

文章编号:1000-582X(2006)05-0077-06

# 竖向及水平加载下预应力框架塑性角的对比\*

李作勤, 简斌

(重庆大学 土木工程学院, 重庆 400030)

**摘要:**通过单层两跨预应力框架,对竖向及水平加载下的塑性铰出铰模式,控制截面塑性铰所需转动能力以及其所能提供的塑性转动能力等方面进行了对比研究.在研究过程中考虑了相对受压区高度和预应力度影响.研究表明,当各塑性铰均具有足够转动能力时,竖向及水平加载下的塑性铰出铰模式存在很大差别.其中竖向加载下,预应力框架梁能达到完全的塑性内力重分布,而水平加载下则不能.此外,随相对受压区高度增加,竖向加载下完成完全塑性内力重分布时所需塑性铰转动能力呈递增趋势;而水平加载下完成最大塑性内力重分布时所需塑性铰转动能力却呈递减趋势.

**关键词:**预应力框架;塑性铰;加载方式;相对受压区高度

**中图分类号:**TU378.5

**文献标识码:**A

对单独的竖向加载和水平加载下预应力结构塑性内力重分布过程,已有学者做过这些方面较为深入的研究,其中包括对塑性转角、弯矩调幅等方面的研究<sup>[1-3]</sup>.上述研究成果已列入中国《混凝土结构设计规范》(GB50010-2002)<sup>[4]</sup>中.但是把2种加载方式结合起来进行的对比研究还不多见.尤其是在完成塑性内力重分布过程中,2种加载方式下塑性铰出铰模式的异同,以及不同荷载作用下,各塑性铰截面所需塑性转角大小的对比研究不多.基于上述原因,此文的研究目的主要有3点:1)对比2种加载方式下预应力框架出铰模式的异同;2)对比2种加载方式下,达到完全的或者最大的塑性内力重分布时所需塑性转角大小;3)计算各出铰截面的塑性转动能力,即能提供的塑性转角大小,最终对比2种加载方式完成塑性内力分布的能力大小.

## 1 分析模型

### 1.1 模型概况

分析模型为一单层两跨的预应力框架,仅梁中布置曲线,每跨梁内预应力钢筋线形为4段抛物线,如图1所示.预应力筋采用15.24高强低松弛钢绞线,抗拉强度标准值 $f_{pk}=1860$  MPa.张拉控制应力取为 $0.75f_{pk}$ 即1395 MPa,预应力损失为25%,即 $f_{pe}=1046.25$  MPa.

非预应力钢筋采用HRB335钢筋, $f_y=300$  MPa.

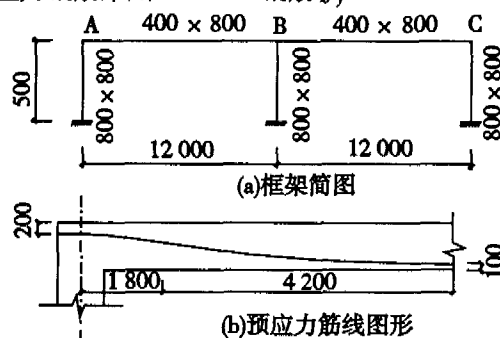


图1 框架简图和预应力钢筋线型布置图

### 1.2 加载方式

加载方式分为2种.第1种是只加竖向荷载,如图2(a)所示,竖向集中力作用在每跨梁的2个3分点处.第2种是先在每跨梁的2个3分点处施加一不变竖向荷载,大小为250 kN,然后再施加水平荷载,如图2(b)所示.在2种加载方式下,梁自重均已折算为梁间集中力来考虑.

### 1.3 配筋情况

研究中,假设柱已得到足够的加强,即在2种加载方式下柱均不出铰,形成完全的梁铰机制.在影响预应力框架梁的塑性角转动能力和完成预期塑性内力重分布所需转角的各因素中,除了考虑不同加载方式以外,

\* 收稿日期:2005-12-10

基金项目:重庆大学骨干教师资助项目

作者简介:李作勤(1981-),男,重庆人,重庆大学硕士研究生,主要从事预应力混凝土结构抗震性能研究.

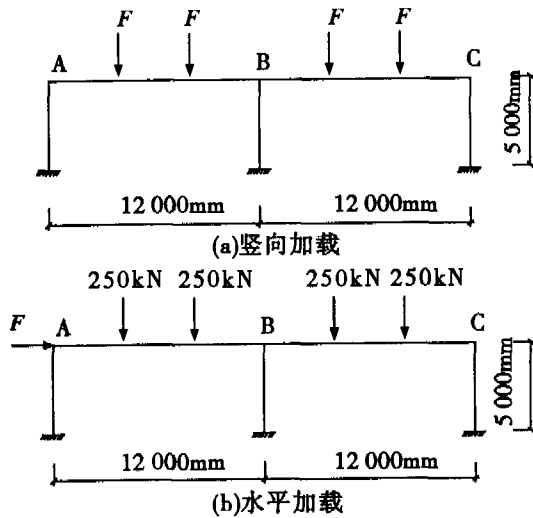


图2 加载方式

还考虑相对受压区高度和预应力度这2个因素的影响.

响. 预应力度和相对受压区高度的选择参考表1<sup>[5]</sup>.

表1 预应力度和相对受压区高度建议值

考虑因素	抗震等级	
	一级	二级
相对受压区高度	≤0.25	≤0.35
预应力度	≤0.50	≤0.70

分析时采用的预应力度 $\xi$ 为0.7和0.5这2种, 相对受压区高度 $\xi$ 为0.2、0.3和0.4这3种. 此处的相对受压区高度, 梁端按上部受拉考虑, 跨中按下部受拉考虑. 每一种预应力度下分别对应3种相对受压区高度, 因此一共有6种配筋情况, 具体配筋值如表2所示. 需说明的是, 在本中当预应力度变化时, 是保持预应力筋面积不变, 只调整非预应力配筋量. 非预应力筋采用对称配筋, 且沿梁长不变.

表2 预应力度框架梁配筋

钢筋面积	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
预应力钢筋 $A_p$	874	1 311	1 748	874	1 311	1 748
非预应力钢筋 $A_s$	1 648	2 472	3 296	3 845	5 768	7 691

## 2 2种加载方式下的出铰情况

表3中的 $F$ 以及表4中的 $P$ 分别表示从开始加载直到第1个塑性铰出现时所施加的竖向力和水平力,  $\Delta F$ 和 $\Delta P$ 分别表示出第1个塑性铰以后, 其他部位出现塑性铰时的荷载增量. 图3以及图4中的数字

1、2、3、4代表出铰的先后顺序.

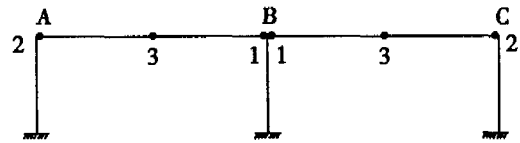


图3 竖向加载下的出铰顺序图

表3 竖向加载下的出铰情况和相应的荷载大小

出铰截面顺序	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
$B_{左}$ 截面(负弯矩铰)	312	465	605	473	706	927
A、C 截面(负弯矩铰)	91	131	168	126	185	239
跨中截面(正弯矩铰)	67	96	120	105	152	196

表4 水平加载下的出铰情况和相应的荷载大小

出铰截面顺序		$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
		0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
图4(a)	图4(b)	(0.16)	(0.24)	(0.32)	(0.16)	(0.24)	(0.32)
$B_{左}$ 截面 (负弯矩铰)	$B_{左}$ 截面 (负弯矩铰)	770	1 973	3 076	2 035	3 870	605
C 截面 (负弯矩铰)	A 截面 (正弯矩铰)	479	502	3	453	462	3
A 截面 (正弯矩铰)	C 截面 (负弯矩铰)	1 350	481	478	1 373	516	429
$B_{右}$ 截面 (正弯矩铰)	$B_{右}$ 截面 (正弯矩铰)	462	564	226	573	677	423

说明: 2种预应力度下当 $\xi = 0.4$ 时的出铰顺序对应图4(b), 其余情况对应图4(a). 表中括号内的值是指在水平加载下, 当在梁端出正弯矩铰时的截面相对受压区高度, 下同.

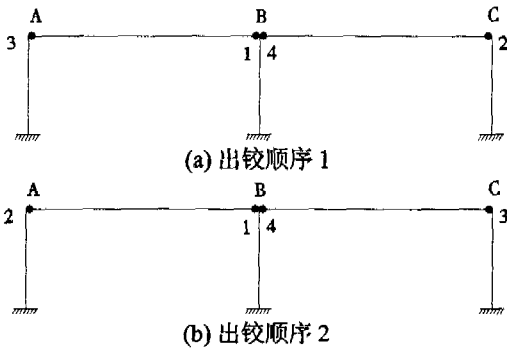


图 4 水平加载下的出铰顺序图

假设在加载过程中塑性铰均具有足够的转动能力, 既先出现的塑性铰不会因转动能力不足而在所有塑性铰出齐前破坏. 应当注意的是, 当所有的梁端塑性铰出齐并具有足够转动能力时, 竖向加载下则能实现完全的内力重分布. 而水平加载下, 当梁端塑性铰出齐后, 跨中不可能再出铰, 所以一般不能实现完全的塑性内力重分布, 在此文中, 称这种水平荷载下, 梁端塑性铰出齐, 跨中不出铰为实现了最大塑性内力重分布.

### 2.1 竖向加载

由图 3 和表 3 可以看出, 在竖向加载过程中, 内支座 B 两边梁端截面最先同时出现负弯矩铰. 然后随着荷载的进一步施加, 梁端截面 A 和 C 同时出负弯矩铰, 最后是跨中截面出正弯矩铰. 梁端、内支座和跨中这 3 个控制截面均出现了塑性铰, 达到了完全的塑性内力重分布. 由于荷载和结构均是对称的, 所以在竖向加载下塑性铰总是对称出现, 虽然一共出了 6 个塑性铰, 但可以把它看成 3 个独立的塑性铰.

而且还可以看出在同一个预应力度下随着相对受

压区高度的增加, 3 个独立塑性铰出现时的竖向荷载  $F$  相应有所增加; 在同一相对受压区高度下, 随着预应力度降低, 出铰时对应的竖向荷载  $F$  有所增加, 这均是因为配筋增大, 各控制截面承载能力提高的原因.

### 2.2 水平加载

水平加载下的出铰顺序随着预应力度和相对受压区高度的变化会发生变化. 由图 4 和表 4 可以看出, 2 种预应力度下, 当相对受压区高度分别为 0.2 和 0.3 时, 框架的出铰顺序都是相同的, 如图 4 (a) 所示. 当相对受压区高度为 0.4 时, 出铰顺序发生一些变化, 如图 4 (b) 所示.

2 种出铰顺序的不同在于中间过程的出铰顺序, 既 A、C 梁端截面. 相对受压区高度为 0.2 和 0.3 时, C 截面先于 A 截面出铰; 而相对受压区高度为 0.4 时, 则相反. 最先出铰和最后出铰的截面都是一样的, 都是内支座左边梁端截面最先出负弯矩铰, 内支座右边梁端截面最后出正弯矩铰. 需再次说明的是, 与竖向加载不同, 在水平加载情况下, 当梁端塑性铰出齐而跨中塑性铰还没有出现时, 随后增加的水平力将不会在跨中产生弯矩增量, 跨中将不会出现塑性铰. 所以在水平加载下框架梁不能达到完全的塑性内力重分布.

## 3 各控制截面所需的塑性转角

### 3.1 塑性转角的解法

笔者采用力法求解各塑性铰的转角, 对于 2 种加载方式, 在施加外荷载之前, 框架梁、柱上均考虑了预应力次弯矩的作用. 计算出的各塑性铰的塑性转角列在表 5 和表 6 中.

表 5 竖向加载下各塑性铰转角

rad

出铰截面位置	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
内支座两边梁端截面 (负弯矩铰)	0.003 44	0.004 94	0.006 25	0.005 11	0.007 45	0.009 62
A、C 截面 (负弯矩铰)	0.001 93	0.002 77	0.003 46	0.003 02	0.004 38	0.005 65

表 6 水平加载下各塑性铰转角

rad

出铰截面位置	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
	0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)	0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)
B <sub>左</sub> 截面 (负弯矩铰)	0.007 98	0.004 99	0.001 56	0.008 30	0.005 31	0.002 02
C 截面 (负弯矩铰)	0.007 75	0.004 61	0.001 04	0.008 06	0.005 28	0.001 95
A 截面 (正弯矩铰)	0.000 56	0.000 68	0.000 72	0.000 69	0.000 82	0.000 91

### 3.2 计算结果分析

#### 3.2.1 竖向加载

由表 5 可以看出, 当  $\lambda$  一定时, 随着  $\xi$  的增加, 各出铰截面要达到完全塑性内力重分布所需的塑性转角相应增加. 如表 5 中, 当  $\lambda$  为 0.7,  $\xi$  从 0.2 增加到 0.3 时,

内支座梁端截面处的塑性转角由 0.003 44 增加到 0.004 94. 梁端截面 A、C 处的塑性转角由 0.001 93 增加到 0.002 77. 而当  $\xi$  一定时, 随着  $\lambda$  的增加, 各出铰截面处所需要的塑性转角相应减少. 如表 6 中, 当  $\xi$  为 0.2, 预应力度从 0.5 增加到 0.7 时, 内支座梁端截面处的塑

性转角由0.005 11减少到0.003 44,梁端截面A、C处的所需塑性转角由0.003 02减少到0.001 93.

之所以形成上诉情况,主要是因为不论是 $\lambda$ 一定 $\xi$ 增加,还是 $\xi$ 一定 $\lambda$ 减少,最终的结果都使得相应截面的承载能力提高,各个控制截面出铰所需的外荷载增量 $\Delta F$ 增加, $\Delta F$ 作用下的弯矩也相应增加.从而使达到完全的塑性内力重分布时所需要的塑性转角也随之增加.当然这样考虑的前提是出铰顺序不发生变化.

3.2.2 水平加载

由表6可以看出,水平加载下的情况与竖向加载有所不同.由于在2种 $\lambda$ 下,随着 $\xi$ 的增加,各截面承载能力均有所提高,而正铰截面提高相对较少,另外水平力在梁端A截面上产生的弯矩比在C截面产生的弯矩要大,从而使得A截面的出铰时间提前,各塑性铰出现的间隔缩短.当 $\xi$ 为0.4时,出铰顺序发生根本改变,由C截面的负弯矩铰先出变为A截面的正弯矩铰先出,计算过程随之改变.在表6中则表现为随着 $\xi$

的增加,各个出铰截面所需的塑性转角总体上均呈递减趋势.

3.2.3 2种加载方式的对比

由表5和表6可以看出,2种加载方式下所需塑性转角最大截面就是第一个出铰截面,2种加载方式下都是内支座左边梁端截面.当 $\lambda$ 为0.7, $\xi$ 较小为0.2和0.3;以及 $\lambda$ 为0.5, $\xi$ 较小为0.2时,内支座左边梁端截面所需塑性转角,水平加载大于竖向加载.当 $\lambda$ 为0.7, $\xi$ 较大为0.4以及 $\lambda$ 为0.5, $\xi$ 较大为0.3和0.4时水平加载则小于竖向加载.由此可以发现,2种加载方式下对结构最大塑性转角大小的要求要分情况考虑.当 $\lambda$ 较大, $\xi$ 较小时,水平加载大于竖向加载;当 $\lambda$ 较小, $\xi$ 较大时水平加载则小于竖向加载.

造成水平加载下和竖向加载下最大塑性转角大小关系不确定的原因,可以从达到最大的塑性内力重分布时,各个控制截面的弯矩调幅大小关系得出,如表7所示.

表7 控制截面弯矩调幅值

%

预应力度	相对受压区高度	竖向加载		水平加载		
		B <sub>左</sub> 截面	A、C截面	B <sub>左</sub> 截面	C截面	A截面
0.7	0.2 (0.16)	35	13	49	44	35
	0.3 (0.24)	35	13	36	27	29
	0.4 (0.32)	36	14	19	12	24
0.5	0.2 (0.16)	34	11	40	36	29
	0.3 (0.24)	34	11	26	21	24
	0.4 (0.32)	34	12	15	10	21

由表7可以看出,在2种 $\lambda$ 下,随着 $\xi$ 的增大,竖向加载下完成的弯矩调幅几乎不变,而水平加载下梁端截面弯矩调幅值迅速减少.如对于内支座左边的弯矩调幅值,当 $\lambda$ 为0.7, $\xi$ 为0.2和0.3以及 $\lambda$ 为0.5, $\xi$ 为0.2时,水平加载下都大于竖向加载;而当 $\lambda$ 为0.7, $\xi$ 为0.4以及 $\lambda$ 为0.5, $\xi$ 为0.3和0.4时,水平加载下的弯矩调幅值都小于竖向加载.这恰好与上面分析的对于内支座左边梁端截面所需塑性转大小的变化规律是一致的,即弯矩调幅值越小,所需的塑性转角就越小.

表8 各种情况下出铰截面的屈服曲率 $\varphi_y$ 和极限曲率 $\varphi_u$

$10^{-3}$  rad/m

塑性铰位置	塑性铰性质	曲率	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
			0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)	0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)
梁端	正铰	$\varphi_y$	3.215	3.514	4.065	3.447	3.642	4.113
		$\varphi_u$	19.723	14.679	12.757	19.164	13.830	11.735
	负铰	$\varphi_y$	3.440	3.821	4.390	3.541	4.048	4.776
		$\varphi_u$	14.370	19.910	17.778	13.447	9.501	7.692
跨中	正铰	$\varphi_y$	3.446	3.962	4.894	3.647	4.056	5.021
		$\varphi_u$	13.085	9.343	7.881	12.589	8.694	7.627

4 各控制截面的极限塑性转角

4.1 屈服曲率 $\varphi_y$ 和极限曲率 $\varphi_u$

定义各受弯控制截面中非预应力钢筋受拉屈服时的曲率为截面屈服曲率 $\varphi_y$ ,混凝土受压边缘达到极限压应变时的曲率为极限曲率 $\varphi_u$ . $\varphi_y$ 和 $\varphi_u$ 可根据平面假定及各材料的本构关系等条件计算确定,或者利用软件计算.笔者采用软件response2000计算 $\varphi_y$ 和 $\varphi_u$ ,计算结果列于表8中.

4.2 塑性较长度的确定

由  $\varphi_v$ 、 $\varphi_u$  和等效塑性较区长度  $L_p$ , 即可求得控制截面的塑性转角  $\theta_p = (\varphi_u - \varphi_v) L_p^{[6]}$ . 对于普通混凝土结构, 可取  $L_p = 0.75h_0$ , 经计算, 本文各正塑性较长度为  $L_p = 0.75 \times 755 = 566.3 \text{ mm}$ . 对于预应力混凝土结构可按如下计算:

$$L_p = K' C_a C_b (1 - 1.2n') h_0^{[7]}. \quad (1)$$

式(1)中:  $K'$  为预应力束形状系数, 曲线及折线取

1.3, 直线取 1.2.  $C_a$  为钢筋形状系数, 普通光圆钢筋及高强钢丝取 0.9, 热轧变形钢筋取 0.8.  $C_b$  为混凝土强度等级影响系数, 当立方体强度  $f_{cu} \leq 20 \text{ MPa}$  取 0.85, 立方体强度  $f_{cu} \geq 40 \text{ MPa}$  取 0.65, 之间按线性内插.  $n'$  为有效预应力下的轴压比, 即  $n' = A_p \sigma_{pe} / f_c A_c$ .  $h_0$  为截面的有效高度.

利用公式(1)可得文中各负塑性较长度, 如表 9 所示.

表 9 各种情况下的负塑性较长度

mm

塑性较长度	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
	0.2	0.3	0.4	0.2	0.3	0.4
$L_p$	505.45	471.09	436.73	505.45	471.09	436.73

4.3 极限塑性转角

经计算, 各控制截面的极限塑性转角  $\theta_p$  如表 10 所示.

表 10 各种情况下的极限塑性转角

rad

塑性较位置	塑性较性质	$\lambda = 0.7$			$\lambda = 0.5$		
		0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)	0.2 (0.16)	0.3 (0.24)	0.4 (0.32)
梁端	正弯矩较	0.009 35	0.006 32	0.004 92	0.008 90	0.005 77	0.004 32
	负弯矩较	0.005 53	0.002 87	0.001 48	0.005 01	0.002 57	0.001 27
跨中	正弯矩较	0.004 87	0.002 53	0.001 30	0.004 52	0.002 18	0.001 14

4.4 计算结果分析

由表 10 可以看出, 不管是正弯矩较还是负弯矩较, 均有当  $\lambda$  一定时, 随着  $\xi$  的增加, 各个出较截面的极限塑性转角逐渐减少的规律. 这一点与文献 1 和 2 所得出的结论是一致的.

在不同的加载方式以及不同的  $\lambda$  和  $\xi$  下, 结构达到完全的或者最大的塑性内力重分布时, 所需塑性转角最大的截面均是内支座左边梁端截面.

对比表 5、表 6 和表 10 可以看出, 当  $\lambda = 0.7$ ,  $\xi = 0.2$  时, 竖向加载能达到完全的塑性内力重分布, 即所需的塑性转角 0.003 44 小于所能提供的塑性转角 0.005 53; 水平加载则不能达到最大的塑性内力重分布即所需的塑性转角 0.007 98 大于所能提供的塑性转角 0.005 53. 当  $\lambda = 0.7, \xi = 0.3$  和 0.4 时, 2 种加载方式均不能达到完全的或者最大的塑性内力重分布. 由于竖向加载下随着  $\xi$  的增加, 所需要的塑性转角是增加的. 水平加载下随着  $\xi$  的增加, 内支座左边梁端截面的弯矩调幅能力是逐渐减少的, 所以水平加载下所需的塑性转角是逐渐减少的. 例如当  $\lambda = 0.7, \xi = 0.4$

时, 竖向加载下所需的塑性转角是 0.006 25, 所能提供的塑性转角是 0.001 48; 水平加载下所需的塑性转角是 0.001 56, 所能提供的塑性转角是 0.001 48. 因此, 可以看出, 随着  $\xi$  的增加, 水平加载达到最大塑性内力重分布的能力要比竖向加载达到完全塑性内力重分布的能力要大.

当  $\lambda = 0.5$  时, 不论  $\xi$  的取值大小是多少, 2 种加载方式均不能达到完全的或者最大的塑性内力重分布. 同样可以发现, 与  $\lambda = 0.7$  时的情况一样, 由于水平加载下, 随着  $\xi$  的增加, 调幅能力降低, 使得所需最大塑性转角减少, 从而水平加载达到最大塑性内力重分布的能力要比竖向加载达到完全塑性内力重分布的能力要大.

5 结 论

1) 当各塑性较均具有足够转动能力时, 竖向及水平加载下的塑性较出较模式存在很大差别. 其中竖向加载下, 预应力框架梁能达到完全的塑性内力重分布. 而水平加载下, 只能达到各支座出较, 而跨中无法出较

的最大塑性内力重分布

2) 随相对受压区高度  $\xi$  增加, 竖向加载下完达到完全塑性内力重分布时所需塑性铰转动能力呈递增趋势; 而水平加载下达到最大塑性内力重分布所需塑性铰转动能力却呈递减趋势。

3) 随相对受压区高度  $\xi$  增加, 竖向加载下达到完全塑性内力重分布时所实现的弯矩调幅变化不大; 而水平加载下达到最大塑性内力重分布时所实现的弯矩调幅明显减小。竖向加载下在  $\xi$  较小时更易实现完全塑性内力重分布, 而水平加载下在  $\xi$  较大时更易实现最大塑性内力重分布。

4) 在两种加载方式下, 随着预应力度  $\xi$  的增加, 各出铰截面要达到更大的塑性内力重分布时所需的塑性转角均相应减少, 塑性铰截面所能提供的塑性转角则相应增加。

参考文献:

- [1] 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.
- [2] 王正霖, 简斌, 黄音. 两跨预应力混凝土连续梁的试验分析[J]. 土木工程学报, 1999, 32(2): 22-27.
- [3] 孟少平, 吕志涛. 预应力混凝土超静定结构的弯矩调幅系数与抗裂度[J]. 建筑结构学报, 1999, 20(2): 60-67.
- [4] GB50010-2002. 混凝土结构设计规范[S].
- [5] 唐九如, 吕志涛, 张敏, 等. 预应力混凝土延性框架抗震配筋限值研究[J]. 建筑结构学报, 1996, 17(1): 20-28.
- [6] 耿耀明, 黄鼎业. 预应力混凝土框架结构抗震能力的静力弹塑性分析方法[J]. 工业建筑, 2003, 33(9): 29-31.
- [7] 郑文忠, 王英, 李和平. 预应力混凝土连续梁结构塑性设计新模式(中)[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2002, 35(6): 6-9.

## Comparative Study on Plastic Hinges of Prestressed Concrete Frames Under Vertical or Horizontal Loads

LI Zuo-qin, JIAN Bin

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

**Abstract:** In With one-storey, two-span prestressed frames, a comparative study is done between under vertical and horizontal loads. The studies include the pattern of the plastic hinges occurring and, the demanded and available rotational capability of the hinges in critical sections. The relative height of compression zone and prestressed degree are considered. The result indicates that there is much difference in the pattern of the plastic hinge occurring when each plastic hinge has enough rotational capability. The beams can finish a full redistribution of internal force under vertical loads, but not under horizontal loads. Moreover, as increasing of the relative height of compression zone, a stronger rotational capability of hinges will be demanded to finish a full redistribution under vertical loads when a weaker rotational capacity will be needed under horizontal loads.

**Key words:** prestressed frame; plastic hinge; the loading pattern; relative height of compression zone

(编辑 姚 飞)