450 mm 并在末端设置 90°弯钩以增强纵筋锚固能力.柱内箍筋则采用 $\Phi$ 8@100,全高加密.加载梁、柱子混凝土强度选取 C30,底座混凝土强度 C40.柱的主要区别是制作方式以及竖向钢筋与地梁的连接方式,如表 1 所示。

XZ1 试件为柱身和地梁同时浇筑形成的整体,全部竖向钢筋锚固在地梁中,如图 2a、2d 所示.YZ1 为中部、角部竖向钢筋采用 I 型套筒与地梁钢筋搭接连接的全预制柱,YZ2 为中部竖向钢筋采用 III 型套筒、角部竖向钢筋采用 I 型套筒与地梁钢筋搭接

## 1 试验概况

### 1.1 钢筋接头构造示意

传统的套筒灌浆对接接头如图 1a 所示,由于孔径较小,在实际工程中往往存在多根钢筋同时插入难度过大的问题.为改善该接头的施工便利性,笔者于 2014 年提出具有自主知识产权的套筒灌浆搭接<sup>[11]</sup>接头,即在 2 根搭接钢筋外部放置套筒(称为 I 型套筒,如图 1b)或 4 根搭接钢筋外部放置套筒(称为 III 型套筒,如图 1c),并注入(普通)灌浆料,实现钢筋的连接,该接头具有套筒直径较大,装配施工便利、造价低等优势.试件制作过程如下:先将预留钢筋点焊在筒壁两端,以固定钢筋位置,再插入搭接钢筋,注入灌浆料,使钢筋连接。

表 1 柱制作方式及竖向钢筋的连接形式

Tab.1 Casting method of specimen and connection form of vertical steel bar

| 试件编号 | 制作方式 | 套筒形式                            |                           |
|------|------|---------------------------------|---------------------------|
|      |      | 中部钢筋接头                          | 角部钢筋接头                    |
| XZ1  | 现浇   | —                               | —                         |
| YZ1  | 预制   | I 型( $\Phi$ 60, 长 200 mm)       | I 型( $\Phi$ 60, 长 200 mm) |
| YZ2  | 预制   | III 型(宽 60, 长 130 mm, 高 320 mm) | I 型( $\Phi$ 60, 长 200 mm) |

连接的全预制柱。

YZ1 配筋如图 2b、2e 所示,柱内预埋 12 个内径 60 mm、壁厚 3 mm 的 I 型套筒,每个套筒内预留 1 $\Phi$ 16 钢筋与地梁中预埋 1 $\Phi$ 16 钢筋搭接连接,套筒长、套筒内钢筋长均为 200 mm.构件装配时地梁钢筋伸入套筒中,注入灌浆料,形成了 12 个搭接接头。

YZ2 配筋如图 2c、2f 所示.柱每边中部预埋 1 个 III 型套筒(宽 60 mm、长 130 mm、壁厚 3 mm),每个套筒内预留 2 $\Phi$ 16 钢筋与地梁中预埋的 2 $\Phi$ 16 钢筋搭接连接,套筒长、套筒内钢筋长度均为 320 mm;而 YZ2 角部钢筋采用 I 型套筒约束搭接,I 型套筒尺

寸以及连接方式与 YZ1 一致。

YZ1、YZ2 套筒外保护层厚均为 25 mm,为提高套筒外混凝土的受压变形能力、避免套筒外保护层过早脱落,在距底部 400 mm 长范围内附加竖向构

造钢筋 12 $\Phi$ 8 及 $\Phi$ 6@50 的拉筋,在距底部 200~320 mm 长套筒范围内加密箍筋(间距由 100 mm 变为 50 mm)。YZ1、YZ2 柱身与底座间空隙为 20 mm,采用灌浆连接。

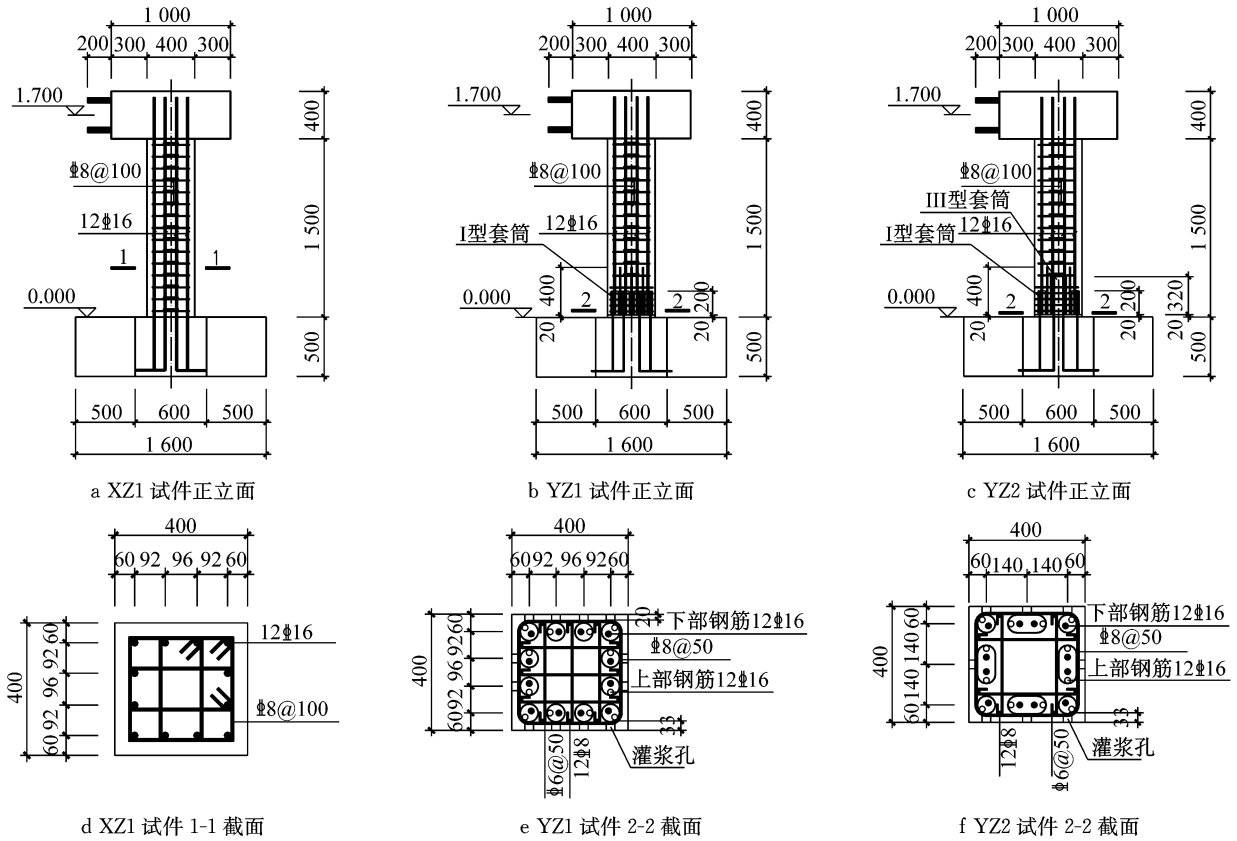


图 2 试验柱配筋详图(单位:mm)

Fig.2 Details of test column reinforcement(unit:mm)

1.2.2 套筒设计

预制柱采用的 I 型套筒( $\Phi$ 60, 200 mm)及 III 型套筒( $\Phi$ 60, 320 mm)壁厚为 3 mm,如图 3 所示. 试验时需在套筒顶部增加盖板,阻止构件浇筑时混凝土进入套筒内部;同时在盖板边缘钻孔,孔径比钢筋直径大 2 mm 以便上部钢筋顺利进入套筒;在距离套筒上部和下部的侧壁上开设出浆孔和灌浆孔,内径分别为 14 mm、27 mm,出浆孔和灌浆孔的上边缘和下边缘距套筒的上部和下部距离为 20 mm(试验灌浆后发现出浆孔到套筒边缘距离 20 mm 偏大,可缩短为 0~5 mm,这样有利于排气,使套筒灌注密实).

1.2.3 框架柱组装与灌浆

吊装前对底座与柱结合面人工凿毛至露出粗骨料,在柱与底座结合面上两端各放置一个 20 mm 厚度的钢垫块用以预留墙体与底座间缝隙. 采用压力灌浆的方式灌浆,灌浆时从柱中间的一个灌浆孔开始灌浆,其他的灌浆孔暂时封堵,灌浆料浆液可以从预留的 20 mm 灌浆层流入每个套筒内,当所有出浆

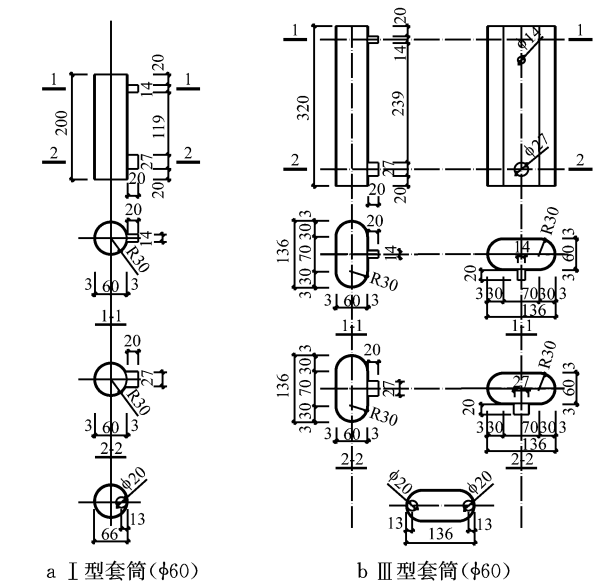


图 3 套筒详图(单位:mm)

Fig.3 Details of sleeves(unit:mm)

孔均有浆液流出灌浆结束,若出现某出浆孔没有浆

液流出时,打开对应的套筒灌浆孔就近灌浆,直到所有出浆孔均有浆液流出. 预制柱组装及灌浆过程如图 4 所示.

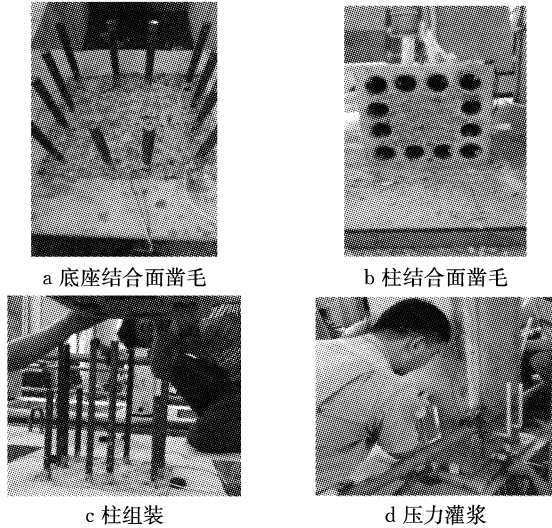


图 4 混凝土框架柱组装与灌浆

Fig.4 The assembly process of concrete frame columns

### 1.3 试验材料

本试验使用 HRB400 级钢筋,通过拉伸试验得到基本力学指标见表 2.

表 2 钢筋力学参数

Tab.2 Mechanical parameters of reinforced bar

| 直径/mm     | 屈服强度<br>平均值/MPa | 极限强度<br>平均值/MPa |
|-----------|-----------------|-----------------|
| 6(预制柱中拉筋) | 549.24          | 650.88          |
| 8(箍筋)     | 470.70          | 650.63          |
| 16(纵向钢筋)  | 491.54          | 647.39          |

试验使用 H40 型灌浆料,28 d 抗压强度  $\geq 60$  MPa. 灌浆时制作 6 个  $40\text{ mm} \times 40\text{ mm} \times 160\text{ mm}$  抗折试块,3 个  $150\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$  劈裂抗拉试块,试块抗折、抗压强度均值为  $10.77\text{ MPa}$ 、 $77.98\text{ MPa}$ ,劈裂抗拉强度均值为  $4.33\text{ MPa}$ ,比 C80 混凝土的抗拉强度标准值  $3.33\text{ MPa}$  大. 试件柱身和底座的混凝土立方体抗压强度分别为  $30.9\text{ MPa}$ 、 $42.4\text{ MPa}$ .

套筒由 Q235B 无缝钢管加工而成,制作狗骨试件进行单向拉伸试验,实测套筒屈服强度为  $364\text{ MPa}$ ,抗拉强度为  $524\text{ MPa}$ ,弹性模量为  $184\text{ GPa}$ .

### 1.4 加载及测点布置

框架柱拟静力试验在同济大学结构静力试验室进行. 试验装置如图 5 所示.

轴压比为 0.24,竖向力  $N$  由下式得出:

$$n = \frac{N}{f_c b h} \quad (1)$$

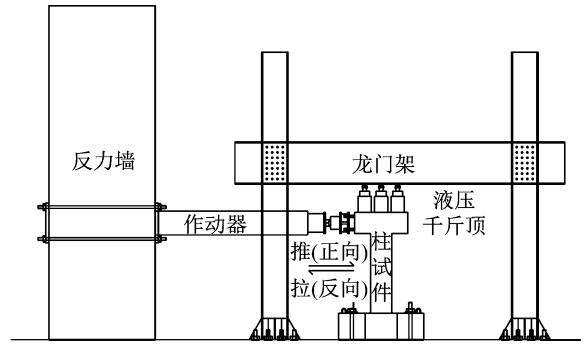


图 5 加载装置  
Fig.5 Test setup

式中: $n$  为轴压比, $f_c$  为 C30 混凝土抗压强度实测值(即混凝土立方体试块强度平均值乘以 0.88 再乘以 0.76); $b$  为柱截面宽度; $h$  为柱截面高度; $N = 801\text{ kN}$ ,即试验时施加  $800\text{ kN}$  的竖向力且保持不变. 水平荷载施加采用力-位移混合控制,可将试件视为大偏心受压构件,根据 GB50010—2010 混凝土结构设计规范<sup>[13]</sup> 计算可得理论屈服荷载为  $114\text{ kN}$ ,即前两级荷载采用力控制的方式,分别为  $50\text{ kN}$ 、 $100\text{ kN}$ (达柱屈服),先加推力,为正向,后加拉力,为反向,各循环一次. 随后采用位移控制方式,分别为  $4\text{ mm}$ 、 $8\text{ mm}$ 、 $12\text{ mm}$ 、...,直至构件破坏. 其中作动器位移为  $4\text{ mm}$  时循环一次,其他位移等级循环 2 次. 具体加载制度如图 6 所示,横轴为时间轴,表循环次数. 当柱承载力首次下降至峰值荷载的 85% 时,将不再加载,试件达极限状态.

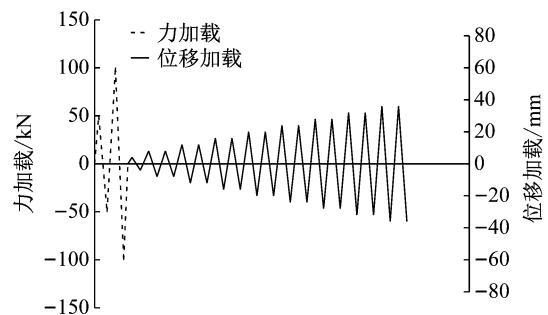


图 6 加载制度  
Fig.6 Loading system

钢筋应变片布置如图 7 所示,水平力加载端在左侧,推为正向,拉为负向. 在 YZ1 和 YZ2 竖向钢筋  $\Phi 16$  上距地梁顶面  $20\text{ mm}$  处(套筒下方)、距套筒上方  $20\text{ mm}$  处粘贴应变片,测量钢筋的应变,见图 7a、7b 和 7c. 测量套筒的横向应变,见图 7d 和 7e,其中应变片编号为奇数表示应变片粘贴的位置距离套筒内部的钢筋较近,偶数表示较远.

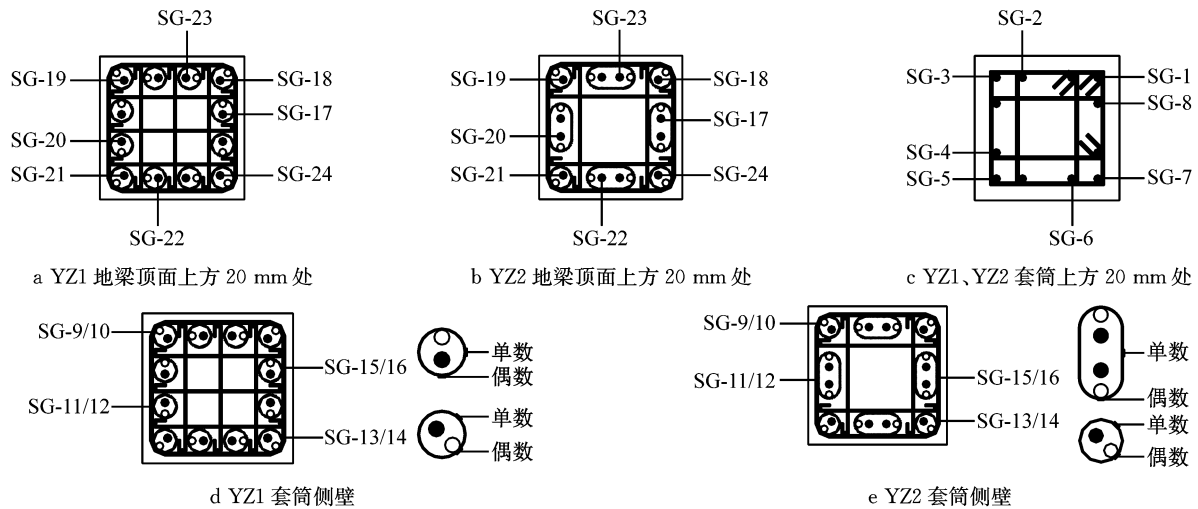


图 7 YZ1、YZ2 的钢筋及套筒应变测点布置

Fig. 7 Measuring points of strain gauge on YZ1 and YZ2

## 2 试验结果及分析

### 2.1 破坏过程及现象

水平力达到 100 kN 时, XZ1 柱在离地梁顶面高约 10 cm 的根部区域左右两侧各出现 2 条水平裂缝; 水平位移 16 mm 时, 柱体左侧新增 1 条水平裂缝, 1 条竖向裂缝, 右侧新增两条水平裂缝, 原有裂缝继续发展, 且左侧有 1 条裂缝开始斜向右下发展; 水平位移 24 mm 时, 柱体左、右侧斜裂缝继续开展, 在柱体中间斜交, 柱体右侧出现竖向裂缝; 水平位移为 44 mm 时, 柱体左侧裂缝最宽处约 2 mm, 当水平位移达到 48 mm 后柱体左下角混凝土出现压坏、脱落现象, 裂缝不再明显发展; 水平位移 68 mm 时, XZ1 达到位移极限状态。

YZ1 柱体在水平位移为 4 mm 时, 右侧套筒顶面(离地梁顶面高约 22 cm) 出现第 1 条水平裂缝; 水平位移 12 mm 时, 套筒顶面位置左右两侧水平裂缝在柱体中间相交, 形成通缝; 水平位移 16 mm 时, 柱体左侧新增 1 条水平裂缝, 柱体部分原有裂缝开始倾斜发展; 水平位移 20 mm 时, 柱左侧出现竖向裂缝; 水平位移 24 mm 时, 柱体与灌浆层间开裂; 水平位移 32 mm 时, 柱体右下角出现竖向裂缝, 柱体与灌浆层接触位置的水平裂缝继续发展, 最宽处约 2 mm; 水平位移 56 mm 时, 柱体左下角混凝土开始压坏、混凝土表层脱落, 此后柱体上的裂缝不再有大的发展; 水平位移 76 mm 时, YZ1 达到位移极限状态。

YZ2 柱体在水平位移为 8 mm 时左右侧出现水平裂缝(离地梁顶面高约 22 cm); 水平位移 12 mm 时, 柱体与灌浆层结合的部位出现裂缝; 水平位移达

到 16 mm 时, 原有裂缝倾斜在柱体中部几乎相交, 并出现竖向裂缝; 水平位移 24 mm 时, 右侧柱体与灌浆层裂缝最宽处约 1 mm; 水平位移 44 mm 时柱体左下角集中出现竖向裂缝; 在位移达到 46 mm 时左下角混凝土开始脱落, 此处竖向裂缝已长约 45 cm. 水平位移 56 mm 时角部混凝土脱落, 裂缝不再明显发展; 水平位移 76 mm 时, YZ2 达到位移极限状态。

图 8 为试件极限状态柱根左侧破坏图, 均为柱角部混凝土压碎、脱落, 预制柱根部混凝土压碎状况没有现浇柱严重, 现浇柱根部压碎区段长, 预制柱根部压碎区段短, 但预制柱两侧竖向裂缝(沿套筒边缘)向上延伸比现浇柱高. 预制柱角部设有套筒, 增强了角部混凝土的抗压能力, 使预制柱角部压碎区段比现浇柱短, 同时套筒外部混凝土的抗劈裂能力比整体混凝土弱, 故柱体两侧竖向裂缝(沿套筒边缘)向上延伸比现浇柱高。

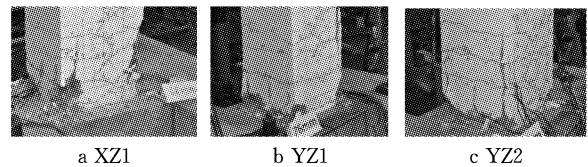


图 8 极限状态柱根部破坏照片

Fig. 8 The failure of the column at the limit state

图 9 为三者的极限破坏照片和裂缝分布对比. 总的来看, 预制柱的破坏形态与现浇柱基本一致, 不同之处在于: 现浇柱的第 1 条水平裂缝出现在根部以上 10 cm, 预制柱的第 1 条水平裂缝出现在套筒顶面根部以上 22 cm, 预制柱的裂缝出现较晚, 产生以上现象的主要原因是: 套筒纵向约束了混凝土的应

变,阻止了混凝土水平开裂;YZ1、YZ2 的裂缝开展也有所不同,两者都在 I 型套筒顶部形成水平裂缝,但 YZ2 由于在柱体中部受 III 型套筒的阻挡(III 型套筒高于 I 型套筒),水平裂缝并没有像 YZ1 水平贯通,而是斜向下发展.

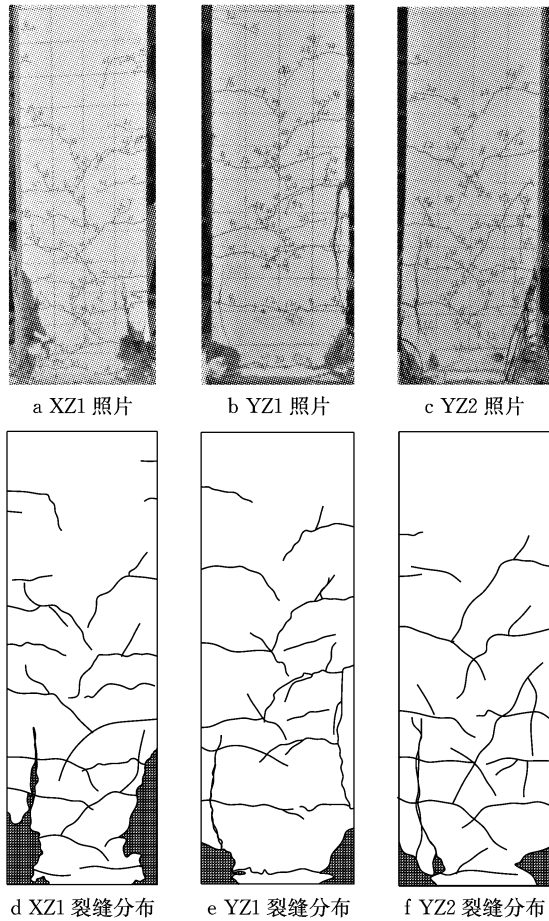


图 9 试件极限破坏照片及裂缝分布对比

Fig. 9 Comparison of photos and the distribution of cracks in the specimen at the limit state

套筒外箍筋加密,且套筒范围内设有竖向构造钢筋,试验套筒外混凝土保护层未出现脱落现象.试验后凿开套筒区段发现套筒处钢筋相对灌浆料并未发生滑移.

## 2.2 试验结果分析

### 2.2.1 滞回曲线及耗能能力

图 10 为柱的水平力位移滞回曲线,图 11 为柱骨架曲线对比.

预制与现浇柱滞回曲线均较饱满,耗能能力较好,但预制柱较现浇柱更加饱满,展现了更好的耗能能力.预制柱与现浇柱的骨架曲线规律基本一致,小变形下 3 条曲线几乎重合;预制柱的承载力高于现浇柱的承载力;XZ1 骨架曲线波峰明显而预制柱没

有,也就是说预制柱在超过峰值应变后随着位移的增加承载力下降平缓.

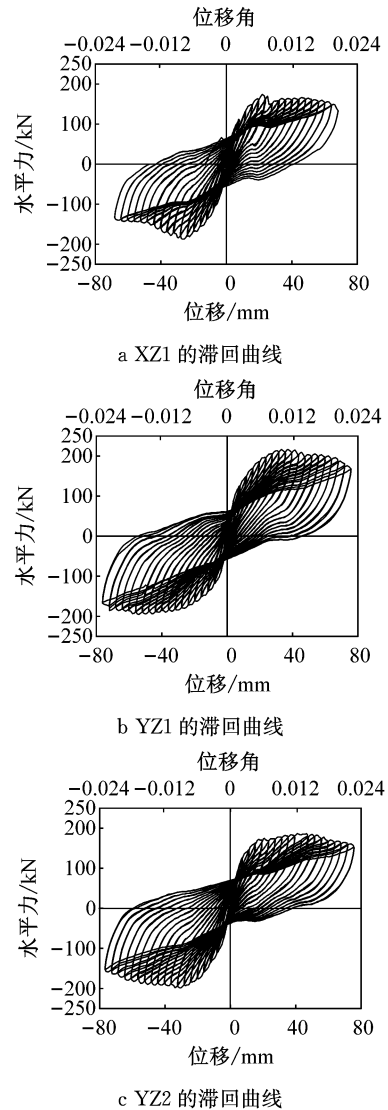


图 10 柱子滞回曲线对比

Fig. 10 Comparison of hysteresis curves

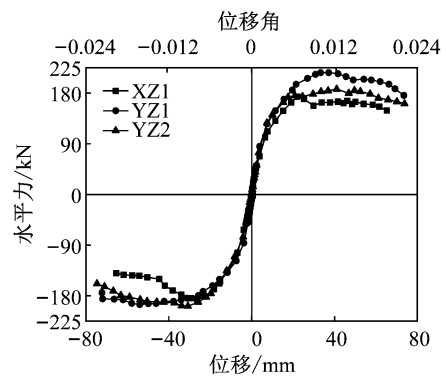


图 11 柱骨架曲线对比

Fig. 11 Comparison of skeleton curves

根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ/T 101—

2015)<sup>[14]</sup>,柱的耗能能力通常用耗能系数  $E$  及等效黏滞阻尼系数  $D$  来度量.

图 12~图 13 为各试验柱耗能系数  $E$ 、等效黏滞

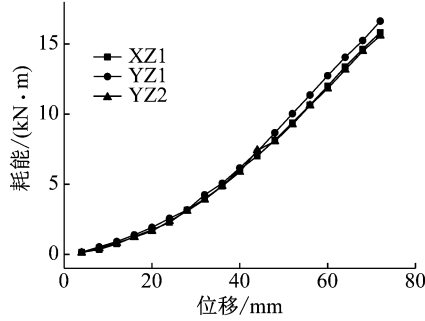


图 12 耗能系数  $E$ -水平位移关系曲线

Fig. 12 Relationship curve of energy consumption-horizonal displacement

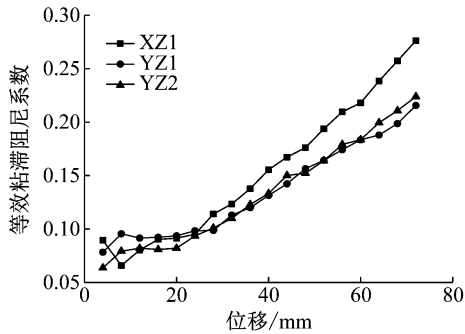


图 13 黏滞阻尼系数  $D$  与水平位移关系曲线

Fig. 13 Relationship curves of viscous damping coefficient  $D$  vs horizonal displacement

阻尼系数  $D$  和水平位移的关系. 可见,同样位移条件下,44 mm 之前预制柱耗能曲线与现浇柱一致,44 mm 之后 YZ1 的耗能能力略微高于其他两个试件. 同样位移条件下,28 mm 之前各柱子的黏滞阻尼系数基本相同,28 mm 之后现浇柱的黏滞阻尼系数大于预制柱,且随着位移增加差距逐渐增大.

表 3 对比了试件位移极限状态下耗能系数  $E$  及等效黏滞阻尼系数  $D$ . 表中  $E_i/E_1$ 、 $D_i/D_1$  分别为 3 根柱子与 XZ1 耗能系数、等效黏滞阻尼系数的比值. 此时预制柱的耗能是现浇柱的 1.5 倍左右,等效黏滞阻尼系数是现浇柱的 1.2 倍左右,位移极限状态预制柱的耗能能力略优于现浇柱,这是由于预制柱根部套筒范围内箍筋加密.

表 3 耗能系数  $E$  及位移极限状态时等效黏滞阻尼系数  $D$

Tab. 3 Energy dissipation  $E$  and equivalent viscous damping coefficient  $D$  at the limit state

| 试件  | $E$   | $E_i/E_1$ | $D$  | $D_i/D_1$ |
|-----|-------|-----------|------|-----------|
| XZ1 | 10.50 | 1.00      | 0.19 | 1.00      |
| YZ1 | 16.32 | 1.55      | 0.22 | 1.16      |
| YZ2 | 16.16 | 1.54      | 0.23 | 1.21      |

2.2.2 承载力

柱开裂、屈服、峰值水平力  $F_{cr}$ 、 $F_y$ 、 $F_p$  如表 4 所示. 其中  $F_{cr}$  取柱子受拉区观测到第 1 条裂缝时对应的荷载;  $F_y$  取柱子外侧钢筋受拉屈服时水平荷载;  $F_p$  取柱子所能承受的最大水平荷载;  $F_{pm}$  取柱子的压弯承载力对应水平力.

表 4 试件不同加载状态下水平力对比

Tab. 4 Comparison of horizontal force in different loading conditions

| 试件<br>编号 | $F_{cr}$ |        |         | $F_y$  |        |         | $F_p$  |        |        | $F_{pm}$ | $\frac{F_p}{F_{pm}}$ |
|----------|----------|--------|---------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|----------|----------------------|
|          | 正向       | 反向     | 平均      | 正向     | 反向     | 平均      | 正向     | 反向     | 平均     |          |                      |
| XZ1      | 101.59   | 103.05 | 102.320 | 159.27 | 153.28 | 156.275 | 173.85 | 187.15 | 180.50 | 147.94   | 1.22                 |
| YZ1      | 122.23   | 86.11  | 104.170 | 179.86 | 141.85 | 160.855 | 216.52 | 195.51 | 206.15 | 147.94   | 1.39                 |
| YZ2      | 127.15   | 110.34 | 118.745 | 163.36 | 165.99 | 164.675 | 187.18 | 198.48 | 192.83 | 147.94   | 1.30                 |

预制柱的开裂荷载略高于现浇柱,且 YZ2 的开裂荷载最高. 这是由于套筒的存在约束了套筒外侧混凝土的竖向变形, YZ2 的套筒最长,约束越强,开裂荷载越大.

预制柱屈服荷载略大于现浇柱;预制柱峰值荷载高于现浇柱. 预制柱根部有套筒约束灌浆料,受压承载力增强,钢筋屈服时该承载力增加较少,使屈服荷载略有增大,峰值荷载时该承载力增加较多,柱子峰值荷载提高更多.

$F_{pm}$  参照《混凝土结构基本原理》<sup>[15]</sup> 计算(不考虑预制柱角部钢筋微小的偏心,按现浇柱计算,保护层厚度按实际扣除),结果见表 4. 可得  $F_p/F_{pm} = 1.22 \sim 1.39$ ,可见按现行规范计算预制柱承载能力

是可行的.

2.2.3 变形与延性

定义顶点位移角  $\theta = \Delta/H$ , 其中  $\Delta$  为作动器的水平位移,  $H$  为加载梁中心距地梁顶面距离. 表 5 列出了各试验柱开裂位移(角)  $\Delta_{cr}(\theta_{cr})$ 、屈服位移(角)  $\Delta_y(\theta_y)$ 、峰值位移(角)  $\Delta_p(\theta_p)$ 、极限位移(角)  $\Delta_u(\theta_u)$ , 位移延性系数  $u = \Delta_u/\Delta_y$ .

从表 5 可知:预制柱的开裂、屈服位移与现浇柱相近,峰值、极限位移、延性系数大于现浇柱.

预制试件的开裂位移角为 1/314、1/219,远大于《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)<sup>[16]</sup> 框架结构弹性层间位移角限值 1/550,说明小震作用下,当预制框架结构满足规范弹性层间位移角限值时,预制

表 5 试件主要阶段的变形值

Tab.5 The deformation of the major phases of the specimen

| 试件编号 | 项目  | $\Delta_{cr}/mm(\theta_{cr})$ |       |       | $\Delta_y/mm(\theta_y)$ |       |        | $\Delta_p/mm(\theta_p)$ |       |       | $\Delta_u/mm(\theta_u)$ |       |        | $\mu$ |      |      |
|------|-----|-------------------------------|-------|-------|-------------------------|-------|--------|-------------------------|-------|-------|-------------------------|-------|--------|-------|------|------|
|      |     | 正向                            | 反向    | 平均    | 正向                      | 反向    | 平均     | 正向                      | 反向    | 平均    | 正向                      | 反向    | 平均     | 正向    | 反向   | 平均   |
| XZ1  | 位移  | 6.47                          | 6.49  | 6.48  | 17.55                   | 18.76 | 18.155 | 21.95                   | 26.27 | 24.11 | 66.26                   | 42.51 | 54.385 | 3.78  | 2.27 | 3.00 |
|      | 位移角 | 1/263                         | 1/262 | 1/262 | 1/97                    | 1/91  | 1/94   | 1/77                    | 1/65  | 1/71  | 1/26                    | 1/40  | 1/31   |       |      |      |
| YZ1  | 位移  | 7.04                          | 3.8   | 5.42  | 17.21                   | 12.29 | 14.75  | 33.28                   | 54.02 | 43.65 | 69.15                   | 76.31 | 72.73  | 4.02  | 6.21 | 4.93 |
|      | 位移角 | 1/241                         | 1/447 | 1/314 | 1/99                    | 1/138 | 1/115  | 1/51                    | 1/31  | 1/39  | 1/25                    | 1/22  | 1/23   |       |      |      |
| YZ2  | 位移  | 7.34                          | 8.22  | 7.78  | 14.95                   | 17.09 | 16.02  | 40.99                   | 30.79 | 35.89 | 73.74                   | 66.8  | 70.27  | 4.93  | 3.91 | 4.39 |
|      | 位移角 | 1/232                         | 1/207 | 1/219 | 1/114                   | 1/99  | 1/106  | 1/41                    | 1/55  | 1/47  | 1/23                    | 1/25  | 1/24   |       |      |      |

柱尚未开裂,仍处于弹性阶段,满足“小震不坏”的要求。

预制柱的极限位移角分别为 1/23、1/24,大于现浇柱的极限位移角 1/31,均大于《建筑抗震设计规范》(GB50011—2010)<sup>[16]</sup>规定框架结构弹塑性位移角限值(1/50),说明大震作用下,当预制框架结构满足规范弹塑性层间位移角限值时,预制柱满足“大震不倒”的要求。

预制柱峰值位移、极限位移和延性系数均大于现浇柱,产生这种现象的原因是本接头是套筒搭接连接,接头上下钢筋不在一条直线上,较钢筋直接拉拔有着更大的变形。同时,加密箍筋对受压区混凝土起约束作用,使预制柱的承载力下降更为缓慢。

2.2.4 刚度及耗能能力

定义割线刚度  $K_i$  为往复荷载作用下每次循环最大位移的割线刚度表示框架柱的刚度,按下式计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+\Delta_i| + |-\Delta_i|} \quad (2)$$

式中:  $|+F_i|$ 、 $|-F_i|$  为第  $i$  次循环正向、反向加载时的峰值荷载绝对值;  $|+\Delta_i|$ 、 $|-\Delta_i|$  为对应的峰值位移绝对值。

图 14 为 XZ1、YZ1 和 YZ2 的正、反平均刚度退化曲线。从整体趋势来看,位移在 15 mm 以前,随着位移的增大柱子刚度下降较快,之后刚度下降趋缓。在相同位移条件下,预制柱的刚度略大于现浇柱的刚度,这主要是由于预制柱中套筒的存在增加了柱

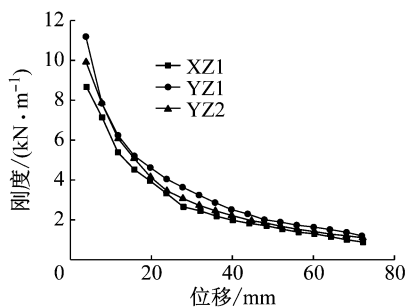


图 14 刚度退化曲线

Fig.14 Stiffness degradation curves

的刚度。

表 6 列出各类框架柱的开裂、屈服、峰值和极限刚度,从中可以看出,预制柱的开裂和屈服刚度大于现浇柱,峰值刚度和极限刚度略小于现浇柱。这是由于预制柱中套筒的存在,加载初期对柱刚度有影响,加载后期对柱刚度影响小,表现出整浇构件刚度大于预制构件的特征。

表 6 试件不同特征点下的割线刚度(单位:  $kN \cdot mm^{-1}$ )

Tab.6 Tangent stiffness of specimens in different characteristic points (Unit:  $kN \cdot mm^{-1}$ )

| 特征点 | 割线刚度  |       |       |
|-----|-------|-------|-------|
|     | XZ1   | YZ1   | YZ2   |
| 开裂  | 15.79 | 19.22 | 15.26 |
| 屈服  | 8.61  | 10.91 | 10.28 |
| 峰值  | 7.49  | 4.72  | 5.37  |
| 极限  | 2.84  | 2.44  | 2.37  |

3 钢筋及套筒应变

由钢筋材性试验可知钢筋受拉屈服时的应变为  $2\ 470\ \mu m$ ,故最大应变取至  $3\ 000\ \mu m$  用以分析屈服前钢筋应变随水平力变化规律(钢筋屈服后应变规律性差)。应变为正值时,钢筋受拉;应变为负时,钢筋受压。

3.1 YZ1、YZ2 的钢筋应变

图 15~图 16 分别为 YZ1、YZ2 右侧钢筋 I、III 型套筒上、下方(即套筒上 20 mm 和地梁上方 20 mm)的水平力-应变滞回曲线和骨架曲线。

当钢筋受压时, I、III 型套筒上、下方钢筋上的应变片应变规律差别较明显,主要表现在套筒下方的滞回环狭窄、压应变小,而套筒上方滞回曲线饱满、压应变较大,地梁上方 20 mm 处正处于套筒端部,受压时套筒上部钢筋向下传递的压应力在套筒端部由套筒、灌浆料和钢筋共同承担,套筒下部钢筋分担的压应力小。

钢筋受拉时套筒上、下部钢筋水平力-应变滞回曲线的一致性明显,这是由于上部钢筋的拉应力全部由下部钢筋承担。



套筒上方的钢筋拉应变比套筒下方的钢筋拉应变小,这是套筒上方的钢筋应变片距离地梁表面高导致截面所承受的弯矩小造成的。

基本一致,仅应变变化速率略有不同。

### 3.2 套筒横向应变

图 17 为 YZ1 中 I 型套筒中部外侧的环向应变。

I 型套筒应变规律基本一致,滞回曲线更饱满,呈

由图 15c 可以看出上下钢筋骨架曲线变化规律

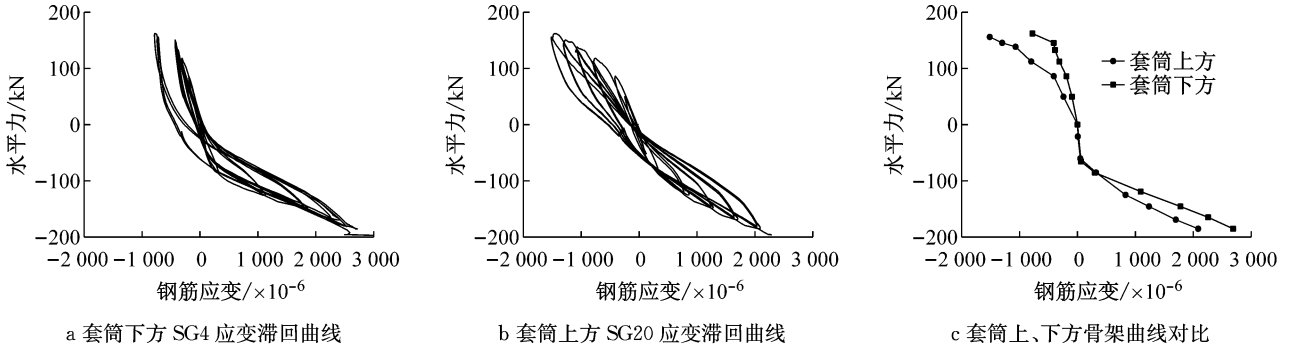


图 15 YZ1 的 I 型套筒上、下方钢筋滞回曲线及骨架曲线对比

Fig. 15 The strain hysteresis and skeleton curves of steel bars above and below the I type sleeve in YZ1

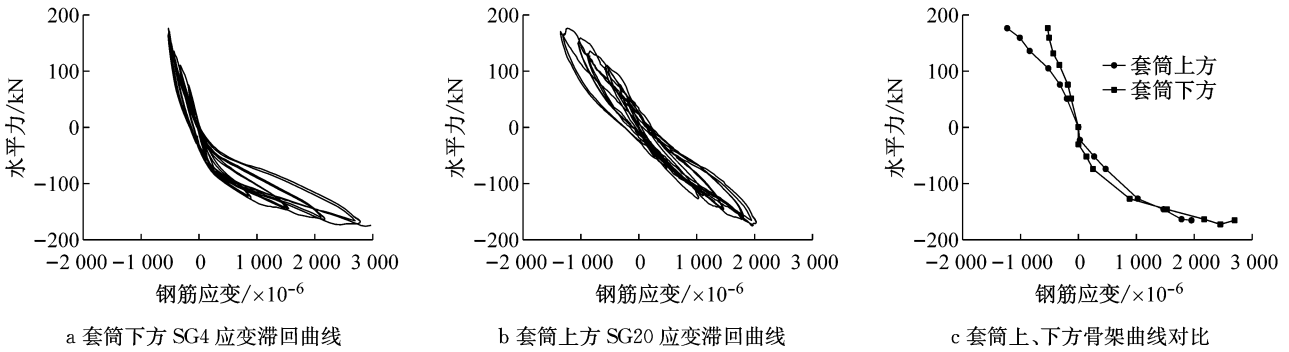


图 16 YZ2 的 III 型套筒上、下方钢筋滞回曲线及骨架曲线对比

Fig. 16 The strain hysteresis and skeleton curves of steel bars above and below the III type sleeve in YZ2

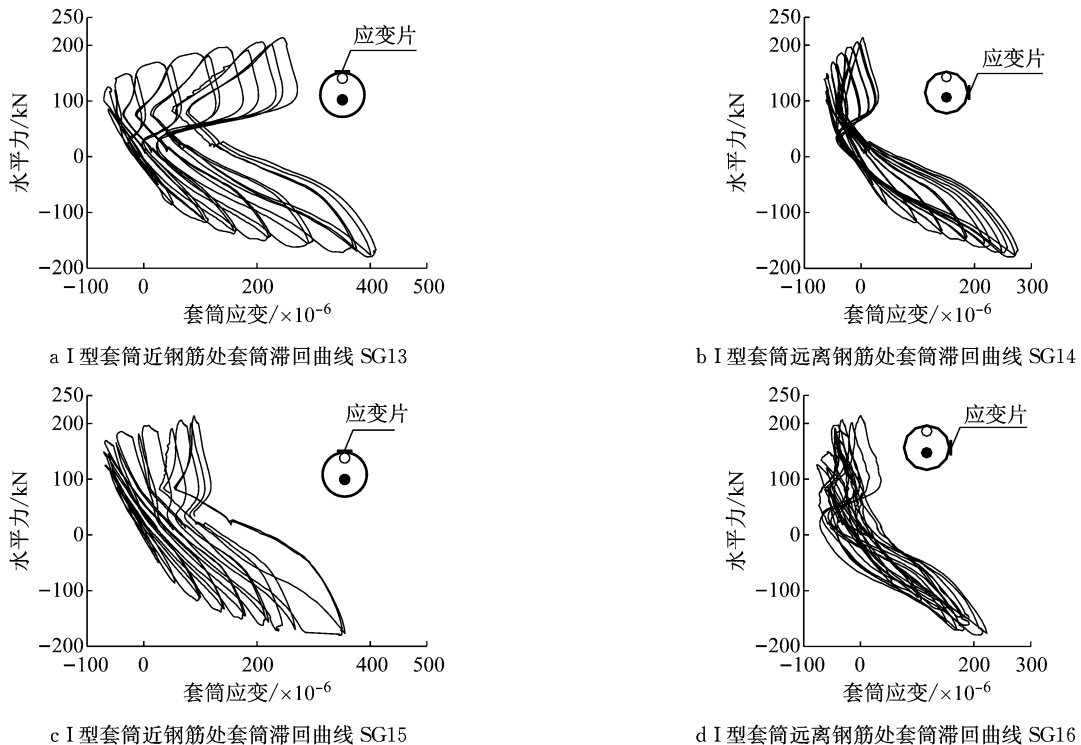


图 17 YZ1 内 I 型套筒的横向应变

Fig. 17 Transverse strain of type I type sleeve in YZ1

“K”型,但临近钢筋位置的应变基本上较远离钢筋位置的应变更大一些。

I 型套筒在水平荷载较小的情况下,反向加载时(水平力为负),套筒处于柱受拉侧,钢筋受拉,套筒的环向应变为正值;正向加载时(水平力为正),套筒处于柱受压侧,钢筋受压,套筒的环向应变为

负值.当水平荷载接近峰值荷载,正、反向加载时,套筒横向应变均为正值。

图 18 为 YZ2 中 III 型套筒中部外侧的环向应变.从图中还可以看出,III 型套筒钢筋远近位置不同,滞回曲线同,临近钢筋位置的套筒应变呈“1”型,远离钢筋位置的套筒应变呈“X”型。

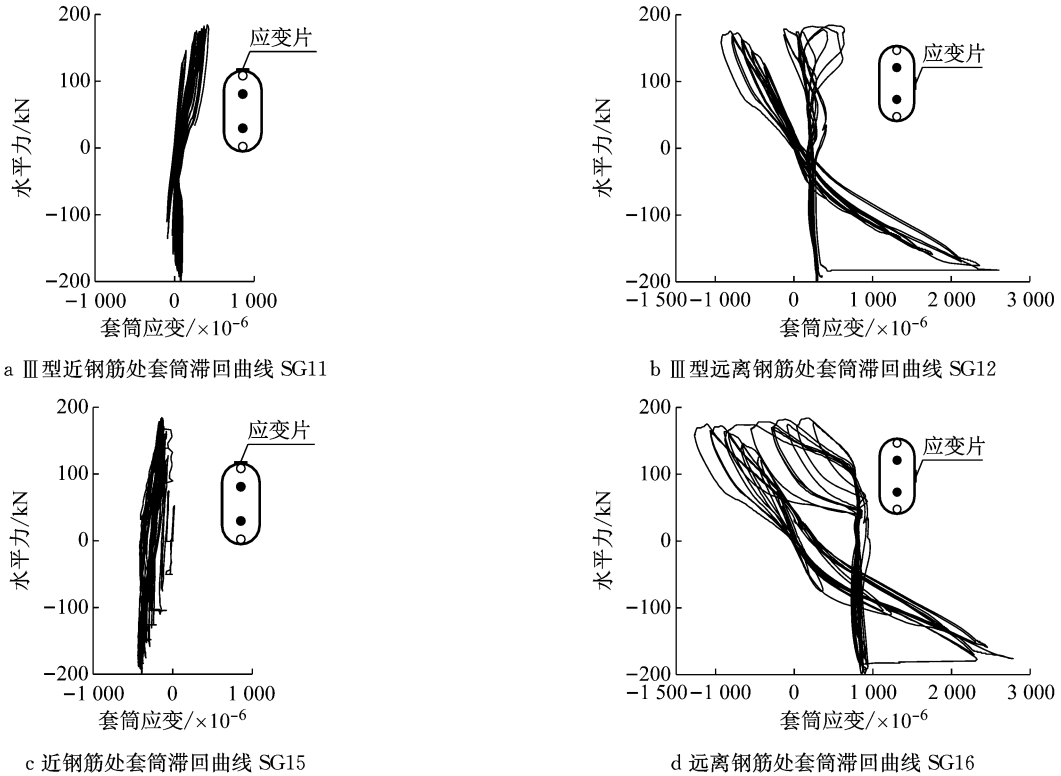


图 18 YZ2 内 III 型套筒的横向应变

Fig. 18 Transverse strain of type III type sleeve in YZ2

表 7 为 YZ1 峰值状态位于受拉侧和受压侧套筒横向应变,表 8~表 9 分别为 YZ2 峰值状态位于受拉侧和受压侧 I 型、III 型套筒横向应变及其均值.9~16 为应变片编号.“-”表示峰值状态下套筒应变

Tab.7 The transverse strain of the tension and compression of type I grouted sleeve in YZ1 at the peak state ( $\times 10^{-6}$ )

| 应变片<br>编号 | 峰值+    |        | 峰值-    |        |
|-----------|--------|--------|--------|--------|
|           | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 |
| 9         | 254    |        | -7     |        |
| 10        | -13    |        | -376   |        |
| 11        | 813    |        | 122    |        |
| 12        | 913    |        | 841    |        |
| 均值        | 492    |        | 145    |        |
| 13        |        | 11     | -      |        |
| 14        |        | 277    | -      |        |
| 15        |        | 97     | 488    |        |
| 16        |        | 21     | 415    |        |
| 均值        |        | 101    | 452    |        |

表 8 峰值状态处于 YZ2 受拉侧和受压侧 I 型套筒横向应变( $\times 10^{-6}$ )

Tab.8 The transverse strain of the tension and compression of type I grouted sleeve in YZ2 at the peak state ( $\times 10^{-6}$ )

| 应变片<br>编号 | 峰值+    |        | 峰值-    |        |
|-----------|--------|--------|--------|--------|
|           | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 |
| 9         | 447    |        | 506    |        |
| 10        | 306    |        | 53     |        |
| 均值        | 377    |        | 280    |        |
| 13        |        | -      | 514    |        |
| 14        |        | 894    | 96     |        |
| 均值        |        | 894    | 305    |        |

变片已经破坏,没有能测得有效数据.由表 7、8 知峰值状态,I 型套筒环向绝大部分受拉,即灌浆料体积膨胀.当水平荷载接近峰值荷载,I 型套筒环向均受拉,即灌浆料体积膨胀.由表 9 知峰值状态,III 型套筒远钢筋侧表现出受压的特性,即套筒对灌浆料约束小.峰值状态下,套筒环向应变均小于  $1\ 000 \times 10^{-6}$ ,小于钢材屈服应变,这说明套筒工作状态

良好。

表 9 峰值状态处于 YZ2 受拉侧和受压侧 III 型套筒横向应变 ( $\times 10^{-6}$ )

Tab.9 The transverse strain of the tension and compression of type III grouted sleeve in YZ2 at the peak state ( $\times 10^{-6}$ )

| 应变片<br>编号 | 峰值+    |        | 峰值-    |        |
|-----------|--------|--------|--------|--------|
|           | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 | 套筒处于拉侧 | 套筒处于压侧 |
| 11        | 226    |        |        | 290    |
| 12        | 367    |        |        | 858    |
| 均值        | 296    |        |        | 574    |
| 15        |        | —      | 74     |        |
| 16        |        | -129   | -392   |        |
| 均值        |        | -129   | -159   |        |

## 4 结论与建议

通过一根现浇柱和两根纵筋采用 I、III 型套筒搭接连接的预制柱拟静力对比试验,得到主要结论如下,该结论对按本文构造方法浇筑的预制柱具有一定的代表意义。

(1) 现浇柱初始水平裂缝出现在根部,预制柱由于套筒纵向约束了混凝土的应变,出现在套筒顶面;极限状态下现浇柱根部压碎区段长,预制柱根部压碎区段短。

(2) 预制柱的开裂、屈服荷载略大于现浇柱,峰值荷载高于现浇柱。预制柱的承载力计算可以按现行规范进行。

(3) 预制柱的开裂位移角为 1/314、1/219,大于规范 1/550 要求。预制柱的极限位移角为 1/23 和 1/24,大于规范 1/50 要求。

(4) 预制柱的开裂、屈服位移与现浇柱相近,峰值、极限位移、延性系数大于现浇柱。

(5) 预制柱的开裂和屈服刚度大于现浇柱,峰值刚度和极限刚度略小于现浇柱。

(6) 由于预制柱根部套筒范围内箍筋加密,位移极限状态下,预制柱的耗能能力略优于现浇柱。

(7) I 型和 III 型套筒在预制柱中能够很好地传递钢筋应力。套筒环向应变均小于钢材屈服应变,套筒工作状态良好。

该试验的试件数量偏少,在后续的工作将加大试验力度,改变柱截面尺寸、轴压比、(钢筋直径)套筒接头规格等进行更深一步的研究。

### 参考文献:

[1] LING J H, RAHMAN A B A, IBRAHIM I S, *et al.* Behaviour

of grouted pipe splice under incremental tensile load [J]. Construction and Building Materials, 2009, 23(3): 90.

- [2] ALIAS A, ZUBIR M A, SHAHID K A, *et al.* Structural performance of grouted sleeve connectors with and without transverse reinforcement for precast concrete structure [J]. Procedia Engineering, 2013, 53(7): 116.
- [3] LING J H, RAHMAN A B A, IBRAHIM I S. Feasibility study of grouted splice connector under tensile load [J]. Construction and Building Materials, 2014, 50(1): 530.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢筋套筒灌浆连接应用技术规程: JGJ355—2015 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the People's Republic of China. Technical specification for grout sleeve splicing of rebars: JGJ355—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.
- [5] 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.
- ZHAO Yong, LI Rui, WANG Xiaofeng, *et al.* Experimental research on seismic behaviors of precast concrete columns with large-diameter and high-yield strength reinforcements splicing by groutfilled coupling sleeves [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(5): 27.
- [6] 刘洪涛, 闫秋实, 杜修丽. 钢筋混凝土框架梁柱节点灌浆套筒连接抗震性能研究 [J]. 建筑结构学报, 2017, 38(9): 54.
- LIU Hongtao, YAN Qiushi, DU Xiuli. Study of seismic performance of reinforced concrete frame beam-column joints connected with grouted sleeves [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(9): 54.
- [7] 卫冕, 方旭. 钢筋套筒浆锚连接的预制柱试验性能研究 [J]. 佳木斯大学学报(自然科学版), 2013, 31(3): 352.
- WEI Mian, FANG Xu. Tests on behavior of precast columns with reinforcements spliced by grout sleeves [J]. Journal of Jiamusi University (Natural Science Edition), 2013, 31(3): 352.
- [8] 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.
- [9] ONG H Y. Experimental study of grout filled splice sleeve integrated with shear key for precast concrete connection [D]. Johor: Technological University of Malaysia, 2010.
- [10] 余琼, 许志远, 袁炜航, 等. 两种因素影响下套筒约束浆锚搭接接头拉伸试验 [J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, 48(12): 34.
- YU Qiong, XU Zhiyuan, YUAN Weihang, *et al.* Experimental study of grouted sleeve lapping connectors varied in two factors under tensile load [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(12): 34.
- [11] 余琼. 一种新型的约束搭接套筒黏结 [P]. 中国: ZL 2014 2 0656653.0, 2015-04-01.
- YU Qiong. Grouted sleeve lapping connector [P]. China: ZL 2014 2 0656653.0, 2015-04-01.
- [12] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程: JGJ3—2010 [S]. 北京: 中华人民共和国住房和城乡建设部, 2010.

(下转第 37 页)