

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2015.04.002



# 配置 500 MPa 纵筋钢筋混凝土框架顶层 端节点抗震性能试验研究

朱爱萍,肖从真,黄小坤

(中国建筑科学研究院,建研科技股份有限公司,北京 100013)

**摘要:**按照《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)设计了 6 个配置 500 MPa 纵筋的钢筋混凝土框架顶层端节点,并进行了低周反复加载抗震性能试验,验证了规范规定的抗震措施对配置 500 MPa 钢筋的顶层端节点的有效性,分析了配置 500 MPa 级钢筋的顶层端节点的受力特点、节点区的破坏形态以及节点的综合抗震性能,并与受力条件基本相同的配置 HRB335 级纵筋节点的受力性能进行了对比,对采用不同延性指标评价配置不同强度钢筋节点的延性性能差异进行了讨论。

**关键词:**钢筋混凝土框架;顶层端节点;500 MPa 钢筋;抗震性能

**中图分类号:**TU317.1;TU375.4 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2015)04-0012-07

## Seismic behavior of knee joints of R. C frame with 500 MPa reinforcement

Zhu Aiping, Xiao Congzhen, Huang Xiaokun

(China academy of building research, Build research Polytron Technologies Inc, Beijing 100013, P. R. China)

**Abstract:** Based on *Code for design of concrete structures* (GB 50010—2010), six knee joints with HRB500 rebars on top story of reinforced concrete frame structure were designed and tests on their seismic behavior were conducted under reversed cyclic loading. The effectiveness of code provisions on seismic detailing of such knee joints of reinforced concrete frame was revealed. Mechanic properties, failure modes and comprehensive seismic performance of these top story knee joints reinforced with 500 MPa rebars was analyzed. Furthermore, these joints were compared with those similar joints reinforced with 335 MPa rebars. Different ductility index were used to discuss difference of ductility of joints reinforced with different strength rebars to provide reliable evidence for the application of 500 MPa rebars in the joints.

**Key words:** reinforced concrete frame; knee joint; 500 MPa reinforcement; seismic performance

在地震作用下,混凝土框架顶层端节点无论受负弯矩还是正弯矩作用,根据力的平衡原理,梁端弯矩  $M_b$  与柱端弯矩  $M_c$  平衡,梁端剪力  $V_b$  与柱端轴力  $N_c$  平衡,梁端轴力值  $N_b$  与柱端剪力值  $V_c$  平衡。

**收稿日期:**2015-03-12

**基金项目:**国家自然科学基金(51408575)

**作者简介:**朱爱萍(1979-),女,副研究员,主要从事钢筋混凝土结构研究,(E-mail)zap1366@126.com。

**Received:**2015-03-12

**Foundation item:**National Natural Science Foundation of China(No. 51408575)

**Author brief:**Zhu Aiping (1979-), associate research fellow, main research interest: reinforced concrete structure, (E-mail) zap1366@126.com.

也就是说,对任意一个经节点内折角的斜截面(图 1 中 II、III 截面)中的弯矩值总是等于梁端(截面 IV)和柱端(截面 I)的弯矩值,顶层端节点连接区可以视为一根截面尺寸不同的 90°的折梁<sup>[1]</sup>。目前,新西兰的学者认为节点区中的“斜压杆机构”和“桁架机构”共同承担水平剪力和竖向剪力,而美国设计思路认为节点是受剪力较大的特殊柱段,只要箍筋提供足够的约束,就可以保证节点受力性能。

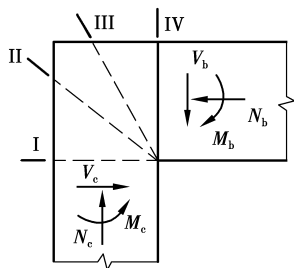


图 1 顶层端节点在负弯矩作用下受力状态

Fig. 1 Stress status of top story corner joint under negative moment

大量的构件试验已经表明<sup>[2-9]</sup>,由于 500 MPa 的钢筋的弹性模量与 HRB335 的弹性模量差别很小,配置 500 MPa 纵筋构件的屈服位移就会相应增大,纵筋屈服时钢筋与混凝土的粘结性能将变差,当通过顶层端节点的梁柱纵筋采用 500 MPa 级钢筋时,梁柱钢筋由于承担节点负弯矩需要弯折搭接,而钢筋的搭接性能以及梁柱钢筋在承担节点正弯矩的锚固性能是否能够满足抗震性能,需要进行验证。此外,在地震的双向交替斜压作用下,节点区混凝土将发生明显的横向变形,为了满足节点的延性需求,节点箍筋必须提供足够的约束,现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)<sup>[10]</sup>对节点中箍筋所采用的构造措施和计算方法能否满足节点在结构中的抗震性能要求也需要进行验证。

对 6 个接近足尺并配置 500 MPa 级纵筋的框架顶层端节点进行了低周反复加载试验,对在不同轴压比、不同负弯矩钢筋搭接长度、不同正弯矩钢筋相对锚长、不同剪压比、不同配箍特征值等参数对框架顶层端节点抗震性能的影响,得出配置 500 MPa 级纵筋的框架顶层端节点合理的抗震受力性能,并与配置 HRB335 级纵筋节点的受力性能进行对比,对采用不同延性指标评价配置不同强度钢筋节点的延性性能差异进行了讨论,为 500 MPa 级抗震框架顶层端节点设计提供依据。

### 1 试验方案及加载制度

试验加载装置如图 2 所示。节点组合体尺寸及配筋如图 3 所示,各试件主要数据见表 1。

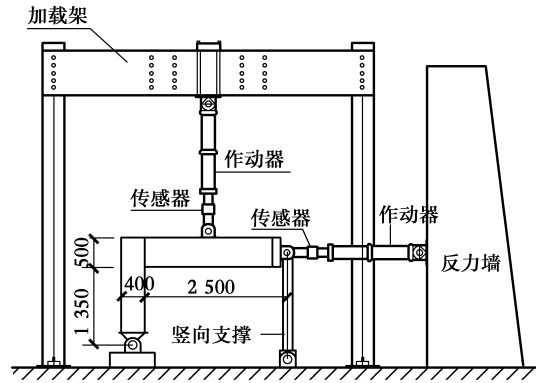


图 2 试验加载装置

Fig. 2 Test setup

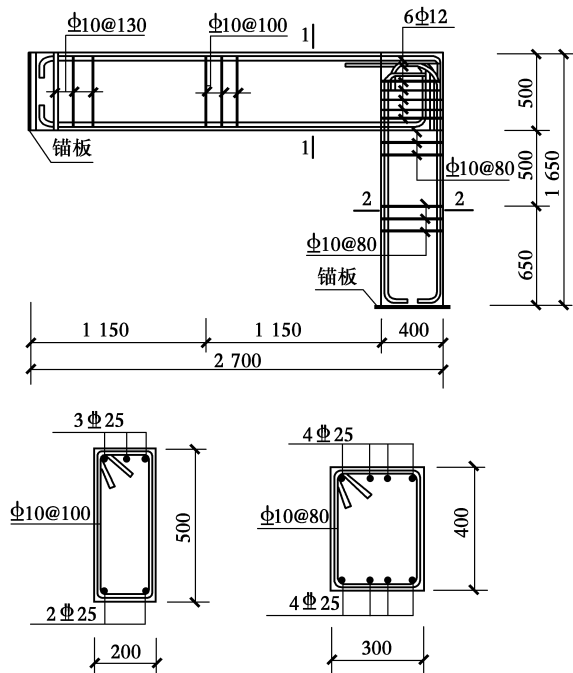


图 3 试件尺寸及配筋示意

Fig. 3 Reinforcement plan for specimens

为模拟节点实际受力情况,在施加水平力之前,利用竖向作动器在横梁中点施加竖向恒定集中力  $N$ ,并在整个水平力施加过程中保持该竖向集中力不变。试验中由梁端部的水平作动器对试件施加低周反复荷载。开始试验时,水平作动器先采用力加载方式,正向推至梁端上部纵筋(或柱外侧纵筋)受拉屈服,随后卸载至零,再反向拉至梁下部纵筋屈服。随后根据正、反向屈服位移整数倍进行位移加

载,每个位移水准下循环两周,到水平荷载下降至峰值水平荷载 85% 认为试件失效。试件失效时并不停止试验,继续加载考察节点梁柱负弯矩钢筋的搭

接性能以及梁端下部纵筋受拉锚固性能。试验节点箍筋采用 HRB335 钢筋,  $f_{cu150}$  为 150 mm 立方体压块(一组 3 个)试验当天实测强度平均值。

表 1 顶层端节点参数表

Table 1 The parameters of specimens of corner joint in reinforced concrete frames

试件 编号	$f_{cu150}/$ MPa	柱筋 $A'_s=A_s$	梁筋		搭接 方式	实际剪压 比 $V_j/f_c b_j h_j$	配箍特征值 $\rho_v f_{yv}/f_c$
			$A_s$	$A'_s$			
KJ-01	31.3	4 $\Phi$ 25	325	225	梁内	0.273	0.167
KJ-02	32.5	4 $\Phi$ 25	325	225	柱内	0.263	0.153
KJ-03	29.0	4 $\Phi$ 25	325	320	梁内	0.294	0.180
KJ-04	44.0	4 $\Phi$ 20	320	316	梁内	0.164	0.105
KJ-05	29.8	5 $\Phi$ 16	420	316	柱内	0.183	0.112
KJ-06	35.8	5 $\Phi$ 20	320	220	梁内	0.202	0.123

注:1.  $\Phi$  表示 HRB500 级钢筋,钢筋强度为: $\Phi$  25 为 528.5 MPa, $\Phi$  20 为 525 MPa, $\Phi$  16 为 560 MPa;

2.  $f_{cu,150}$  为混凝土立方体抗压强度实测值;箍筋为 HRB335 级钢筋,直径 10 mm 的屈服强度实测值  $f_{yv}$  为 388 MPa,直径 12 mm 的  $f_{yv}$  为 383 MPa,  $\rho_v$  为节点区体积配箍率。

## 2 主要试验结果分析

### 2.1 试件主要参数及位移延性系数

表 2 给出了主要试验结果。各试件采用了 HRB500 级纵筋,其屈服应变明显大于 HRB335 级钢筋的屈服应变,梁端屈服时节点区、梁端与柱端的裂缝数量明显比采用 HRB335 级钢筋的试件多,组合体非线性变形程度较大,其屈服位移比 HRB335 级钢筋试件有较大增长,而达到极限状态下的变形略大或大致相当,从而导致最终试件失效时的位移延性系数偏低。总体上讲试件 KJ-04、KJ-05 和 KJ-06 不论正向加载(梁端负弯矩作用)还是反向加载(梁端正弯矩作用)达到失效时的层间位移角或位移延性系数均大于 KJ-01、KJ-02 和 KJ-03 试件,这与 KJ-04~KJ-06 节点作用的剪压比偏低以及节点的配箍特征值相对较大有关系。图 4 为 6 个试件试验

结束时的外观。

表 2 各试件的主要试验结果

Table 2 Experimental results of specimens

试件 编号	正向加载			反向加载			破坏 形态
	$\mu$	极限位 移/mm	极限位 移角	$\mu$	极限位 移/mm	极限 位移角	
KJ-01	3.6	84	1/19	2.4	-44	1/36	SBY
KJ-02	2.5	73	1/22	2.1	-46	1/35	SCY
KJ-03	2.5	74	1/22	2.2	-71	1/23	SCY
KJ-04	3.4	99	1/16	3.6	-82	1/20	SBY
KJ-05	3.5	77	1/21	2.6	-80	1/20	SCY
KJ-06	4.3	119	1/13	2.9	-73	1/22	SBY

注:1.  $\mu$  为试件位移延性系数。破坏时的  $\mu$  为承载力下降至峰值承载力的 85% 时对应的  $\Delta_n/\Delta_y$ ,非整数时采用线性插值确定。

2. SBY 表示正、反向加载均为梁端先屈服,节点在随后的位移加载中发生破坏;SCY 表示正向加载时柱端先屈服,反向加载在梁端屈服,节点在随后的位移加载中发生破坏。

### 2.2 各试件的破坏形态和滞回曲线

6 个试件的荷载-位移滞回曲线如图所示 5。所有试件滞回曲线的再加载段均表现出不同程度的捏缩现象。梁端钢筋粘结滑移与裂缝闭合引起的捏缩:试件在正向加载弧范围出现粘结破坏,形成节点外推裂缝,外推裂缝张开过程中荷载低变形大。在受力初期,外推裂缝导致节点顶部破损不严重,随后加载刚度可以进一步升高,导致滞回曲线形成捏缩。这是框架顶层端节点在反复受力时的特有现象。在正弯矩作用下节点出现外推裂缝,反向加载(梁端正弯矩作用)外推裂缝张开后,弯弧外混凝土被推开。

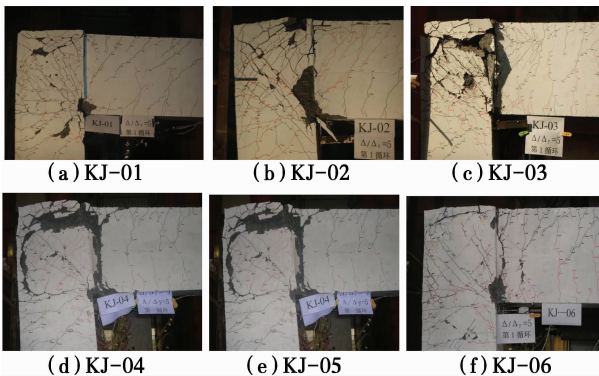


图 4 试件破坏外观

Fig. 4 Failure patterns of specimens

反向加载结束正向加载开始时,外推裂缝难以闭合,负弯矩筋弯弧也未能与弯弧内混凝土重新接触。随着正向加载的继续,钢筋先要在节点顶部滑移一段距离,待弯弧和混凝土重新接触后试件刚度才开始增大,而这必然造成滞回曲线中的捏缩现象。试件 KJ-05 和 KJ-06 在节点顶部柱筋弯弧处加设了竖向短筋,它和顶部箍筋一起对弯弧外混凝土形成了较

好的约束效果,这一构造措施能有效防止节点中外推裂缝的进一步发展。节点核心区裂缝引起的捏缩:在反复加载条件下,节点区域会形成由主拉应力作用下产生的斜向网格状裂缝,斜裂缝的交替张开,闭合也将使滞回曲线产生捏缩,由于节点内的主拉应力裂缝较配置 335 级钢筋试件大很多,节点主拉应力裂缝引起的捏缩更加明显。

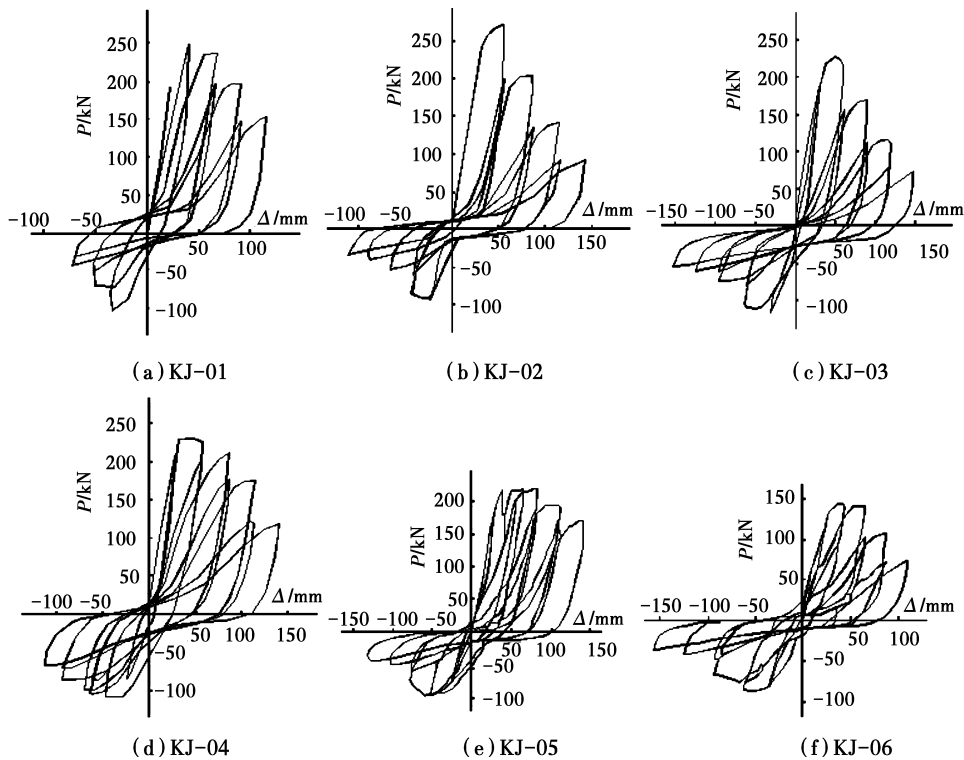


图 5 各试件荷载-位移滞回曲线图  
Fig. 5 Hysteretic curves of specimens

### 2.3 试件耗能、刚度退化、承载力退化分析

试件采用等效粘滞阻尼系数  $h_{eq}$  来衡量其耗能能力。各试件的等效粘滞阻尼系数随位移比变化如图 6。位移比为 1.0 时各试件的卸载线和加载线斜率相近,等效粘滞阻尼系数  $h_{eq}$  均较小。各试件的  $h_{eq}$  从位移比 2.0 开始普遍增大,除 KJ-2 外增幅较明显。随后  $h_{eq}$  保持平缓降低,仅 KJ-2 在位移比 3.0 之后都没有降低。延性系数较高的试件 KJ-04 耗能性较好。

各试件刚度的退化如图 7。总体上随位移比的增大而减小,各试件刚度的退化程度没有过于明显的差别,但依然可以看出剪压比较低、配箍特征值较大的试件 KJ-03~KJ-06 其刚度退化较慢,相比之下,剪压比较高、配箍特征值较小的试件 KJ-02、KJ-03 刚度退化较快。剪压比较低、混凝土强度较高的

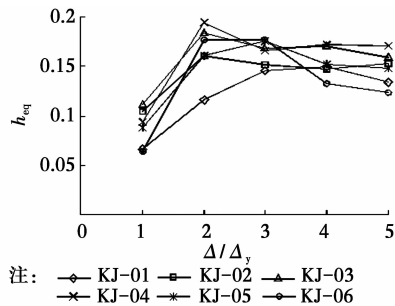


图 6 试件的等效粘滞阻尼与位移比关系  
Fig. 6 The Relationship of viscous resistance and displacement ratio of specimens

试件 KJ-04 刚度退化较慢。

荷载-位移滞回曲线的骨架曲线能够反映出加载过程中试件承载力的退化程度如图 8。反向加载承载力(梁端正弯矩作用)退化较快,主要与梁端正弯矩筋在节点内锚固性能退化以及节点顶部外推裂

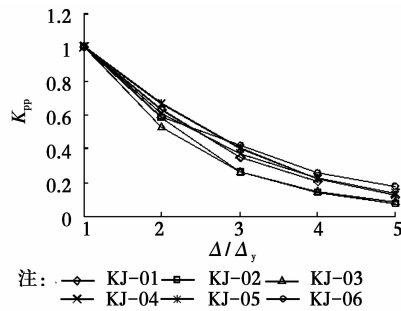


图 7 各试件刚度的退化

Fig. 7 Stiffness degradation of specimens

缝的过度开展直接相关;位移延性系数较高的几个试件承载力退化速度较慢,试件 KJ-05 节点负弯矩钢筋采用梁内搭接方式,在正、反向加载下承载力的退化规律基本相同。正向加载时,在位移比为 3.0 时试件还保持极高的承载力水平,到位移比为 4.0 时承载力迅速下降,反向加载时,位移比至 2.0 达到极限荷载后急剧下降,试件破坏区域在节点内侧靠近梁端处。就其原因与柱内侧钢筋采用直锚,其锚固长度没有取钢筋充分发挥屈服强度时的长度而引起后期锚固不足,导致粘结破坏有很大关系。

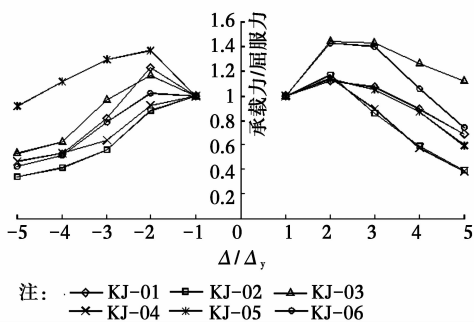


图 8 试件的承载力的退化

Fig. 8 Bearing capacity degradation of specimens

#### 2.4 试件梁端正弯矩的锚固性能分析

试验中,除 KJ-04 以外,梁下部钢筋受拉锚固发生严重退化时试件反向加载的延性系数均没有超过 3.0。由于 KJ-4 正弯矩筋的水平锚固长度最长,达到  $0.72 l_{aE}$ ,当荷载下降到峰值荷载的 85% 时,节点边正弯矩裂缝宽度很小。从试件的综合抗震性能来看,正向荷载下的性能也较好。6 个节点试件下部梁筋在受压时直到试验结束时压入滑移量均很小,且各试件基本没有明显差异,表明试验试件的下部梁筋受压锚固满足要求。受拉时仅有试件 KJ-04 没有发生明显的粘结滑移,其余试件在荷载下降到峰值荷载的 85% 时,发生下部梁筋滑移量较大的粘结退化。

#### 2.5 节点剪压比限值

综合比较 6 个试件的试验结果,剪压比较高的试件抗震性能指标较剪压比较低的试件差。考虑到配置普通强度钢筋混凝土框架结构非线性动力反应中顶层节点大震下的位移延性需求小于中间层节点,可以将满足抗震延性需求顶层节点的位移延性系数需求限值确定为 3.0。对于一般框架结构顶层节点中的剪压比通常比中间层节点低,《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)中关于节点区的剪压比不大于 0.3 的上限条件对 500 MPa 级梁、柱纵筋的顶层端节点而言要求偏低。根据试验结果,建议对 500 级梁、柱纵筋顶层端节点的剪压比上限条件控制加严,建议取 0.25,对这一上限条件通常对顶层端节点是能够得到满足的。

#### 2.6 异型节点与常规节点受力机理对比分析

从本次配置 500 MPa 级纵筋的顶层端节点在柱筋粘结完全退化前,其节点受力机理跟配置普通强度钢筋的节点类似。其中,节点水平箍筋既承担“桁架机构”的水平拉力,又承担对核心区斜压混凝土约束所产生的拉力。节点的柱筋在产生较严重粘结退化后,在正、负弯矩作用下,使薄弱区发展贯通,最终导致节点组合体承载力失效。

### 3 500 MPa 级钢筋节点与配置 HRB335 级钢筋节点的对比

为便于与梁、柱配置 335 级钢筋顶层端节点试件对比,试验试件几何尺寸、钢筋构造方式、试验加载方案与文献[1]进行的梁、柱配置 335 级钢筋试验完全相同。试验结果中的最显著规律是所有试件的位移延性系数比配置 335 级钢筋的试件小很多。经分析主要是 500 级的钢筋强度比 335 级的钢筋强度高很多,而两者的弹性模量基本相同,造成 500 级钢筋达到屈服时的屈服应变比 335 级钢筋大,使得配置 500 级钢筋的试件在梁端达到屈服时,其梁端、节点区的裂缝产生较多,发展较充分,试件变形呈现出明显的非弹性特点,试件屈服位移比配置 335 级钢筋的试件大很多。在随后的位移加载循环过程中,由于  $\Delta_y$  增大,即使配置 500 MPa 钢筋试件达到失效时的绝对变形量  $\Delta_u$  不小,但得到的位移延性系数却偏低。表 3 列出了文献[1]完成的与本文尺寸相同的顶层端节点梁内搭接试件失效时的绝对位移量、位移延性系数  $\mu$  以及层间位移角。可以看出,如果以位移延性系数作为评价试件延性的标准,则配

置 500 MPa 级钢筋试件延性较低,但如以绝对层间位移量(或以试件达到失效时的构件极限位移角)来评价,500 级钢筋试件要比 HRB335 试件塑性变形能力好。对比表 2 和表 3 中的数据可以看出:除由于混凝土强度偏低,正向位移延性系数只达到 4.0

的试件 UNIT-12 以外,其余试件位移延性系数均达到 6.0 以上,比本次试件的延性系数高出很多;但如果比较两批试件失效时对应的极限位移角可以发现,配置 500 级钢筋试件达到失效时的绝对变形能力则普遍比配置 HRB335 级钢筋的试件大很多。

表 3 文献[1]试件节点区主要参数及试验结果

Table 3 Experimental results and the parameters of specimens of reference [1]

试件编号	剪压比 $V_j/f_c b_j h_j$	配箍特征值 $\rho_v f_{yv}/f_c$	正 向			反 向		
			$\mu$	极限位移/mm	极限位移角	$\mu$	极限位移/mm	极限位移角
UNIT-02	0.108	0.058	6.5	52	1/31	6.5	35	1/46
UNIT-03	0.200	0.203	6.0	42	1/38	8.0	43	1/37
UNIT-09	0.111	0.089	6.0	27	1/59	6.0	22	1/73
UNIT-12	0.169	0.113	4.0	32	1/50	6.0	38	1/42
UNIT-15	0.180	0.113	6.0	50	1/32	4.0	22	1/72
UNIT-16	0.174	0.110	6.0	89	1/18	6.0	42	1/38
UNIT-22	0.135	0.056	6.0	62	1/26	6.0	43	1/37

图 9 为文献[1]完成的纵筋为 HRB335 级钢筋试件与本文完成的配置 500 MPa 级纵筋试件在坐标  $V_j/f_c b_j h_j - \rho_{sv} f_{yv}/f_c$  中的位置对比。其中 HRB335 级钢筋试件 UNIT-15 和 500 级钢筋试件 KJ-05 的位置基本重合,有较强的可比性。图 10 给出了试件 UNIT-15 和 KJ-05 在同一比例坐标下滞回曲线对比。从图 10 中可以看出,试件 UNIT-15 正向位移延性系数达到了 6.0,而试件 KJ-05 正向位移延性

系数仅为 3.5,两者相差很大,但 KJ-05 的绝对位移和层间位移角却比 UNIT-15 大。另外,试件 UNIT-15 所表现的耗能能力要比试件 KJ-05 好。其他条

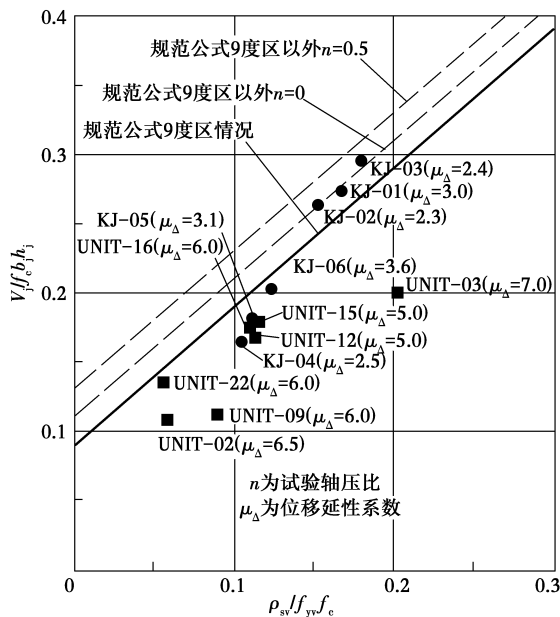
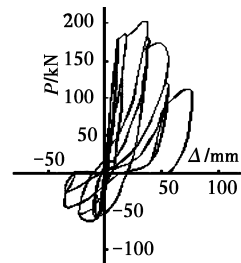
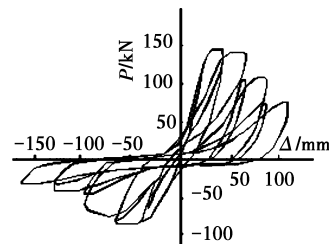


图 9 配置 500 MPa 与 335 MPa 钢筋顶层端节点与《规范》公式的关系

Fig. 9 The relationship between code formula and top story corner joints with 500 MPa and 300 MPa rebars



(a) UNIT-15



(b) KJ-05

图 10 试件 KJ-05 与 UNIT-15 的滞回曲线  
Fig. 10 Hysteretic curves of KJ-05 and UNIT-15

件相同或相似试件也都有类似的规律。

## 4 结 论

1)对顶层端节点按照现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)规范中的抗震构造措施,当采用 500 MPa 级钢筋时,试件达到的位移延性系数较 HRB335 小,但是试件失效时的构件极限位移角却

较配置 335 MPa 级钢筋的试件偏大。表明采用不同的延性指标作为衡量标准会得出截然不同的结论,采用什么延性指标来衡量配置高强钢筋构件的延性还需要进一步研究。

2)采用 500 MPa 钢筋时,现行《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)节点剪压比上限值 0.3 偏高,试件剪压比超过 0.25 试件的抗震性能都有所下降。建议对配置高强钢筋的节点,宜采用 0.25 作为节点剪压比的上限条件。

3)对配置高强钢筋的节点,为提高节点的抗裂能力,避免节点在梁端屈服前进入明显的非线性,改善贯穿节点梁筋的粘结退化程度,提高梁筋 90°弯弧下混凝土的局部抗压能力和锚固能力,对二级抗震等级以上的框架节点,建议混凝土强度等级不宜低于 C40。

#### 参考文献:

- [1] 白绍良,周起敬. 钢筋混凝土现浇框架顶层边节点的静力及抗震性能试验研究[R]. 重庆建筑工程学院, 1991.  
Bai S L, Zhou Q J. Experimental study of static and seismic performance of top story corner joint of casting concrete frame structure [R]. Chongqing institute of architecture and engineering, 1991. (in Chinese)
- [2] Satyarno I. Concrete columns incorporating mixed ultra high and normal strength longit-udinal reinforcement [D]. Christchurch: University of Canterbury, 1993.
- [3] Mast R F, Dawood M, Rizkalla S H, et al. Flexural strength design of concrete beams reinforced with high-strength steel bars [J]. ACI Structural Journal, 2008, 105 (5): 570-577.
- [4] 司炳君,孙治国,王东升,等. 高强箍筋约束高强混凝土柱抗震性能研究综述[J]. 土木工程学报, 2009, 42(4): 1-9  
Si B J, Sun Z G, Wang D S, et al. Review of studies on the seismic behavior of high strength concrete columns with high strength transverse reinforcement [J]. China Civil Engineering Journal, 2009, 42(4): 1-9. (in Chinese)
- [5] 傅剑平,邓艳青,王晓锋,等. 考虑箍筋约束的 HRB500 级纵筋柱抗震性能试验研究[J]. 工业建筑, 2012, 42 (1): 78-84.  
Fu J P, Deng Y Q, Wang X F. Experimental studies on seismic behavior of RC columns with HRB500 longitudinal reinforcements considering confinement of stirrups [J]. Industrial Construction, 2012, 42 (1): 78-84. (in Chinese)
- [6] Rautenberg J M, Pujol S, Tavallali H, et al. Drift capacity of concrete columns reinforced with high-strength steel [J]. ACI Structural Journal, 2013, 110(2): 307-317.
- [7] Rautenberg J M, Pujol S, Tavallali H, et al. Cyclic response of concrete columns reinforced with high-strength steel [C]//9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium, 2010, 3: 2169-2177.
- [8] 阎石,郑文泉,张曰果. 高强钢筋高强混凝土框架梁柱节点抗震性能试验研究 [J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版, 2006, 22(2): 199-203.  
Yan S, Zheng W Q, Zhang Y G. Study on seismic performance of high strength concrete beam-column joint reinforced with high strength rebars [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2006, 22 (2): 199-203. (in Chinese)
- [9] 阎石,倪鹏. 高强钢筋高强混凝土框架梁柱节点非线性有限元分析[J]. 沈阳建筑大学学报:自然科学版, 2009, 25(1): 80-84.  
Yan S, Ni P. Nonlinear finite element analysis of high strength concrete beam-column joint reinforced with high strength rebars [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University: Natural Science, 2009, 25 (1): 80-84. (in Chinese)
- [10] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社  
GB 50010—2010 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Building Industry Press of China, 2010. (in Chinese)
- [11] 王敏,傅剑平,朱爱萍. 梁筋在节点中采用锚固板与 90°弯折锚固的对比试验研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34 (10): 128-136  
Wang M, Fu J P, Zhu A P. Experimental research on beam-column joints with beam rebars anchored by heads or 90-degree hooks [J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(10): 128-136. (in Chinese)
- [12] 崔建宇,孙建刚. 钢筋混凝土框架顶层节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(9): 43-48.  
Cui J Y, Sun J G. Experimental study on seismic performance of reinforced concrete joint on frame top story [J]. Building Structure, 2009, 39 (9): 43-48. (in Chinese)
- [13] 崔建宇,孙建刚,宋玉普. 钢筋混凝土框架角节点抗剪强度试验研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(5): 34-40.  
Cui J Y, Sun J P, Song Y P. Experimental study on shear resistant capacity of reinforced concrete frame corner joints [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(5): 34-40. (in Chinese)