

文章编号:1000-582X(2004)04-0107-04

# 后张有粘结预应力混凝土框架弯矩调幅的试验\*

简斌,孙新敏,王正霖

(重庆大学土木工程学院,重庆 400030)

**摘要:**通过对两榀近于足尺的预应力框架的试验研究,从塑性内力重分布入手分析了影响后张有粘结预应力混凝土框架弯矩调幅的主要因素有:截面的相对受压区高度、次弯矩、梁柱刚度比、柱顶裂缝的开展情况等,并认为次弯矩对预应力框架调幅的影响很大,特别是当截面相对受压区高度较大时,次弯矩调幅起控制作用。

**关键词:**预应力框架;次弯矩;内力重分布 弯矩调幅

**中图分类号:**TU378

**文献标识码:**A

## 1 研究目的

在超静定结构中由于张拉预应力筋,则会在结构中产生次内力,这一次内力在某些控制截面与荷载作用产生的截面内力方向相反,对截面抵抗荷载作用起有利作用。例如在预应力框架梁中,预应力作用产生的次弯矩通常沿梁长为正弯矩。由于该次弯矩的存在减小了梁端荷载弯矩,使得框架梁端截面塑性铰的出现被推迟,但却增大了梁跨中截面的荷载弯矩,这种现象相当于调幅作用,次弯矩则类似于弹性调幅弯矩。虽然我国混凝土结构设计规范 GB50010-2002<sup>[1]</sup>对后张法预应力混凝土框架梁及连续梁,均规定在满足 $\xi \leq 0.3$ 等条件下时,支座截面弯矩可按10%调幅。但该规定用于预应力框架梁在国内却缺乏足够的试验依据。该规定主要依据来源于对预应力连续梁在设计时可考虑内力重分布,采用调幅降低支座截面弯矩,其支座截面的弯矩设计值可按下式(1)进行计算,文献[2]的研究结果与式(1)也非常类似。

$$M = (0.7 + \xi)M_d + \frac{20}{3}(\xi - 0.15)M_1 \quad (1)$$

式中: $M_d$ ——由荷载产生的连续梁支座截面弯矩设计值;

$M_1$ ——预加力在连续梁支座截面上产生的次弯矩(通常与 $M_d$ 符号相反);

$\xi$ ——支座正截面承载力计算时的相对受压区高度; $\xi$ 不应大于0.3,当 $\xi$ 小于0.15时,取 $\xi$ 等于0.15。

美国规范 ACI318-99<sup>[3]</sup>规定,用于计算预应力超静定结构承载力的弯矩设计值为预应力作用产生的次弯矩和荷载作用产生的弯矩之和,并对叠加后的弯矩考虑调幅。表达式如下:

$$M = (1 - \beta)(M_{load} + M_{sec}) \quad (2)$$

式中: $M$ ——验算截面的设计弯矩;

$M_{load}$ ——由直接荷载按弹性分析求得的弯矩设计值;

$M_{sec}$ ——由预加力引起的预应力次弯矩,当与直接弯矩 $M_{load}$ 的方向相反时,应取负值;

$\beta$ ——弯矩调幅系数,要求 $\beta \leq 20 \left[ 1 - \frac{\omega_p + d(\omega - \omega')/d_p}{0.36\beta_1} \right] \%$ 。通过换算,上式可以采用国内常用的相对受压区高度来表达,即 $\beta \leq 0.2(1 - 2.95\xi)$ 。

尽管国内外对预应力超静定结构弯矩调幅的研究不少,但大部分以预应力连续梁为主,对后张有粘结预应力框架的研究则少得多,且不够成熟。为了更清楚的了解预应力框架弯矩调幅的特性,还需要进行更多的研究,特别是大尺寸预应力框架的试验研究。

\* 收稿日期:2003-11-11

基金项目:重庆大学骨干教师资助项目

作者简介:简斌(1967-),男,江西樟树人,重庆大学副教授,博士,主要从事混凝土及预应力混凝土结构的研究。

## 2 试验构件设计及装置

### 2.1 试验构件设计

鉴于小型试验的种种不利因素,我们在重庆大学结构实验室进行了两榀接近足尺的预应力框架试验,重点研究预应力框架的次内力和内力重分布问题。试验开始前,进行了精心的设计和安排,其中考虑影响预应力框架内力塑性重分布的主要因素有:梁控制截面的转动能力,柱控制截面的转动能力,初始次弯矩等。考虑到在实际设计中一般不对柱施加预应力,在试验中仅对梁施加了预应力。设计的基本参数如图1(其中预应力筋为高强钢丝)。

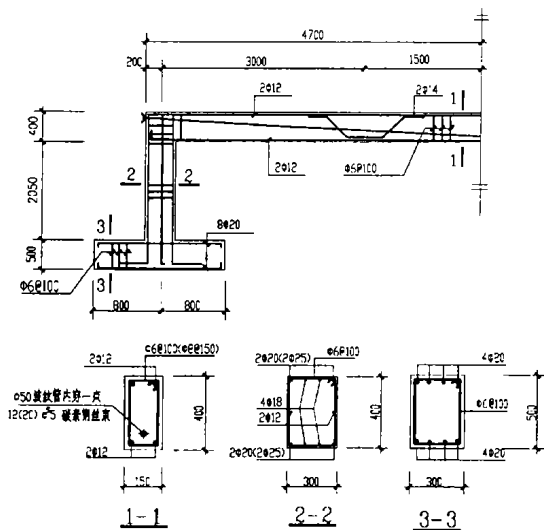


图1 试验构件 YKJ1 (YKJ2) 配筋图

### 2.2 试验装置

试验测试的内容主要有:支座竖向力、支座水平力、关键截面的预应力筋、非预应力筋的应变、柱顶转角、梁端转角、跨中位移、支座位移。装置如图2。尽管采用了滚动支座,摩擦力很小,但仍然不能忽略。为了测出摩擦力系数,在张拉后、试验前,采用给千斤顶一侧加力,读出另一侧传感器变化的方法测出摩擦力系数约为0.01<sup>[4]</sup>。

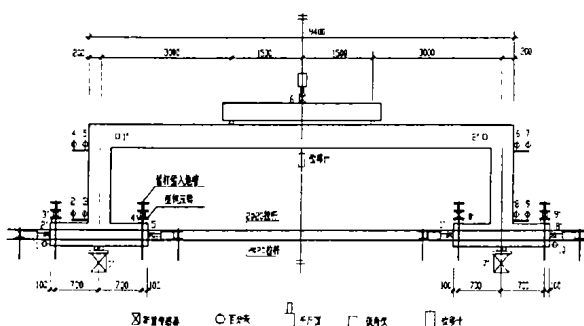


图2 试验加载及测试装置图

## 3 试验结果

### 3.1 材料试验

针对本试验所需的数据进行的材料试验包括:混凝土立方体抗压强度 $f_{cu}$ ,预应力钢筋和非预应力钢筋的应力-应变曲线。主要结果列于表1中:

表1 材料试验结果 N/mm<sup>2</sup>

构件编号	$\mu_{f_{cu}}$	$f_c$	$f_t$	$f_{py}$	$f_y$
YKJ1	53.3	40.5	3.68	1 485	404.7
YKJ2	55.02	41.82	3.76	1 506	404.7

### 3.2 有效预应力和初始弯矩的确定

试验采用理论计算和实测相结合的方法来确定预应力损失,两者吻合较好。在梁两端安置传感器确定预应力损失,在计算中考虑了锚具变形、摩擦、收缩徐变以及应力松弛等各项损失。

加载的初始状态,根据理论计算的次弯矩<sup>[5]</sup>,同时考虑自重作用的影响,通过调整支座处的水平千斤顶和竖向拉杆来获得,初始状态如表2所示。

表2 有效预应力及初始状态(弯矩单位:kN·m;力单位:kN)

构件编号	有效预应力/MPa	柱底初始状态		柱顶(梁端)初始状态		跨中初始状态	
		$M_{次}$	$M_{自重}$	$M_{次}$	$M_{自重}$	$M_{次}$	$M_{自重}$
YKJ1	812.4	-17.70	4.77	9.07	-9.53	9.07	5.66
YKJ2	804.3	-29.23	4.77	14.98	-9.53	14.98	5.66

说明:该表中弯矩以框架内侧受拉为正,外侧受拉为负。

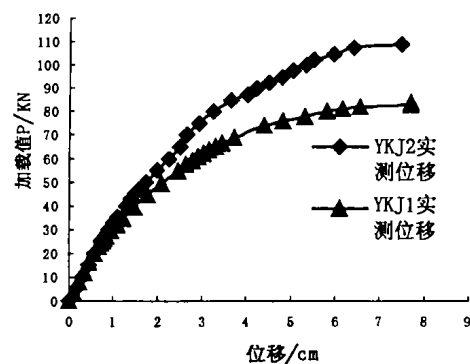


图3 跨中荷载-位移曲线图

### 3.3 开裂荷载、极限荷载与梁跨中挠度

在加载的全过程中,YKJ1首先在跨中开裂,然后在柱顶和梁端同时开裂,随着荷载的加大,柱顶的裂缝发展较快,梁端次之,跨中发展较慢,当荷载加到梁端极限弯矩左右时,随着荷载的加大,柱顶裂缝基本不再发展,此时,梁端发展较快,跨中的裂缝也在逐渐增高,当荷载加到85.25 kN(单点加载值)时,跨中截面弯矩达到极限状态而破坏。YKJ2首先在柱顶开裂,然后梁端开裂,最后才是跨中开裂,但是裂缝发展的规律与

YKJ1 基本一致,也是随着荷载的加大柱顶裂缝发展较快,当荷载加大到梁端截面极限弯矩左右时,柱顶裂缝发展停止,梁端裂缝发展变快,跨中裂缝变高。但由于梁端截面的转动能力较小,最后的破坏是由于梁端的压碎而破坏。开裂荷载和极限荷载列于表 3 中。

梁的挠度是在正式加载后,不包括预应力的反拱和自重下产生的挠度。跨中荷载—位移曲线如图 3。

表 3 开裂荷载和极限荷载 kN

编号	柱顶开裂荷载	梁端开裂荷载	跨中开裂荷载	极限荷载
YKJ1	33.25	33.25	30.75	85.25
YKJ2	33.75	46.25	51.25	110.254

### 4 结果分析

把初始次弯矩当作一种不变弯矩调幅,这样总调幅  $\alpha_{总}$  就被分作两部分,即荷载调幅  $\alpha_{荷}$  和次弯矩调幅  $\alpha_{次}$ ,它们的计算方法如下:

$$\alpha_{总} = (M_E - M_U) / M_E \quad (3)$$

$$\alpha_{次} = M_S / M_E \quad (4)$$

$$\alpha_{荷} = \alpha_{总} - \alpha_{次} \quad (5)$$

其中:

$M_E$ ——框架梁破坏时按弹性计算的梁端截面的弯矩;

$M_U$ ——框架梁端截面的极限弯矩;

$M_S$ ——框架梁端截面的次弯矩。

现将按理论计算的梁截面极限弯矩和理想弹塑性理论计算的极限荷载和弯矩调幅列于表 4 中,按实测的梁截面极限弯矩和极限荷载计算的弯矩调幅列于表 5 中,按理论计算的梁截面极限弯矩和实测的极限荷载计算的弯矩调幅列表 6 中,且在这三者的计算中已去除了柱底支座位移的影响。

表 4 理论计算(弯矩单位:kN·m;力单位:kN)

构件编号	$\xi_{梁端}$	梁端极限弯矩	极限荷载	弹性计算梁端弯矩	次弯矩	总调幅	次弯矩调幅	荷载调幅
YKJ1	0.2	124.9	84.32	158.8	9.07	0.213	0.057	0.156
YKJ2	0.28	182.7	126.6	230.6	14.98	0.208	0.065	0.143

说明: $\xi_{梁端}$ 为以实测材料强度,采用规范计算公式计算而得。

表 5 按实测极限荷载、实测梁端弯矩(含位移影响)计算(弯矩单位:kN·m;力单位:kN)

构件编号	$\xi_{梁端}$	梁端极限弯矩	极限荷载	弹性计算梁端弯矩	次弯矩	总调幅	次弯矩调幅	荷载调幅
YKJ1	0.20	136.42	85.25	160.55	9.07	0.15	0.056	0.094
YKJ2	0.28	193.69	110.25	200.00	14.98	0.032	0.075	-0.043

从以上计算结果可以看出:按理论计算的总调幅和按实测结果计算的总调幅差别较大,主要原因有:1)梁截面极限弯矩的理论计算和实测计算值的差别,对于无明显屈服点的预应力钢筋,理论计算取一名义屈服强度,如对应残余变形为 0.2% 时的条件屈服强度  $\sigma_{0.2}$ 。但实际上预应力钢筋是不存在一屈服平台,应力在达到名义屈服强度后仍持续增长,弯矩也在增大。因此,在实测中梁端弯矩持续增大,直至破坏。2)实测极限荷载和理论极限荷载的差异是另一重要原因,由于梁端塑性转动能力的有限,不可能发生完全的塑性内力重分布就破坏,此时跨中还有一定的承载能力,这一点在 YKJ2 中得以体现。3)其它原因,如试验误差等。

表 6 按实测极限荷载、理论梁端极限弯矩计算(弯矩单位:kN·m;力单位:kN)

构件编号	$\xi_{梁端}$	梁端极限弯矩	极限荷载	弹性计算梁端弯矩	次弯矩	总调幅	次弯矩调幅	荷载调幅
YKJ1	0.20	124.9	85.25	160.55	9.07	0.222	0.056	0.166
YKJ2	0.28	182.7	110.25	200.00	14.98	0.086	0.075	0.011

影响调幅的主要因素有:截面的相对受压区高度和次弯矩。此外,梁柱刚度比和柱顶裂缝的开展情况等也对调幅产生影响。

1)截面相对受压区高度对调幅有重大影响,相对受压区高度  $\xi$  越小,截面的转动能力越大,越易发生完全塑性内力重分布;截面相对受压区高度  $\xi$  越大,截面转动能力越小,则调幅能力就小。如 YKJ1 的相对受压区高度  $\xi$  为 0.217,它的最终破坏发生在跨中,为充分内力重分布,实测总调幅能力为 15%。而 YKJ2 的相对受压区高度  $\xi$  为 0.278,它的最终破坏是由于梁端压碎,破坏时跨中的裂缝高度不大,说明还有较大的承载能力,未达到充分内力重分布,它的实测总调幅能力仅为 3.2%。

2)次弯矩的调幅  $\alpha_{次}$  作用很明显,表 5 中 YKJ1 次弯矩调幅占总调幅  $\alpha_{总}$  的 37.3%,在 YKJ2 中次弯矩调幅甚至起控制作用,且荷载调幅  $\alpha_{荷}$  随着次弯矩调幅所占比例的增大而减小。文献[6]认为通常次弯矩对调幅起有利作用,次弯矩调幅和荷载调幅此消彼长,当截面受压区高度较小时,次弯矩对总调幅和极限承载力影响不大;当截面受压区高度较大时,次弯矩调幅对总调幅起决定作用,有增大总调幅和极限承载力的趋势,荷载调幅所占比例迅速减小,本文所得出的结果与文献[6]中的观点相互验证。且在表 5 中,当将初始次弯矩当成一不变量计算时,随关键截面相对受压区

高度增大,荷载弯矩调幅减小,甚至可能出现负值,即反向调幅。

此外,梁柱线刚度比通过影响次弯矩的大小而影响弯矩总调幅的。一般情况下,梁柱线刚度比越大,柱越弱,次反力就越小;反之,梁柱线刚度比越小,柱越强,次反力就越大。但是若柱过强,张拉时的轴向力的影响会较大,也就是说,由于梁中轴向力的减弱会减小相应的预压应力。对常用的结构一般影响不大,本试验轴向力的减弱仅为4%。柱子的开裂对调幅也有一定的影响,柱子开裂相当于增强了梁端的转动能力,即有提高框架梁调幅能力的趋势,特别是对截面相对受压区高度较大的构件更是如此。此类问题还有待进一步研究。

## 5 结 论

通过对接近足尺的后张有粘结预应力混凝土框架的试验研究和分析,并总结已有研究成果,可得出以下结论:

1) 在影响预应力混凝土框架弯矩调幅的诸多因素中,关键截面的相对受压区高度和初始次弯矩的大小是最为重要的因素。

2) 当关键截面相对受压区高度较小时,截面塑性铰能提供足够的转动,以帮助框架完成充分的内力重分布,即达到理论上的最大调幅。此时,初始次弯矩的

存在基本不影响构件的极限承载力和总调幅。

3) 当关键截面相对受压区高度较大时,截面塑性铰不能提供足够的转动,以帮助框架完成充分的内力重分布,即达到理论上的最大调幅。此时,初始次弯矩的存在有助于提高构件的极限承载力和总调幅。其原因在于初始次弯矩的存在降低了实现充分内力重分布对梁端塑性铰转动能力的要求。

4) 弯矩总调幅  $\alpha_{\text{总}}$  由次弯矩调幅  $\alpha_{\text{次}}$  和荷载弯矩调幅  $\alpha_{\text{荷}}$  组成,两者此消彼长,当将初始次弯矩当成一不变量计算时,随关键截面相对受压区高度增大,荷载弯矩调幅减小,甚至可能出现负值,即反向调幅。

## 参考文献:

- [1] GB50010-2002. 混凝土结构设计规范[S].
- [2] 简斌. 预应力混凝土连续梁弯矩调幅建议[J]. 重庆建筑大学学报,1999,21(2):12-17.
- [3] ACI318-99, ACI Comm:tee 318: Building Code Requirements for structural concrete (318-99) and commentary (318-99)[S].
- [4] 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,2002.
- [5] 陶学康. 后张预应力混凝土设计手册[M]. 北京:中国建筑工业出版社,1996.
- [6] 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的试验研究[D]. 重庆:重庆建筑大学,1999.

# Experimental Study on Moment Modulation of Prestressed Frames

JIAN Bin, SUN Xin-min, WANG Zheng-lin

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

**Abstract:** Based on the experimental study of two prestressed frames in redistribution of Internal force, it can be concluded that the dominating influence factors on moment modulation are the relative height of equivalent compression zone, the secondary moment, the ratio of beam rigidity to column and development of cracks in the top of columns. The secondary moment is very important in modulation of frames. Especially, the secondary moment will governing the modulation when the relative height of equivalent compression zone is large enough.

**Key words:** prestressed concrete frames; secondary moment; redistribution of internal force; moment modulation

(编辑 姚 飞)