

文章编号:1671-6833(2005)04-0009-06

高强混凝土新型梁柱节点构造的抗震性能试验研究

李 静¹, 杨发云², 区达光²

(1. 华南理工大学建筑学院, 广东 广州 510641; 2. 香港大学土木工程系, 香港)

摘 要: 针对低一中震害区构件有限延性的要求, 提出了 2 种新型钢筋混凝土梁柱节点的构造形式: 在节点区加配斜钢筋, 或梁主钢筋在节点区弯起. 它们既可满足有限延性的要求, 又可避免节点区钢筋密集. 通过对 4 个高强混凝土梁柱节点在低周反复荷载作用的试验表明: 2 种新型节点均可提高节点延性, 将节点的位移延性系数分别从 3 提高到 3.5 和 4.4; 在节点区加配斜钢筋的试件可提高强度 15%. 因此, 对于有限延性要求的节点, 是最佳的节点构造形式.

关键词: 梁柱节点; 斜钢筋; 延性; 高强混凝土

中图分类号: TU 375.1 **文献标识码:** A

0 引言

在一些低一中震害区, 如香港地区, 按照现时的规范, 由于不考虑地震影响, 钢筋混凝土框架梁柱节点并不要求配置节点构造钢筋^[1], 这与我国规范^[2]、新西兰规范^[3]及美国规范^[4]是相矛盾的. 在地震作用下, 这种节点形式的强度、延性及耗能性能将不能满足要求^[5]. 但传统的节点构造形式——在节点区配置箍筋, 往往会引起钢筋密集, 造成施工不便. 考虑到低一中震害区有限延性已可满足要求. 根据新西兰荷载规范^[6], 有限延性要求位移延性系数为 1.25~3. 作者提出了两种新型梁柱节点构造形式: 在节点区加配斜钢筋, 部分梁主钢筋在节点区弯起. 由于节点区内的斜钢筋仅可承受节点剪力, 不可像箍筋那样约束节点区混凝土, 因此新型节点构造所提供的节点延性会弱于在节点区配置箍筋, 但仍可符合有限延性要求.

国内外对混凝土梁柱节点的研究已进行了几十年^[7,8], 但大部分都是对于拥有传统节点构造形式的研究. 笔者介绍了 4 个拥有不同节点构造形式的高强混凝土梁柱节点试件的试验研究.

1 试验简介

1.1 试件设计

4 个试件的几何尺寸和配筋情况如图 1 所

示, 配筋根据 BS 8110^[9] 计算, 箍筋在梁柱塑性较区域并未加密及采用 135°弯钩. 各试件节点区构造不同, 试件 E 节点内无加配钢筋, 仅有梁柱主钢筋通过. 试件 H 节点内配置 3 组 3Φ12 箍筋, 体积配箍率为 3.3%. 试件 CD 在节点内将部分梁主钢筋 2Φ16 弯起. 为使试件 CD 及 AD 在节点区斜钢筋量相同, 试件 AD 在节点区加配 2Φ16 斜钢筋, 斜筋的体积配筋率相对节点区为 1.8%, 节点的钢筋量几乎是节点 H 内配置箍筋的一半. 试件均符合“强柱弱梁”原则, 钢筋性能见表 1. 混凝土强度等级按 C80 设计, 表 2 给出 150 mm×150 mm×150 mm 混凝土立方体试块在 28 天及试验前一天的强度.

表 1 钢筋材料性能

Tab. 1 Properties of reinforcement

钢筋	f_y /MPa	E_s /MPa	f_u /MPa
Φ6	374	203 000	491
Φ12	493	198 000	653
Φ16	557	207 000	650

表 2 混凝土材料性能

Tab. 2 Properties of concrete

试件	f_{cu} /MPa (28d)	f_c^u /MPa (试验)
E	81.0	88.2
H	82.2	82.7
CD	79.4	82.5
AD	81.0	86.7

收稿日期: 2005-06-14; 修订日期: 2005-10-08

基金项目: 香港特区政府研究基金资助项目 (HKU 7125/03E)

作者简介: 李 静 (1971-), 女, 山东济南人, 华南理工大学讲师, 博士, 主要从事混凝土结构抗震及塑料纤维筋结构研究.

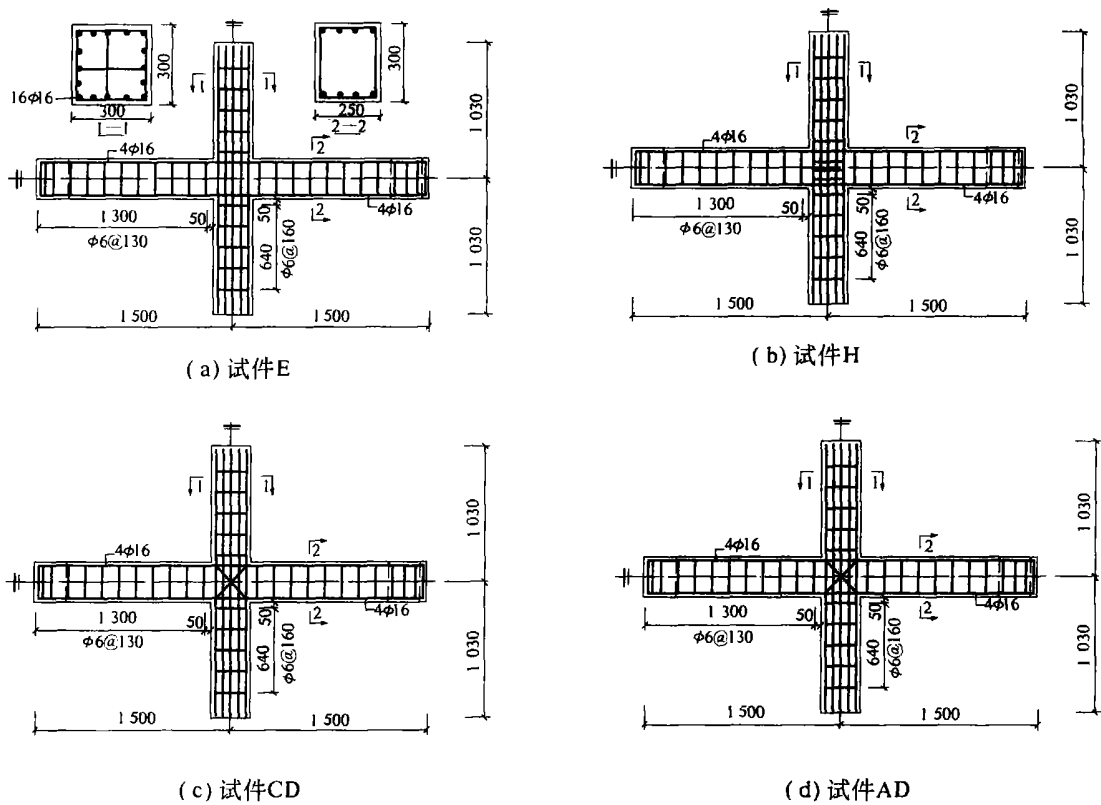


图 1 梁柱节点试件(单位:mm)

Fig.1 Specimen details

1.2 试验方法

1.2.1 加载装置及加载制度

加载装置如图 2 所示.柱不承受轴向荷载.两个 MTS 500kN 液压伺服作动器在梁两端同步施加低周、反复的反对称竖向荷载.加载点到梁柱交界面的距离为 1 200 mm.

向上,作动器 2 向下,分步加载至梁的最大弯矩为 $0.75 M_n$,得到两梁端位移 δ_1 及 δ_2 ,向上为正.再反向分步加载至 $-0.75 M_n$,得到两梁端位移 δ_3 及 δ_4 .根据 3/4 原则得到名义屈服位移 Δ_y .

$$\Delta_y = \frac{3}{4} \left(\frac{\delta_1 + |\delta_2| + |\delta_3| + \delta_4}{4} \right)$$

从第二个加载循环起,采用位移控制,梁端位移为 Δ .第二个加载循环控制位移峰值 Δ 为 Δ_y ,第三个加载循环控制位移峰值 Δ 为 $2\Delta_y$,重复加载一次此位移值.Paulay 和 Priestley^[9] 定义位移延性系数 μ 为

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y}$$

自位移延性系数为两起,每个位移延性系数循环两次,然后进行下一个位移延性系数的加载,随着位移的增加,作动器所需要施加的荷载会先增大后减小,其中所得的最大数据即为试件的最大承载力,当所施加荷载跌至低于最大承载力的 80% 时,即认为试件已丧失其承载能力,试验结束.

1.2.2 试验量测装置及数据的采集

试件的变形由位移传感器测定.钢筋应变由电阻应变片测定.所有数据通过两部数据传输设备传至计算机储存.在每个荷载循环顶点,都会暂

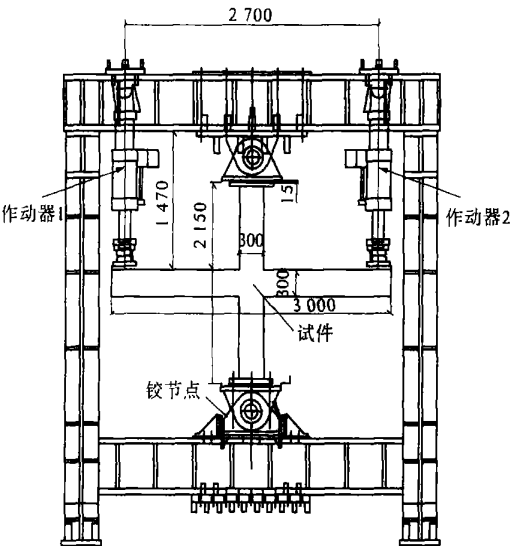


图 2 试验装置(单位:mm)

Fig.2 Test setup

每个试件采用试验时的实际材料强度按照 BS 8110^[1] 计算出梁的名义弯矩 M_n .首先作动器 1

停试验,进行裂缝标志及拍照.

2 试验结果

2.1 试验情况

当加载到第一个加载循环的顶端,各试件的节点区均出现斜裂缝,除试件AD 的最大斜裂缝宽度为0.2mm 外,其它试件的最大斜裂缝宽度为0.5mm,可见在节点区加配斜钢筋可控制斜裂缝发展.

当位移首次加载到 $\mu=2$ 时,各试件的节点区都产生双向斜裂缝,试件E 的裂缝宽度最大,最大裂缝宽度为2.2mm,其次为试件H 和CD,分别为0.9和0.8mm,试件AD 最小,为0.3mm.但试件AD 和H 的梁的剪切裂缝较大,分别为2.9mm和1.5mm,说明在塑性铰区域箍筋采用90°弯钩不能对混凝土提供足够约束.对试件AD 来说,如下节分析,加配的斜钢筋在梁内的锚固段提高了梁的抗弯承载力,造成梁的抗剪成为整个试件的薄弱环节,因此试件AD 的临界斜裂缝已经产生.

当位移首次达到 $\mu=3$ 时(图3),试件E 和CD 的节点区混凝土压碎脱落,柱靠近节点区的混

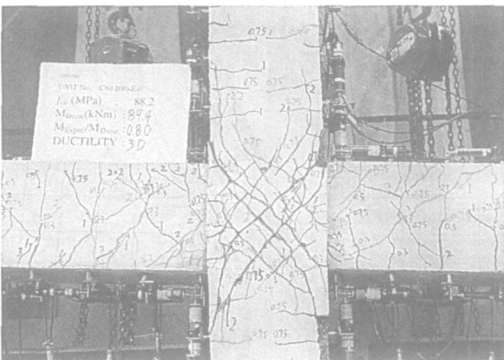
凝土也出现脱落,试件CD 的情况甚至比试件E 更为严重.试件H 的节点区混凝土虽然受压严重但还未脱落,但临界斜裂缝出现在梁上.试件AD 的节点区混凝土情况最好,但由于一个梁箍筋被拉开而导致梁的剪切裂缝突然增大.

由于试件承载力衰减显著,试件E 的试验在完成第二个 $\mu=3$ 循环后结束,试件H 在完成第一个 $\mu=4$ 循环后结束,试件CD 在完成第一个 $\mu=5$ 循环后结束,试件AD 在完成第二个 $\mu=4$ 循环后结束.图4 显示了试验结束时各试件的状况及各试件所达到的位移延性系数 μ .由图可见,试件E 和CD 为节点破坏,试件H 为梁的弯剪破坏,节点部分的混凝土也有损坏,试件AD 则为典型的梁剪切破坏,节点区域保持完好.

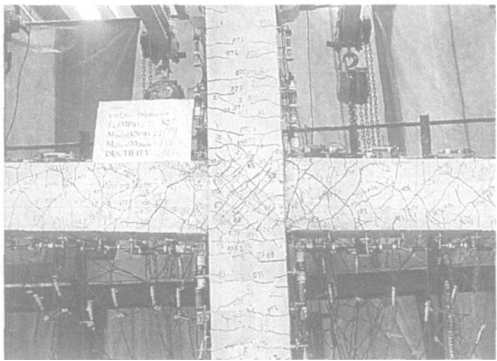
试验状况证实了在节点区加配斜钢筋可显著提高梁柱节点的抗震性能,效果并不差于在节点内配置箍筋,梁主钢筋在节点区弯起虽不能避免节点破坏,但试件延性可被提高至满足有限延性的要求.

2.2 柱剪力一侧移滞回曲线

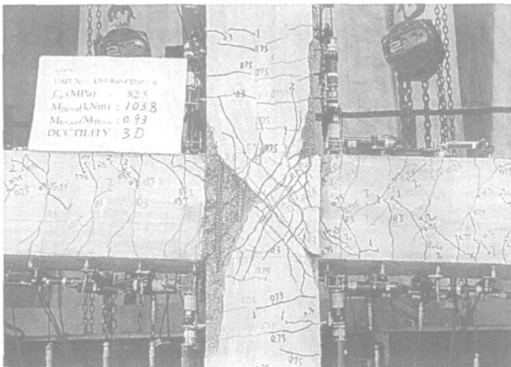
4 个试件的柱剪力一侧移滞回曲线示于图5.



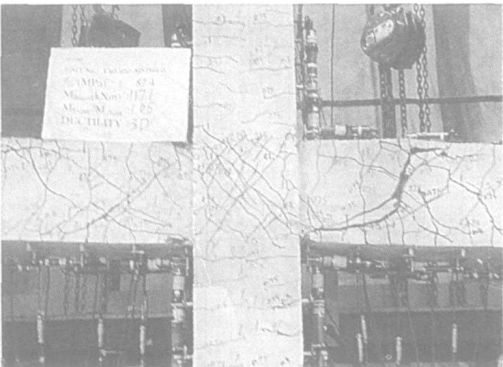
(a) 试件E



(b) 试件H



(c) 试件CD



(d) 试件AD

图3 $\mu=3$ 时的裂缝情况

Fig.3 Crack patterns at $\mu=3$

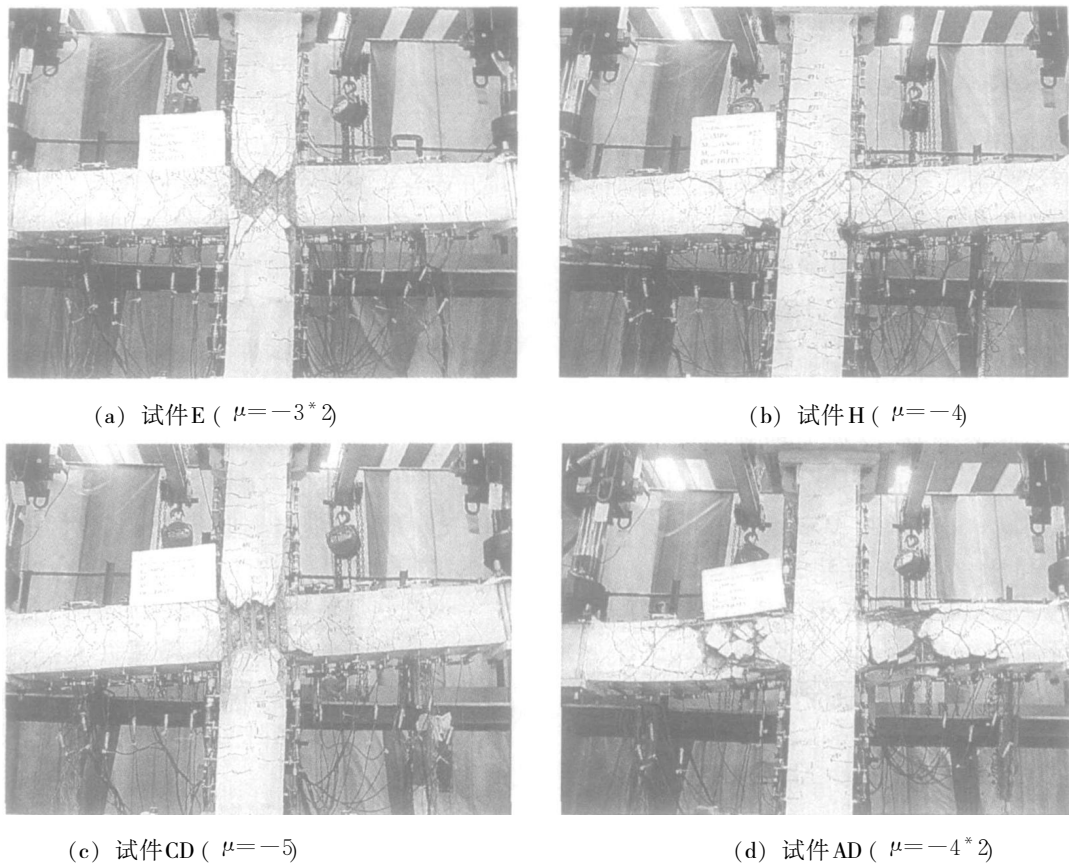


图 4 破坏状态
Fig.4 Failure patterns

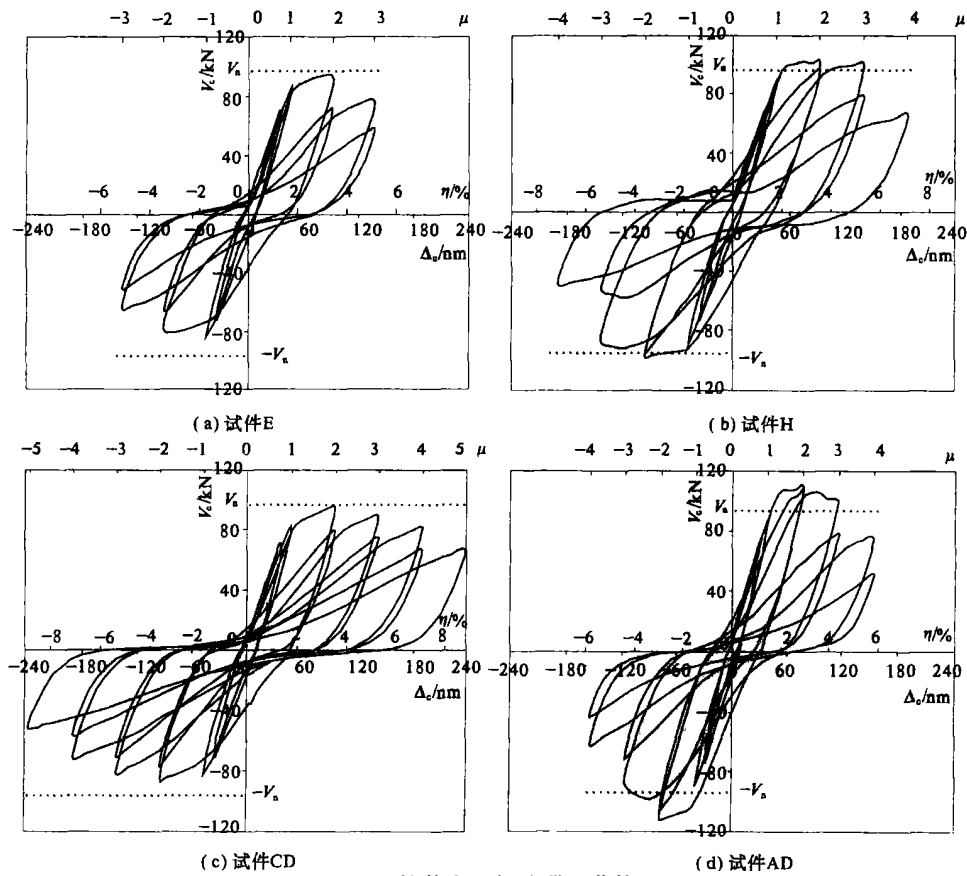


图 5 柱剪力-侧移滞回曲线

Fig.5 Column shear force -drift relationships

图中虚线为柱的名义剪力.柱的侧移比 η , 及位移延性系数 μ , 也标识于图中. 其中柱的剪力是根据平衡条件由施加在梁上的荷载计算得来, 柱的侧移是根据梁柱节点保持直角的假定计算得来, 侧移比由下式计算:

$$\eta=\frac{\Delta_c}{L_c}\times 100\%$$

式中: L_c 为柱的长度, Δ_c 为柱的名义侧移.

试件E 的滞回曲线为最差, 强度仅在位移延性系数为 2 时接近名义剪力. 试件CD 的强度并未得到提高, 与试件E 相似, 在位移延性系数为 2 时接近名义剪力, 但它的延性较试件E 提高很多而且试件CD 的承载力衰减较和缓. 由于试件E 和CD 都发生节点破坏, 它们的滞回曲线在试验后期捏缩现象非常严重. 试件H 和AD 的强度则分别提高 6% 和 15%, 延性也较好. 可见, 在节点区加配斜钢筋无论在强度的提高和延性的提高上都可达到与节点内配箍筋相同甚至更好的效果. 在本试验中由于梁的抗剪承载力不足, 试件AD 承载力在试验后期衰减严重.

如试验简介部分描述, 试件承载力跌至试件最大承载力的 80% 时定义试件破坏, 即为试验的极限状态. 各试件的极限位移延性系数(μ_u)、极限侧移比(η_u) 以及最大承载力与名义强度比(R) 都归纳于表 3. 试件AD 的承载力提高最多, 为 15%; 试件CD 的极限位移延性系数最大, 为 4.4.

表 3 试验结果

Tab. 3 Test result summary			
试件	μ_u	$\eta_u/\%$	R
E	3.0	5.1	0.97
H	3.6	6.3	1.06
CD	4.4	7.7	0.98
AD	3.5	4.9	1.15

2.3 柱剪力—节点剪应变关系

节点剪应变 γ , 由下式计算

$$\gamma=\gamma_1+\gamma_2=\frac{\Delta_2-\Delta_1}{2l}\left(\tan \alpha+\frac{1}{\tan \alpha}\right)$$

式中: Δ_1 , Δ_2 为节点区域位移传感器的读数, 即节点的变形量.

图 6 给出了各试件柱剪力—节点剪应变的关系.

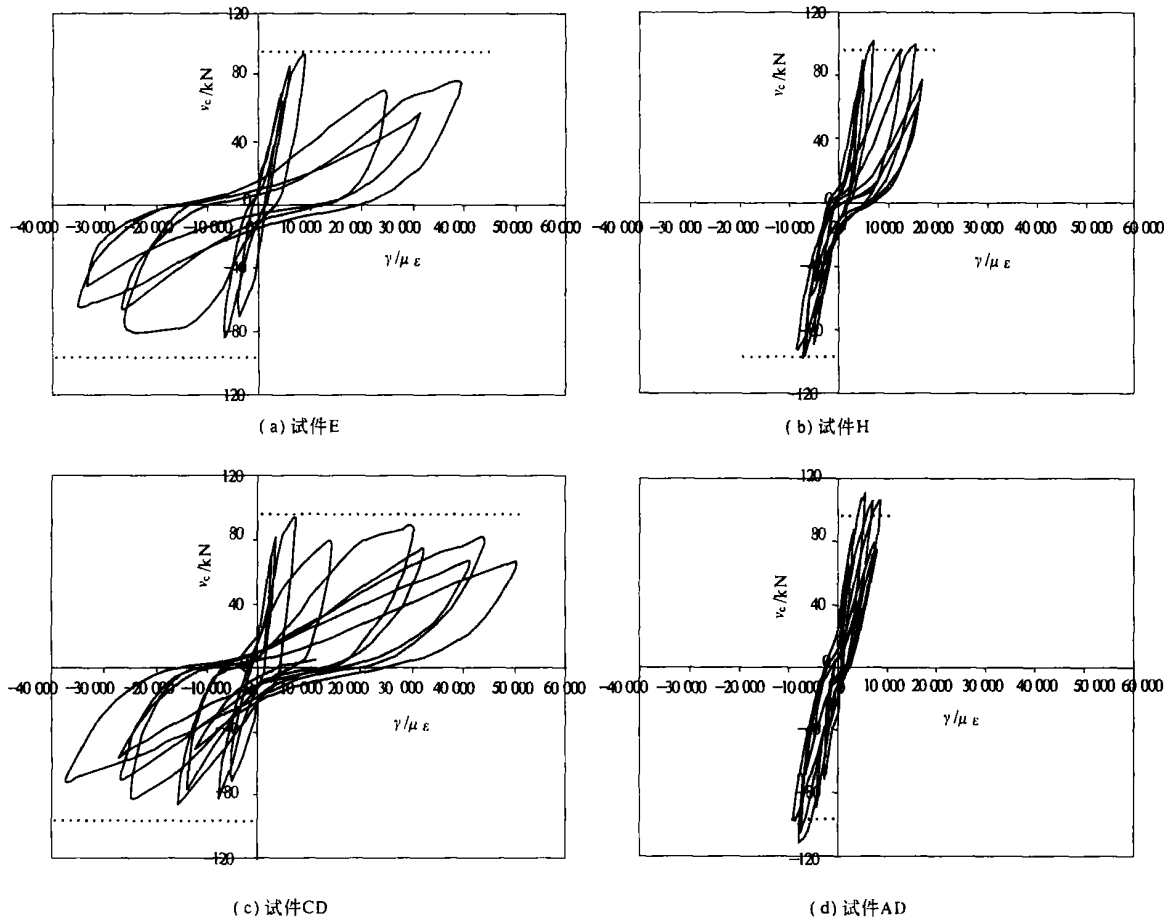


图 6 柱剪力—节点剪应变关系
Fig. 6 Joint shear stress-strain relationships

试件E 和CD 的节点剪应变很大,超过 4%。
试件H 的节点剪应变相对较小,但最后仍接近 2%。试件AD 的节点剪应变最小,到试验结束时,节点剪应变也仅到达 1%,可认为节点仍处于弹性状态。

3 结 论

(1) 节点内不配构造钢筋不可满足地震荷载作用下强度及延性要求,甚至是低—中震害下有限延性的要求。

(2) 传统的节点构造方式—在节点内配置箍筋,可满足地震荷载作用下强度及延性要求,但往往引起节点内钢筋密集,造成施工不便。

(3) 将部分梁主钢筋在节点内弯起,虽不能提高节点强度且不可避免节点破坏,但可大大提高试件的延性,从 3.0 (试件E) 到 4.4 (试件CD) 。

(4) 在节点区加配斜钢筋,即可提高试件承载力(15%),又可提高试件延性,而且避免了节点破坏。对于有限延性要求的节点,是最佳的节点构造形式。

参考文献:

[1] BS 8110, Structural Use of Concrete (Part 1) : Code of

Practice for Design and Construction [S] .1997.

[2] GB 50011—2001, 建筑抗震设计规范[S] 。

[3] NZS 3101, Concrete Structures Standard (Part 1) : The Design of Concrete Structures[S] . 1995.

[4] ACI 352R—02, Recommendations for Design of Beam—Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures [S] 。

[5] LI J , PAM H J , AU F T K , et al , Experimental study and proposed improvement on reinforced concrete beam—column joints of Hong Kong practice [A] .KAISUM Y . Proceedings of Structural Engineers World Congress SEWC 2002 [C] .Yokohama : SEI /ASCE ,2002.

[6] NZS 4203, Code of Practice for General Structural Design and Design Loadings for Buildings[S] . 1992.

[7] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震 [M] .南京:东南大学出版社,1989.

[8] CEB . RC Frames under Earthquake Loading[M] . London : Telford , 1996.

[9] PAULAY T , PRIESTLEY M J N . Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings[M] . New York : John Wiley Sons , 1992.

Experimental Research on Seismic Performance of High—strength Concrete Beam—column Joints with New Reinforcement Details

LI Jing¹, PAM Hoi Joen², AU Francis Tat Kwong²

(1.College of Architecture and Civil Engineering , South China University of Technology , Guangzhou 510641,China ;2.Department of Civil Engineering , The University of Hong Kong , Hong Kong ,China)

Abstract : Two kinds of new joint details , i . e . by adding diagonal reinforcement in the joint and bending the beam longitudinal reinforcement in the joint , are proposed for regions with low and moderate seismic risk . In this paper , four high — strength concrete (HSC) specimens are investigated . The new joint details could satisfy the requirements of limited ductility and avoid reinforcement congestion in the joint . According to the experimental results , the displacement ductility factor is enhanced from 3 to 3.5 and 4.4 respectively ; the strength of the unit with additional diagonal reinforcement is improved 15% . Therefore , the joint detail with additional diagonal reinforcement is the best for the requirement of limited ductility .

Key words : beam—column joints ; diagonal steel ; ductility ; high — strength concrete (HSC)