

文章编号:1000-582X(2006)10-0086-05

# 梁柱截面强弱不同的三类预应力框架试验分析\*

陈明政,黄音,许军,王正霖,白绍良  
(重庆大学土木工程学院,重庆 400030)

**摘要:**“柱强于梁”、“梁强于柱”和“梁柱等强”的3种情况在单层预应力框架或多层预应力框架的顶层中是可能出现的.通过4榀预应力混凝土框架在竖向荷载下的试验,对三类预应力混凝土框架的极限荷载、正常使用下的变形、位移延性、塑性内力重分布进行了研究.试验分析结果证明,当截面相对受压区高度较小时,这三类预应力框架均能实现完全的塑性内力重分布,具有较好的位移延性,在正常使用荷载下裂缝宽度和挠度均能满足混凝土结构设计规范的要求.

**关键词:**预应力混凝土框架;塑性机构控制;内力重分布;位移延性;次弯矩  
**中图分类号:** TU378

**文献标识码:** A

超静定预应力混凝土结构的现行设计方法是以预应力混凝土连续梁的工作原理为基础建立起来的.国内外曾经对预应力连续梁进行了深入的研究.加拿大学者 Cohn M. Z. 在文献[1]中较为全面的统计了国外在1953年至1971年间所进行的159根预应力连续梁试验,并对预应力连续梁的研究工作做了全面的总结,其中包括 T. Y. Lin, G. Magnel 和 Y. Guyon 等人比较成功的试验;文献[2]通过对8根接近足尺预应力连续梁的试验和大量非线性模拟分析,也对有粘结部分预应力混凝土连续梁的次内力和内力重分布规律做了试验和理论研究,并对预应力超静定结构的调幅设计提出了合理的建议.

与预应力连续梁相比,预应力框架的内力重分布受梁柱线刚度比、柱对预应力梁张拉压缩变形的侧向约束、水平荷载弯矩与竖向荷载弯矩的组合、柱轴压比等因素的影响.因此,当把基于预应力连续梁工作原理的调幅设计方法用于预应力框架结构时,还有若干问题值得进一步探讨.文献[3-7]通过对6榀有足够尺寸的预应力框架的试验,研究了上述大部分因素对预应力框架塑性内力重分布和弯矩调幅规律的影响,研究成果对制定预应力框架的调幅设计规则有一定的参考价值.

在实际工程中,由于面临的具体情况不同,在单层预应力框架结构的端节点处,或多层预应力框架结构

的顶层端节点处,就与节点相邻的梁端截面和柱顶截面抗弯能力相对关系而言,将有可能形成下列3种情况.一种是设计成柱顶截面的实际抗负弯矩能力大于梁端截面的抗负弯矩能力,从而形成“柱强于梁”的状态;也可以设计成柱顶截面的实际抗负弯矩能力小于梁端截面的抗负弯矩能力,形成“梁强于柱”的状态;还可以将梁、柱截面均按弹性分析所得的最不利组合负弯矩进行设计,从而形成在顶层端节点处梁、柱截面抗负弯矩能力相等的“梁柱等强”的状态.

虽然根据习惯把框架顶层端节点处设计成“柱强于梁”,但也必须看到,从理论上说,由于顶层边柱轴压比较小,截面配有足够的纵向钢筋,即使柱顶截面较梁端截面更早形成负弯矩塑性铰,柱顶截面也不缺少实现充分内力重分布所需要的塑性转动能力.同时,在跨度大、荷载较重的预应力框架中,对柱顶负弯矩适度进行调幅,还可以改善柱顶配筋拥挤的情况,方便预应力框架端节点的施工.

为了进一步检验这3种预应力框架的内力重分布性能,笔者对“柱强于梁”、“梁强于柱”和“梁柱等强”这3类预应力框架进行了对比试验研究.

## 1 试验研究

### 1.1 试验框架概况

在实际预应力框架结构中,多数情况下只对框架

\* 收稿日期:2006-06-18

基金项目:重庆市自然科学基金资助项目(CSTC,2004BB0058)

作者简介:陈明政(1977-)男,四川仪陇人,重庆大学博士研究生,主要从事预应力混凝土结构基本性能研究.

梁施加预应力,因此该试验的 4 榀单层单跨预应力框架 YKJ7 ~ YKJ10 均采用预应力梁、非预应力柱,并分别按上述 3 种方案进行设计.各构件均配置足够的箍筋以防止剪切破坏.梁内预应力筋均取为 1 束 7 $\Phi$ 5 钢绞线.为体现各框架梁柱强度的区别,其梁、柱中非预应力钢筋的配置各不相同.在各框架梁内非预应力筋配置数量相同的前提下,YKJ7 为“柱强于梁”预应力框架,柱中对称配置 4 $\Phi$ 16 钢筋;YKJ8 为“梁强于柱”

预应力框架,柱中对称配置 2 $\Phi$ 16 钢筋;YKJ9、YKJ10 为“梁柱等强”预应力框架,柱中对称配置 2 $\Phi$ 16 + 2 $\Phi$ 14 钢筋(实际上 YKJ9、YKJ10 为柱略微强于梁的预应力框架),其中 YKJ10 增强了梁跨中受拉非预应力钢筋,以研究柱顶、梁端和跨中强度接近时预应力框架的内力重分布性能.各构件基本尺寸和配筋如图 1 所示.

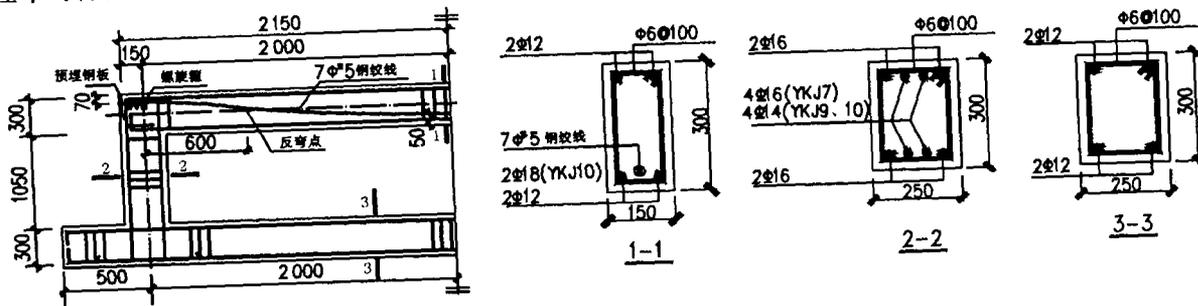


图 1 YKJ7 ~ YKJ10 试验框架基本尺寸及配筋样图

### 1.2 预应力的建立

框架 YKJ7 ~ YKJ10 均为后张有粘结预应力混凝土框架,框架梁的预应力筋采用  $f_{pk} = 1860 \text{ N/mm}^2$  的高强钢绞线,沿梁长按 3 段抛物线布置,反弯点距梁两端各 0.15 倍梁轴跨处(定位详见图 2).在节点区布置的螺旋箍筋和预埋钢板如图 1 所示.预应力筋的张拉控制应力为  $0.75f_{pk}$ ,张拉端和锚固端均采用单孔 QM (OVM) 两夹片式锚具,锚具下均安置 200 kN 压力传感器用于测量有效张拉力,并以梁两端传感器所测张拉力的平均值为梁的实测有效张拉力,如表 1 所示.在张拉过程中测量了框架梁轴向压缩量和跨中截面的反拱,数据见表 1.

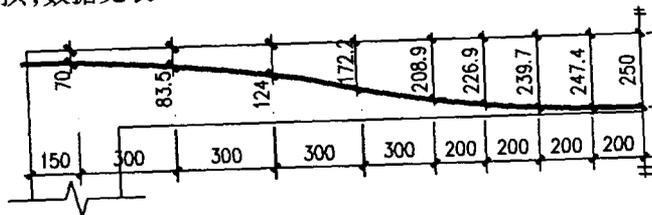


图 2 YKJ7 ~ YKJ10 预应力钢绞线曲线定位图

表 1 YKJ7 ~ YKJ10 有效张拉力及变形

试件编号	有效张拉力/kN		预应力损失/%	轴向变形/mm	反拱/mm
	张拉末	锚固后			
YKJ7	189.25	168.6	10.9	0.287	0.79
YKJ8	188.70	164.5	12.8	0.370	0.84
YKJ9	188.90	163.0	13.7	0.278	0.87
YKJ10	191.20	170.4	10.9	0.282	0.84

从表 1 看出,4 榀预应力框架在张拉阶段梁的轴向变形和跨中的反拱都比较小.预应力建立后各框架弹性计算次弯矩以及自重作用产生的弯矩见表 2,其

中次弯矩包括竖向等效荷载所产生的等效荷载次弯矩和框架梁轴向变形受到约束所产生的轴力次弯矩<sup>[8]</sup>.

表 2 YKJ7 ~ YKJ10 关键截面次弯矩及自重弯矩 kN·m

试件编号	柱底		柱顶、梁端		跨中	
	$M_{sec}$	$M_{自重}$	$M_{sec}$	$M_{自重}$	$M_{sec}$	$M_{自重}$
YKJ7	-10.7	0.67	4.8	-1.34	4.8	0.87
YKJ8	-10.4	0.67	4.6	-1.34	4.6	0.87
YKJ9	-10.3	0.67	4.6	-1.34	4.6	0.87
YKJ10	-10.8	0.67	4.8	-1.34	4.8	0.87

说明:弯矩以框架内侧受拉为正,外侧受拉为负.

### 1.3 试验现象和破坏形态

该试验各预应力框架均采用框架梁跨中单点加载.因仅对框架梁施加预应力,当跨中集中荷载达到 45 kN 左右时各框架首先在柱顶外侧开裂.随着荷载的进一步增大,四榀框架试验现象各不相同.

YKJ7 是“柱强于梁”的预应力框架,当荷载加至 50 kN 时,框架梁跨中截面下部开裂;当荷载加至 70 kN 时,梁端截面的上部开裂;随着荷载的继续增大,梁跨中和梁端裂缝不断发展,柱顶截面裂缝发展缓慢.当荷载增大到 90 kN 时,梁跨中受拉钢筋首先屈服形成塑性铰;当荷载增大到 110 kN 时,梁端受拉钢筋屈服形成塑性铰;当荷载达到 130 kN 时,跨中截面受压区混凝土被压溃,同时梁端受压区混凝土也有起皮现象.这里需要说明的是,由于预应力梁的配筋包括预应力筋与非预应力筋,文中所称的受拉钢筋屈服是指非预应力钢筋应变达到屈服应变,根据截面应变协调条件推断,此时的预应力钢绞线一般也已接近屈服.

YKJ8 是“梁强于柱”的预应力框架,在整个加载过程中,柱顶外侧裂缝一直不断发展.当荷载加至 50 kN

时,梁跨中下部出现裂缝;当荷载加至 100 kN 时,梁端上部才出现细微裂缝;随着荷载的继续增大,柱顶和梁跨中裂缝不断发展,梁端裂缝发展缓慢.当荷载增至 115 kN,柱顶外侧受拉钢筋屈服并形成塑性铰;当荷载增至 135 kN 时,梁跨中受拉钢筋屈服并形成塑性铰;当荷载达到 160 kN 时跨中受压区混凝土被压溃,同时柱顶内侧受压混凝土有起皮现象.

YKJ9 是“梁柱等强”的预应力框架,其梁跨中和梁端开裂荷载分别为 45 kN 和 80 kN.随着荷载继续增大,梁跨中、梁端和柱顶裂缝均有发展.当荷载增至 120 kN 时,梁跨中受拉钢筋屈服形成塑性铰,当荷载增至 150 kN 时,梁端钢筋屈服并出现塑性铰,柱顶裂缝发展减慢,梁跨中和梁端裂缝继续发展.当荷载达到 190 kN 时梁跨中受压区混凝土被压溃,同时梁端截面下部受压混凝土有起皮现象.与 YKJ7 不同的是, YKJ9 的柱顶外侧受拉钢筋在破坏前也已经屈服,说明柱顶也已形成塑性铰,但柱顶塑性铰转动很小.

YKJ10 也是“梁柱等强”的预应力框架,其梁跨中和梁端开裂荷载分别为 55 kN 和 80 kN.随着荷载的继续增大,裂缝发展规律与 YKJ9 相似.与 YKJ9 相比,由于增加了梁跨中钢筋, YKJ10 梁跨中和梁端受拉钢筋屈服的荷载比较接近,分别为 160 kN 和 165 kN,当荷载达到 205 kN 时该框架的梁跨中上部受压混凝土被压溃,同时梁端受压混凝土也有起皮现象, YKJ10 破坏前柱顶钢筋也已进入屈服.

## 2 试验结果及分析

### 2.1 屈服荷载和极限荷载分析

笔者在分析中采用理想弹塑性方法,该方法假定结构出现塑性铰前各杆件单元均为理想弹性,所出现的塑性铰能在保持弯矩的前提下充分转动,最终的极限荷载是以结构形成机构为标志.利用理想弹塑性方法对 YKJ7 ~ YKJ10 的屈服荷载和极限荷载进行分析,理论计算结果和试验实测结果见表 3.

表 3 YKJ7 ~ YKJ 10 试验荷载值与理论计算值 kN

试件 编号	屈服荷载		极限荷载	
	理论值	试验值	理论值	试验值
YKJ7	109.7	90	163.1	130
YKJ8	103.4	115	150.3	160
YKJ9	112.0	120	157.2	190
YKJ10	148.1	160	197.3	205

从表 3 看出,除 YKJ7 外,各试验框架极限荷载均比理论计算值高.这是因为用理想弹塑性方法分析时假定塑性铰的抗弯能力不变且以结构出现三铰机构时的荷载为极限荷载,而试验实测极限荷载所反映的不仅包括形成三铰机构前各塑性铰塑性转动过程中因材料进入强化段及内力臂增大而带来的抗弯承载力的增长,同时还包括形成三铰机构后结构中各塑性铰充分转动直至不能继续持荷过程中的强化效应.由于测试效果不好, YKJ7 极限荷载偏低,但其试验现象仍充分体现了柱强于梁预应力框架梁端、跨中三铰机构破坏的特征.从试验现象看出,4 榀框架各关键截面的钢筋均达到屈服并形成了塑性铰,而且塑性铰都有比较充分的转动,说明四榀框架各关键截面的材料强度均得到了充分发挥.

### 2.2 正常使用荷载下的裂缝和挠度分析

根据习惯做法可以通过式(1)以试验极限荷载求出正常使用状态下的荷载  $P^{[9]}$ .

$$P = P_u / K_1 K_2, \quad (1)$$

式中,  $P_u$  为试验极限荷载;  $K_1$  为荷载分项系数的加权值,按 20 世纪 90 年代以来的公认简化取值方法,可取  $K_1 = 1.27$ ;  $K_2$  为纵向钢筋试验屈服强度和设计屈服强度的比值,按实测结果确定,此处不再逐一列出.使用荷载下试验框架的最大裂缝宽度和挠度实测值见表 4.从表中看出,在正常使用荷载下, YKJ7 ~ YKJ10 考虑荷载长期作用影响的最大裂缝宽度均能满足规范要求<sup>[10]</sup>,考虑荷载长期作用影响的挠度也小于规范要求的  $l_0/250$ <sup>[10]</sup>.表 4 说明“梁强于柱”、“梁柱等强”预应力框架与“柱强于梁”预应力框架一样,在正常使用条件下均能满足规范的要求.

表 4 YKJ7 ~ YKJ 10 裂缝宽度和挠度对比

试件 编号	正常使用荷载 $P/kN$	最大裂缝宽度 $w_{max}/mm$			跨中挠度 $f/mm$		
		实测值	考虑长期荷载影响后	$[w]$	实测值	考虑长期荷载影响后	$f/l$
YKJ7	84.6	0.10	0.15	0.2	6.3	12.6	1/317
YKJ8	87.5	0.20	0.30	0.3	3.9	7.8	1/513
YKJ9	112.5	0.13	0.19	0.2	4.6	9.2	1/435
YKJ10	125.1	0.12	0.18	0.2	4.3	8.6	1/465

说明:长期荷载裂缝宽度值为实测值乘以增大系数 1.5;长期荷载跨中挠度为实测值乘以增大系数 2.0<sup>[11]</sup>; YKJ8 最大裂缝宽度发生在未施加预应力的柱顶截面,因此  $[w]$  取为非预应力钢筋混凝土裂缝宽度限值.

### 2.3 位移延性分析

延性是结构在其承载能力没有明显下降的情况下承受屈服后非弹性变形的能力. 在主要承受静力荷载的结构中, 这意味着保证结构不发生无警告的脆性破坏, 并在接近最大承载能力时能产生较大的非弹性变形. 此外, 延性在超静定结构的塑性内力重分布中起重要作用, 它为超静定结构所承受的弯矩由某一控制截面向其他控制截面转移提供了前提条件.

笔者采用位移延性来衡量预应力框架的延性, 即以关键截面非预应力受拉钢筋屈服为形成塑性铰的标志, 取结构出现首发塑性铰瞬时的跨中挠度为屈服挠度  $f_y$ , 取结构达到极限荷载时的跨中挠度为极限挠度  $f_u$ , 极限挠度  $f_u$  与屈服挠度  $f_y$  的比值即为位移延性. 试验框架的位移延性如表 5 所示.

一般认为钢筋混凝土抗震结构所需要的延性比大致为 3~4<sup>[12]</sup>. 从表 5 中看出, YKJ7~YKJ10 的位移延性已足够大. 截面相对受压区高度  $\xi$  的大小是影响结构位移延性的重要因素, 由于各试验框架首发塑性铰的截面相对受压区高度  $\xi$  均在 0.2 左右, 相对偏小, 因此都具有较大的位移延性.

表 5 YKJ7~YKJ10 的位移延性

试件 编号	相对受压 区高度 $\xi$	屈服挠度 $f_y/\text{mm}$	极限挠 度 $f_u/\text{mm}$	位移延性 比 $f_u/f_y$
YKJ7	0.165	8.0	36.9	4.6
YKJ8	0.204	7.0	35.4	5.1
YKJ9	0.160	7.2	34.8	4.8
YKJ10	0.224	10.0	42.3	4.2

### 2.4 塑性内力重分布分析

随着 YKJ7~YKJ10 裂缝的产生和发展, 预应力框架各部位的相对刚度也在不断变化, 这是引起塑性铰形成之前的塑性内力重分布的根本原因. 从 YKJ7~YKJ10 试验现象看出, 各预应力框架都出现了三铰破坏机构, 因此 4 榀框架均实现了充分的塑性内力重分布. 其中 YKJ7 的梁跨中首先出现塑性铰, 继续增加的荷载所产生的弯矩主要由梁端截面承担, 最终形成梁跨中和梁端三铰机构; YKJ8 柱顶首先出现塑性铰, 继续增加的荷载所产生的弯矩主要由梁跨中截面承担, 最终形成柱顶和梁跨中三铰破坏; YKJ9 梁跨中首先出

现塑性铰, 继续增加的荷载所产生的弯矩主要由梁端截面承担, 最终形成梁跨中和梁端三铰破坏机构; YKJ10 跨中和梁端塑性铰基本同时出现, 也形成了梁跨中和梁端三铰破坏机构. 各试验框架塑性铰发育过程如图 3 所示.

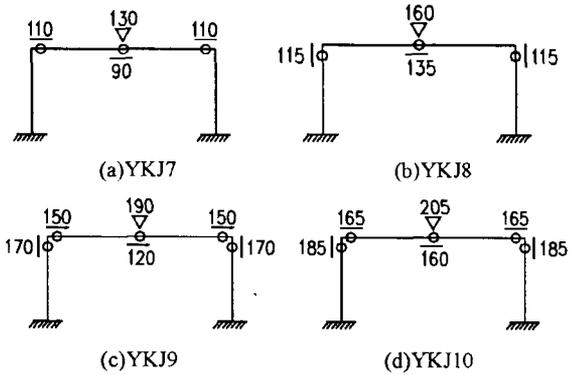


图 3 YKJ7~YKJ10 塑性铰发育过程 (kN)

## 3 结 论

通过对“柱强于梁”、“梁强于柱”和“梁柱等强”这三类梁柱截面强弱关系不同的预应力框架的对比试验研究, 可以得出以下结论:

1) 在单层预应力框架或多层预应力框架的顶层可以按“梁强于柱”、“梁柱等强”和“柱强于梁”3 种配筋方案处理. 按此三类预应力框架设计的 YKJ7~YKJ10 在正常使用荷载下的裂缝宽度以及挠度均能满足规范的要求.

2) 当截面相对受压区高度  $\xi$  小于 0.2 时, 预应力混凝土框架首发塑性铰的转动能力较强, 能保证次发塑性铰的出现并充分转动, 从而实现充分的内力重分布, 形成三铰破坏机构.

3) 当截面相对受压区高度  $\xi$  不超过 0.2 时, 按“梁强于柱”、“梁柱等强”和“柱强于梁”3 种配筋方案处理的 YKJ7~YKJ10 均具有较好的位移延性.

在实际工程中, 由于三类预应力框架的内力重分布性能还受截面相对受压区高度  $\xi$ 、预应力度  $\lambda$ 、整浇板翼缘导致的梁端和跨中计算截面的不同、框架柱轴压比等因素的影响, 其规律较预应力连续梁和常规设计的“柱强于梁”预应力框架更为复杂. 因此, 更广范围内的预应力框架的理论和试验研究尚有待进一步探讨.

## 参考文献:

- [1] COHN M Z. Partial Prestressing, From Theory to Practice[R]. Boston: Kluwer Academic Publishers, 1986.
- [2] 简斌. 对后张有粘结部分预应力混凝土连续梁次内力及内力重分布规律的试验及研究[D]. 重庆: 重庆建筑大学土木工程学院, 1999.
- [3] 孙新敏. 跨间竖向荷载作用下预应力框架内力重分布的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2002.
- [4] 屈凯锋. 竖向及水平荷载作用下后张预应力框架的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2002.
- [5] 赵博. 两跨非对称加载预应力混凝土框架的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2004.
- [6] 潘峰. 轴压比对两跨预应力框架影响的试验研究[D]. 重庆: 重庆大学土木工程学院, 2004.
- [7] 简斌, 孙新敏, 王正霖. 后张有粘结预应力混凝土框架弯矩调幅的试验[J]. 重庆大学学报(自然科学版), 2004, 27(4): 107-110.
- [8] 尼尔森 H 著. 预应力混凝土设计[M]. 姚玲森, 沈莲芬译. 北京: 人民交通出版社, 1984.
- [9] 邓宗才, 马俊. 钢筋混凝土连续梁塑性分析的试验研究[J]. 建筑结构, 1997, 27(5): 16-18.
- [10] GB50010-2002, 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [11] 中国建筑科学研究院. 混凝土结构设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- [12] 过镇海. 钢筋混凝土原理[M]. 北京: 清华大学出版社, 1999.

## Test Analysis on Prestressed Frames with Three Kinds of Beam-column Section Strength

CHEN Ming-zheng, HUANG Yin, XU Jun, WANG Zheng-lin, BAI Shao-liang

( College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400030, China )

**Abstract:** "Strong column with weak beam", "strong beam with weak column" and "column & beam with equal strength" can be existed in one-storey prestressed concrete frames and the top storey of multi-storey prestressed concrete frames. Through the test of four prestressed concrete frames under vertical load, three kinds of prestressed concrete frames performances are studied, such as ultimate load, deflection, displacement ductility, redistribution of internal force. When the relative height of equivalent compression zone is smaller enough, the test proves that three kinds of prestressed concrete frames can realize full redistribution of internal force and have better displacement ductility, the width of cracks and deflections can satisfy the rules of code for design of concrete structures.

**Key words:** prestressed concrete frame; plastic mechanism control; redistribution of internal force; displacement ductility; secondary moment

(编辑 李胜春)