

钢筋混凝土框架掺钢纤维顶层 边节点抗震性能研究

朱锡均 白绍良 岳昌年

(建筑工程系) (建筑材料系)

摘 要 本文在论述了钢纤维对混凝土及钢筋混凝土的有限增强作用后, 利用一个不掺钢纤维的和两个在节点区、柱端及梁端掺有钢纤维的框架顶层边节点足尺试件的对比试验, 从抗震角度探索了此类节点区掺加钢纤维后的有利及不利效果, 对钢纤维在抗震钢筋混凝土框架各类节点区的应用前景作了全面估计。

关键词 钢纤维混凝土, 框架, 顶层边节点

在需要考虑抗震设防的钢筋混凝土框架的节点区掺入一定含量的钢纤维, 用以提高节点区的抗震能力, 减少节点区的箍筋用量, 改善节点区施工条件的想法, 至少已有十余年的历史了。在此期间, 国内外已有不少研究人员对钢纤维混凝土的基本力学性能以及钢筋混凝土框架中间层中节点及中间层边节点掺加钢纤维后的效果从不同角度进行了试验研究。但必须承认, 有些研究工作更多地着眼于钢纤维的推广应用, 而未能对其性能中的不利方面及其增强作用的局限性进行认真的分析考察; 或者着重于基本材性的研究, 而对解决工程问题未给予足够重视; 而且, 对纯钢纤维混凝土的基本性能研究较多, 但对同时配有普通钢筋的钢纤维混凝土构件及部件的基本性能则至今尚未见有较系统的研究。不过, 在最近的一些文献^[1]中, 已看到了将材性与工程问题进行综合考虑和注意对钢纤维混凝土的优缺点作较全面评价的趋势。但这方面的工作尚有很大深化余地。本文作者拟从基本材性出发, 通过分析来阐明配筋钢纤维混凝土构件及部件的受力特点, 并结合框架中各类节点的受力特征, 对钢纤维在抗震框架节点中的应用前景提出自己的看法。

1 钢纤维对混凝土及钢筋混凝土的增强作用

结构工程界在讨论钢纤维混凝土的受力性能时均以下列假定作为前提条件: a. 钢纤维为短纤维(纤维的拔出先于纤维的拉断); b. 构件中纤维掺量及纤维分布均匀; c. 纤维空

间方位具有随机性。严格地说,在接近构件表面处,最后一个假定并不完全适用,这是因为受界面限制,此处将有一部份纤维被迫占据与该表面更趋平行的方位。

从破坏截面不配钢筋的钢纤维混凝土轴心受拉试件的试验中可以得出图 1 所示的典型拉力-伸长关系^[2]。从中可以看出:

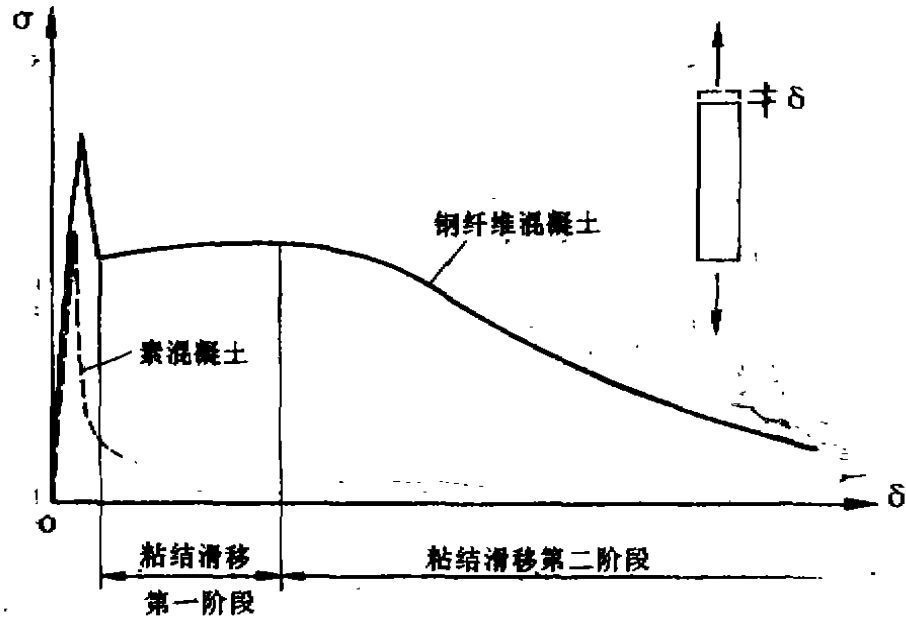


图 1 钢纤维混凝土试件的典型拉力-伸长关系^{[2][8]}

1 由于钢纤维的存在,混凝土的抗拉强度有明显提高^[3]。这是因为钢纤维的弹性模量及抗拉强度均远高于混凝土。作为组合材料,其折算抗拉强度必然高于素混凝土。

2 混凝土开裂后,拉力由混凝土向钢纤维转移。这种重分布过程表现为图 1 中试件抗拉能力在第一峰值后陡降。

3 在钢纤维单独受力后,开始了它从裂缝两侧混凝土中逐渐向外滑动的粘结滑移过程。在这一过程的第一阶段,截面的总抗拉能力随伸长量的增大而略有提高。当裂缝截面中钢纤维的总抗拔能力达到最大值时,图 1 中的抗拉能力达到第二个峰值。该峰值的高低取决于钢纤维的粘结性能、钢纤维含量、混凝土强度等级以及试件截面尺寸。

4 此后,钢纤维的粘结滑移过程进入第二阶段。此时,裂缝截面的抗拉能力进入下降段,即抗拉能力随伸长量的增大而逐步降低。

5 第二拉力峰值时的试件伸长量可望达到比与素混凝土抗拉强度对应的伸长量高一个数量级的地步。具体数值主要取决于纤维的粘结性能及混凝土的强度等级。而且从图 1 可以看出,在大致相当于素混凝土抗拉强度伸长量二十到三十倍的伸长范围内(相当于平均拉应变为 0.003 到 0.0045),钢纤维的残余抗拉强度仍将是不可忽视的。

此外,钢纤维也将使混凝土的抗压强度及抗压弹性模量有所提高。依纤维含量不同,前者可望提高 10~30%^[4],后者可望提高 10~20%^[5]。

钢纤维混凝土的上述受力特点必将影响到掺钢纤维的钢筋混凝土杆件的正截面受力行为(钢纤维对杆件斜截面的抗剪行为也有影响,但本文对此暂不论述),以及处于二维及三维

受力状态的掺钢纤维钢筋混凝土部件的受力行为。

钢纤维对钢筋混凝土受弯、大偏心受压及大偏心受拉构件正截面受力性能的影响可以用图 2 所示不掺钢纤维及掺有钢纤维的适筋受弯构件的弯矩-曲率曲线对比关系来反映。其中主要的特点是：

- 1) 掺入钢纤维后，构件的抗弯刚度不论开裂前后均将有所提高。
- 2) 掺入钢纤维后，由于混凝土抗拉强度的提高，截面开裂弯矩将由图 2 中的 M_{cr} 提高到 M_{cr}^* 。

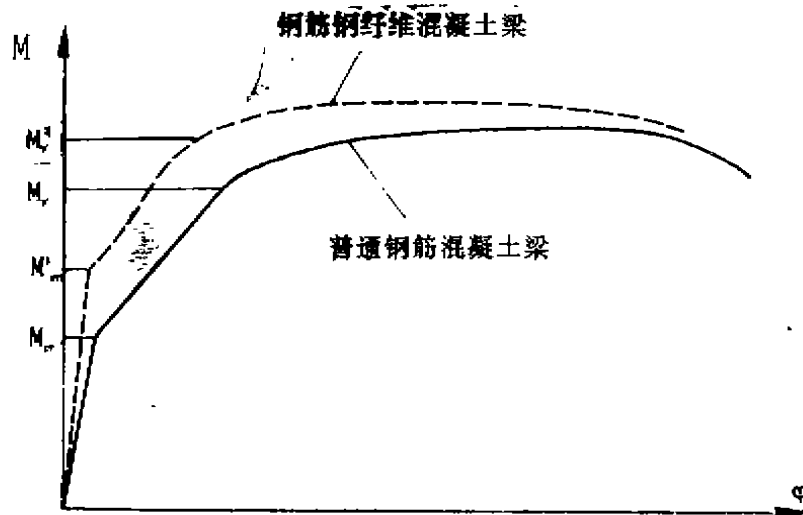


图 2 不掺与掺钢纤维钢筋混凝土适筋受弯构件的 $M-\phi$ 曲线对比

3) 在掺钢纤维的构件开裂后，随着曲率的增大以及裂缝向构件内的发展及加宽，穿过裂缝截面的钢纤维将从受拉边缘起向截面内部逐步进入粘结滑移的第一阶段（参见图 1）。此时，钢纤维对截面抗弯能力所做的贡献随曲率的增大而逐步加大。因此，图 2 中两条曲线的差距在此阶段也将随曲率的增加而不断拉大，直到受拉边缘纤维的伸长量达到与图 1 中第二拉力峰值对应的地步为止。此阶段裂缝截面中钢纤维的受力状态如图 3 a 所示。

随着曲率的进一步增大，如图 3 b 所示，自裂缝截面受拉边缘起向着截面内部将有越来

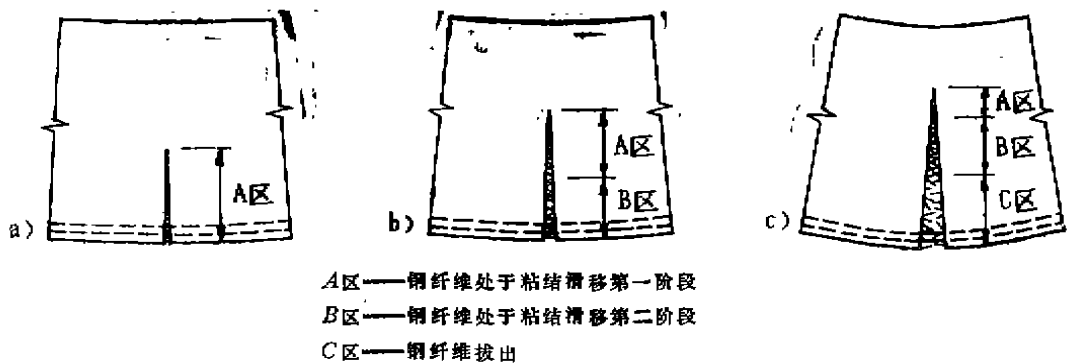


图 3 钢筋钢纤维混凝土梁受拉区裂缝中纤维的受力分区

越多的受拉纤维 (B 区) 逐步进入粘结滑移的第二阶段 (参见图 1)。但在靠近中性轴的区域 (A 区), 仍有一部分纤维处于粘结滑移的第一阶段。随着曲率的增大, 在整个受拉裂缝高度内, B 区范围增大, A 区范围减小, 钢纤维对截面抗弯能力所做的贡献将逐步减少。但可以预料, 直到构件破坏, 即受压区混凝土压碎, 受拉区裂缝虽已开展很宽, 但在靠近中性轴部位总有一部分钢纤维尚未完全拔出, 故仍存在 B 区及 A 区 (图 3 c)。此外, 在 B 区之外还存在一个纤维已被拔出的 C 区。此时受拉裂缝 A , B 区中的纤维仍将对截面抗弯能力作出贡献, 只不过这种贡献可能已经比较小。

在对钢纤维混凝土的拉、压本构关系和钢筋的应力-应变关系作出合理假定后, 也可利用平截面假定及截面平衡条件, 通过对截面的非线性分析来模拟裂缝截面的 $M-\varphi$ 关系。预计将得到与图 2 相同的结果。

此外, 还可以预料, 钢纤维掺量越高, 梁截面的配筋率越低, 图 2 中两条曲线的差距将越发拉大。而且, 在同样弯矩作用下, 掺钢纤维梁的抗弯刚度增大, 曲率相应减小, 这也将进一步加大两条曲线的差距。

当受拉裂缝中的钢纤维未进入粘结滑移的第二阶段之前, 加钢纤维梁的裂缝宽度将由于钢纤维的阻裂作用而明显小于一般钢筋混凝土梁。但是当裂缝截面中的钢纤维逐步进入粘结滑移的第二阶段后, 由于钢纤维逐步从裂缝一侧或两侧的混凝土中拔出, 阻裂作用逐渐减弱, 裂缝宽度的增长将逐步加快。当裂缝中大部分钢纤维已从或即将从混凝土中完全拔出时, 加钢纤维梁的裂缝宽度将接近于同样裂缝间距下一般钢筋混凝土梁的裂缝宽度水平。

梁纯弯区段的裂缝平均间距在钢筋直径及配筋率不变的前提下主要取决于混凝土的抗拉强度及钢筋与混凝土的粘结强度。掺入钢纤维后, 随着掺入量的增加, 混凝土的抗拉强度相应提高。故仅就这一个因素而言, 裂缝间距将因掺加钢纤维而增大。但与此同时, 钢纤维阻止了横肋前方“后藤”裂缝的发展, 从而使钢筋与混凝土的粘结能力得到相应提高。据文献 [1] 的测试结果, 在单调拔出试验中, 平均粘结强度可增大 40~50%; 在交变加载试验 (筋端锚固) 中, 约仅提高 15%。因此, 由于这一影响, 裂缝平均间距又将相应减小。由于上述这两个作用效果相反的因素对平均裂缝间距的影响程度大致处于相同量级, 故掺钢纤维后, 构件的平均裂缝间距预计不会有过大改变。本文所完成的顶层边节点低周交变试验结果也证实了这一推断。至于钢筋钢纤维混凝土构件平均裂缝间距及裂缝宽度的定量计算方法则有待进行系统的试验研究后确定。

由于普通钢筋混凝土梁中裂缝宽度可以

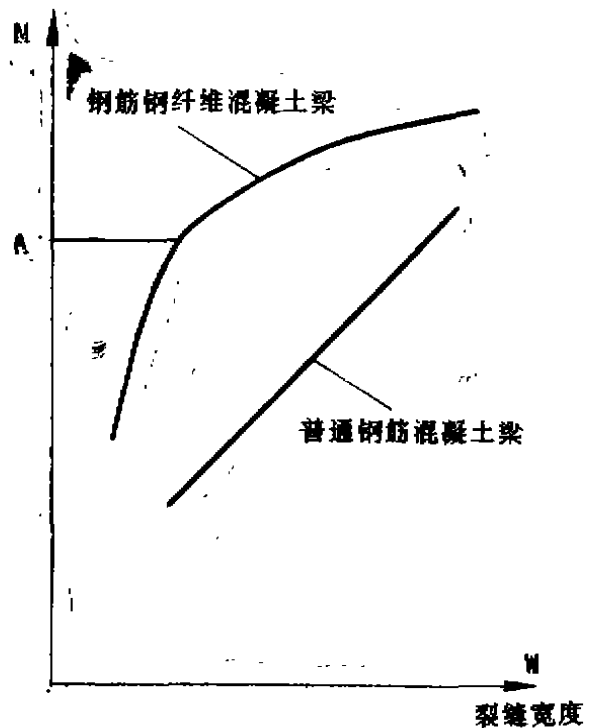


图 4 不掺及掺钢纤维梁的裂缝宽度随弯矩的变化规律

近似看成随弯矩增大呈线性规律增长，而钢筋钢纤维混凝土梁的裂缝宽度随弯矩的增长规律则是先慢后快（图4）。因此，在弯矩较大的区域内，同样的弯矩差造成的裂缝宽度差异在钢筋钢纤维混凝土梁中将比在一般钢筋混凝土梁中明显偏大。这就造成在钢筋钢纤维混凝土梁的变弯矩区段内，弯矩较大区段中的裂缝宽度将明显大于弯矩略小的相邻区段内的裂缝宽度。

同样，在二维应力场中，由于钢纤维混凝土的抗拉强度提高，整个应力场中出现的裂缝数量预计将较一般钢筋混凝土构件相同应力场中为少。此外，在拉力较大的区域内，如果穿过拉力不等的A、B两点各出现一条与拉力方向垂直的裂缝，则可以预料，在未加钢纤维的情况下，这两条裂缝的宽度差将相对较小；而在掺钢纤维的情况下，这两条裂缝的宽度差将相对较大。

2 掺钢纤维的框架顶层边节点组合件的低周交变试验

在本文试验工作范围内共进行了一根不掺钢纤维的顶层边节点组合件，即文献[6]中的构件UNIT-2，以及两根在节点区（包括节点及梁端、柱端长度不小于相应截面高度的区段）内掺入不同含量钢纤维的构件UNIT-5及UNIT-6的低周交变对比试验。三个试件的主要指标如表1所示。三个试件的主筋配筋量、负弯矩钢筋的搭接方案以及搭接长度均相同，见图5。图中还标出了构件UNIT-5和UNIT-6掺钢纤维的范围。但应指出，在钢纤维混凝土与普通混凝土的交界面附近，两种材料在振捣过程中会有小范围的掺混。

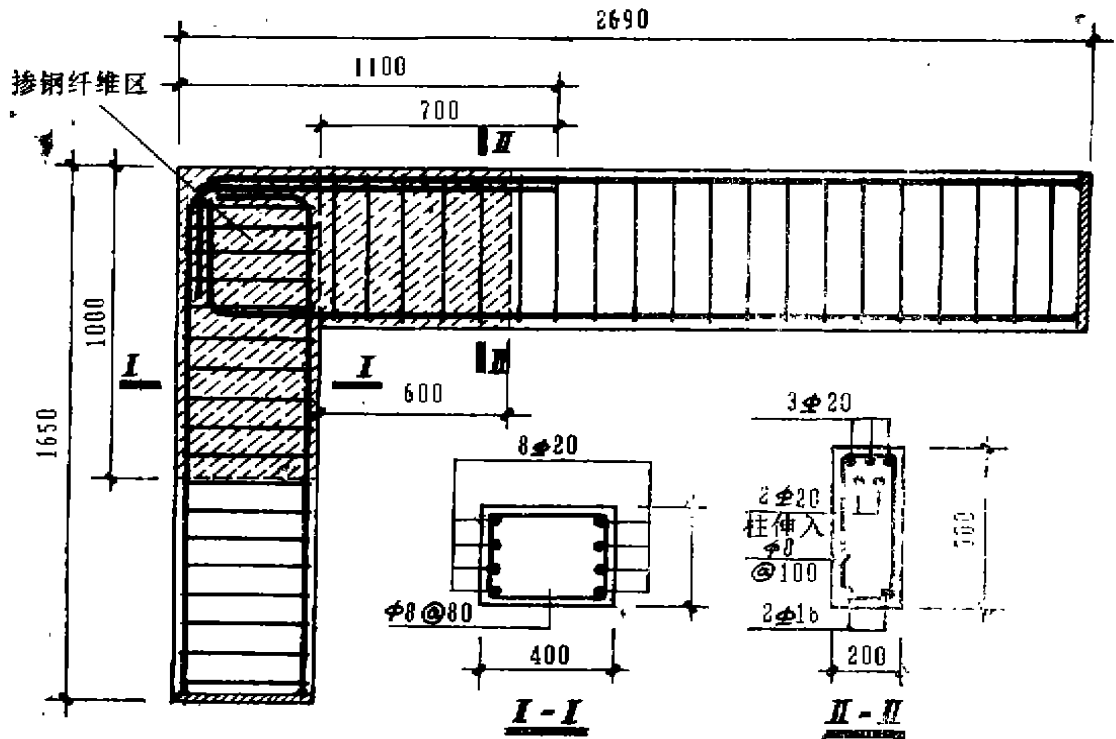


图5 构件配筋图

表1 试件主要参数

试件编号	钢纤维		混凝土立方强度 $f_{cu}(150)(N/mm^2)$				上部梁筋		下部梁筋		柱筋(对称配筋)	
	V_f	l/d	数量	f_y/f_u (N/mm^2)	不加纤维	加纤维	数量	f_y/f_u (N/mm^2)	数量	f_y/f_u (N/mm^2)	每侧数量	f_y/f_u (N/mm^2)
UNIT-2	0	—	5 ϕ 8	265/390	28	—	3 Φ 20	385/605	2 Φ 16	366/531	4 Φ 20	385/605
UNIT-5	1.0%	48	3 ϕ 8	265/390	27	28	3 Φ 20	385/605	2 Φ 16	366/531	4 Φ 20	385/605
UNIT-6	2.0%	48	3 ϕ 8	265/390	21	26	3 Φ 20	385/605	2 Φ 16	366/531	4 Φ 20	385/605

注: V_f 为钢纤维体积掺量; l/d 为钢纤维长径比, $l/d = 25/0.52 = 48$

试验构件中采用杭州东岳钢纤维厂提供的由带钢经机械切削而成的短纤维, 规格为 $0.35 \times 0.6 \times 25mm$, 两端略带弯折。带钢的极限抗拉强度为 $869N/mm^2$ 。对这种纤维所做的专门试验表明^[3]:

1) 在 $V_f < 1.5\%$ 时, 抗压强度与 V_f 呈线性关系增长。 $V_f = 1.5\%$ 时, 抗压强度达到峰值, 约比未掺钢纤维的混凝土提高10%。 $V_f > 1.5\%$ 后抗压强度似有下降趋势, 但幅度较小。

2) 抗拉强度在 $V_f = 1.5\%$ 及 2.0% 时较同强度等级素混凝土分别提高36%及60%。

3) 抗压弹性模量在 $V_f = 1.5 \sim 2.0$ 时约可提高10%左右。

构件UNIT-5和UNIT-6的试验装置、仪表布置及测试内容均与UNIT-2完全相同, 详见文献[6]。

现将三个构件的主要试验结果对比如下:

1) 构件UNIT-2 (不掺钢纤维构件)

构件负弯矩受拉钢筋采用梁内搭接方案, 负弯矩塑性铰出在柱端及相邻节点区内, 正弯矩塑性铰出在梁端。试件加荷后期的外观详见文献[6]中的图15及图16, 从这两个图中可以看出:

(a) 梁端正弯矩塑性铰区长度约为0.8倍梁高, 垂直裂缝分布较均匀, 柱端负弯矩塑性铰区长度约为1.1倍柱高, 裂缝在柱端及相邻节点区内呈扇形分布, 宽度较均匀。

(b) 在正弯矩作用下, 节点外角区沿外缘钢筋出现三层外推裂缝。同时, 节点上缘负弯矩受拉钢筋在交替拉、压力作用下出现粘结退化以及沿该钢筋的水平粘结劈裂裂缝, 该裂缝与外角区外推裂缝相连。

(c) 由于负弯矩下的斜压机构, 使节点外角部出现若干条与外推裂缝垂直的斜压场主拉应力裂缝。但由于梁正弯矩钢筋配筋率不高, 故正弯矩下的斜压机构 (与负弯矩下的斜压机构正交) 在节点中引起的主拉应力不大, 未出现相应的主拉应力裂缝。

(d) 构件破坏前梁端下部保护层已严重剥落。试件最后由于柱内侧受压区混凝土压碎而丧失抗负弯矩能力。此外, 节点主弯弧下的表层混凝土在弯弧劈裂力作用下发生大面积剥落。但节点核芯区混凝土无斜向压碎迹象。

2) 构件UNIT-5 (节点区钢纤维体积掺量为 $V_f = 1.0\%$)

构件UNIT-5在加荷中期及后期的外观如图6, 7, 8, 9所示。从中可以看出:

(a) 构件掺钢纤维区的开裂荷载明显提高。当位移延性系数 $\mu_d \leq 3$ 时, 在掺钢纤维区段内, 同样弯矩下的裂缝宽度较构件UNIT-2为小。由于梁端掺钢纤维区相对较短, 故正弯矩

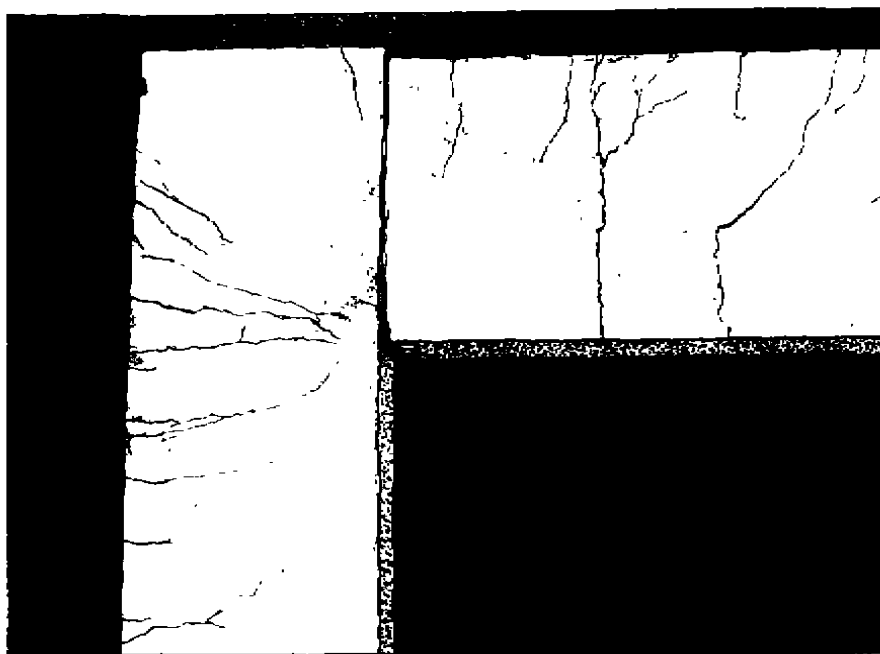


图6 构件UNIT-5在 $\mu_d = 3$ 第一个正弯矩峰值下的外观(正面)

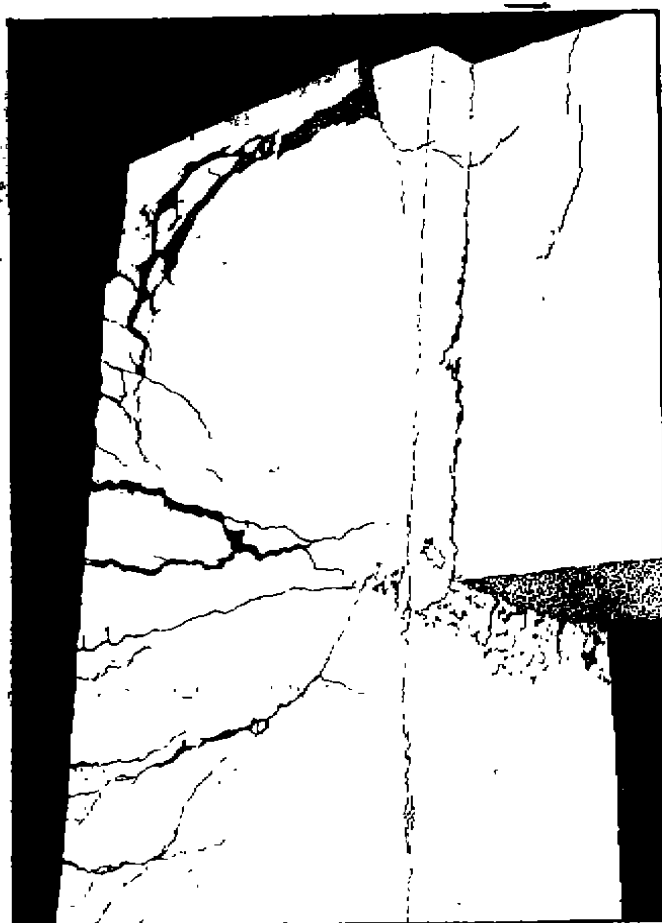


图7 构件UNIT-5在 $\mu_d = 5$ 第二个负弯矩峰值下的外观(正面)

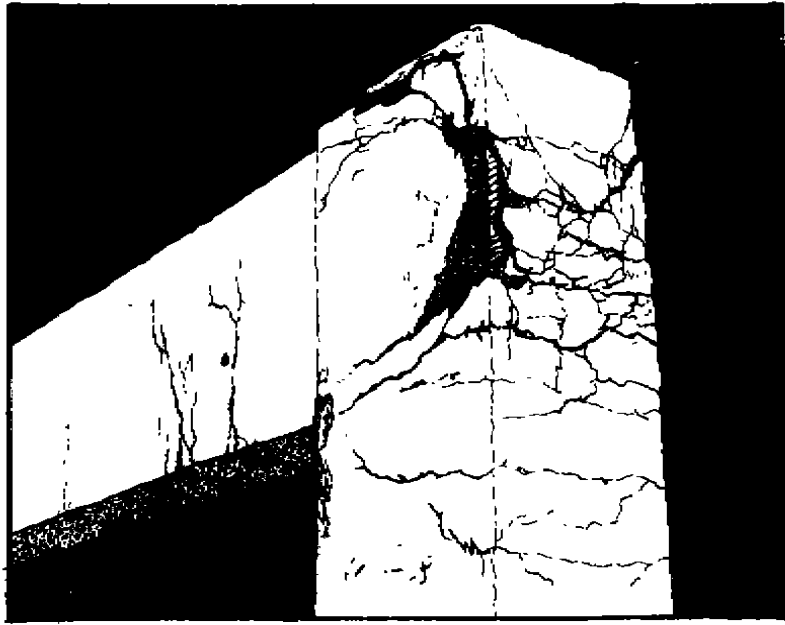


图8 构件UNIT-5在 $\mu_d = 5$ 第二个负弯矩峰值下的外观(背面)



图9 构件UNIT-5破坏后的柱顶部

塑性铰先出在掺钢纤维区以外。因为梁正弯矩受拉钢筋配筋率较低,故这个区域内的裂缝间距偏大,根数较少,而宽度较大。直到 $\mu_d > 3$ 后,柱边梁端垂直裂缝才有明显加宽迹象。负弯矩塑性铰的位置几乎与构件UNIT-2完全一致。在 $\mu_d = 3$ 以前,塑性铰区扇形裂缝分布均匀,宽度较小,各条裂缝的宽度亦无明显差异。

(1) 在更大变形阶段,正弯矩裂缝宽度进一步增大。在负弯矩塑性铰区内,节点中有两

条弯曲斜裂缝明显加宽。这一方面是前文所述钢纤维区裂缝宽度发展先慢后快特点的反应。另一方面，在变形很大时，还由于这两条过宽裂缝中的钢纤维已有相当一部分被完全拔出或已进入粘结滑移的下降段，裂缝中未完全拔出的钢纤维对抗弯能力所做的贡献已经很小，这就使得主筋有必要在屈服后进一步伸长并深入强化段，以便能重新获得相应的抗弯能力。其后果是使这两条裂缝再进一步加宽，形成在掺了钢纤维的塑性铰区中一、两条裂缝极宽，而其余裂缝宽度较小的典型现象。

(c) 节点核芯区内直到大变形阶段均无任何裂缝出现，也未发生负弯矩钢筋主弯弧下面表层混凝土的局部剥裂，表明在水平箍筋用量减少40%后，所掺入的钢纤维形成的较高混凝土抗拉强度尚能抵抗在构件UNIT-5的梁、柱配筋率下节点中出现的主拉应力。但节点外角在正弯矩作用下的外推裂缝仍有明显发展，且与构件UNIT-2相比，裂缝层数减少，但宽度明显加大。这表明在不大的正弯矩作用下产生的外推主拉应力仍然很大，所加的钢纤维量尚不足以阻止外推裂缝的形成和发展，在变形很大时，穿过外推裂缝的钢纤维已全部被拔出。

(d) 构件的最终破坏与构件UNIT-2类似，也是由于负弯矩作用下柱端塑性铰的受压区混凝土压碎（柱内侧）所引起的。

3) 构件UNIT-6（节点区钢纤维体积掺量为 $V_f = 2.0\%$ ）

构件UNIT-6破坏后的外观如图10, 11所示，其主要特征为：

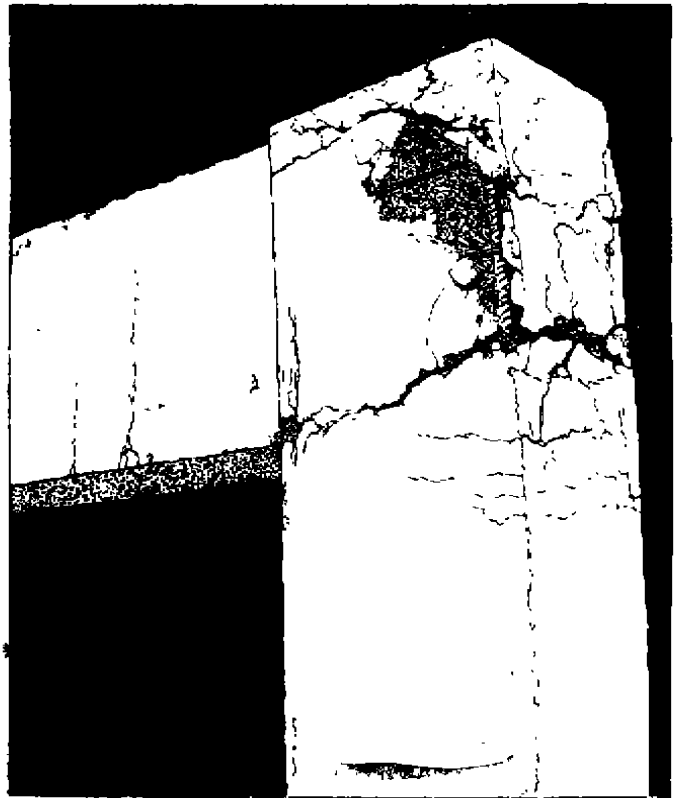


图10 构件UNIT-6破坏后外观（背面）

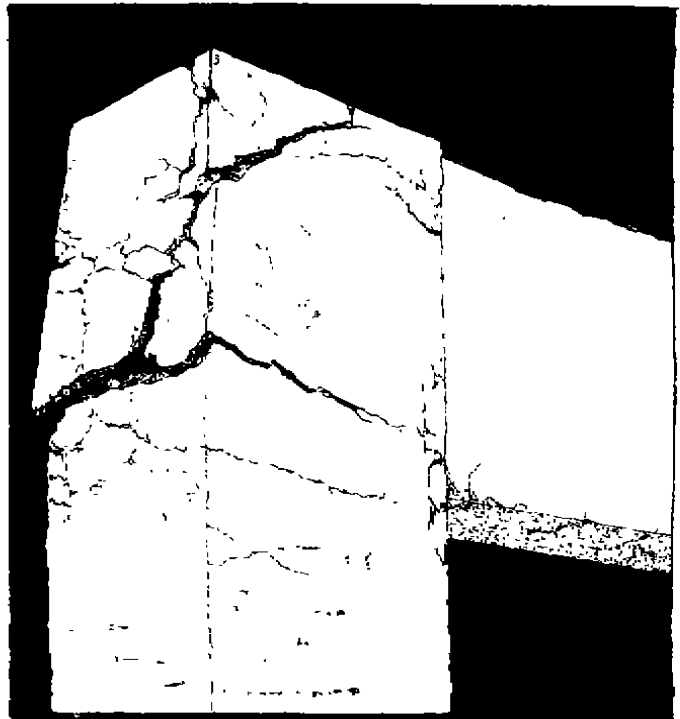
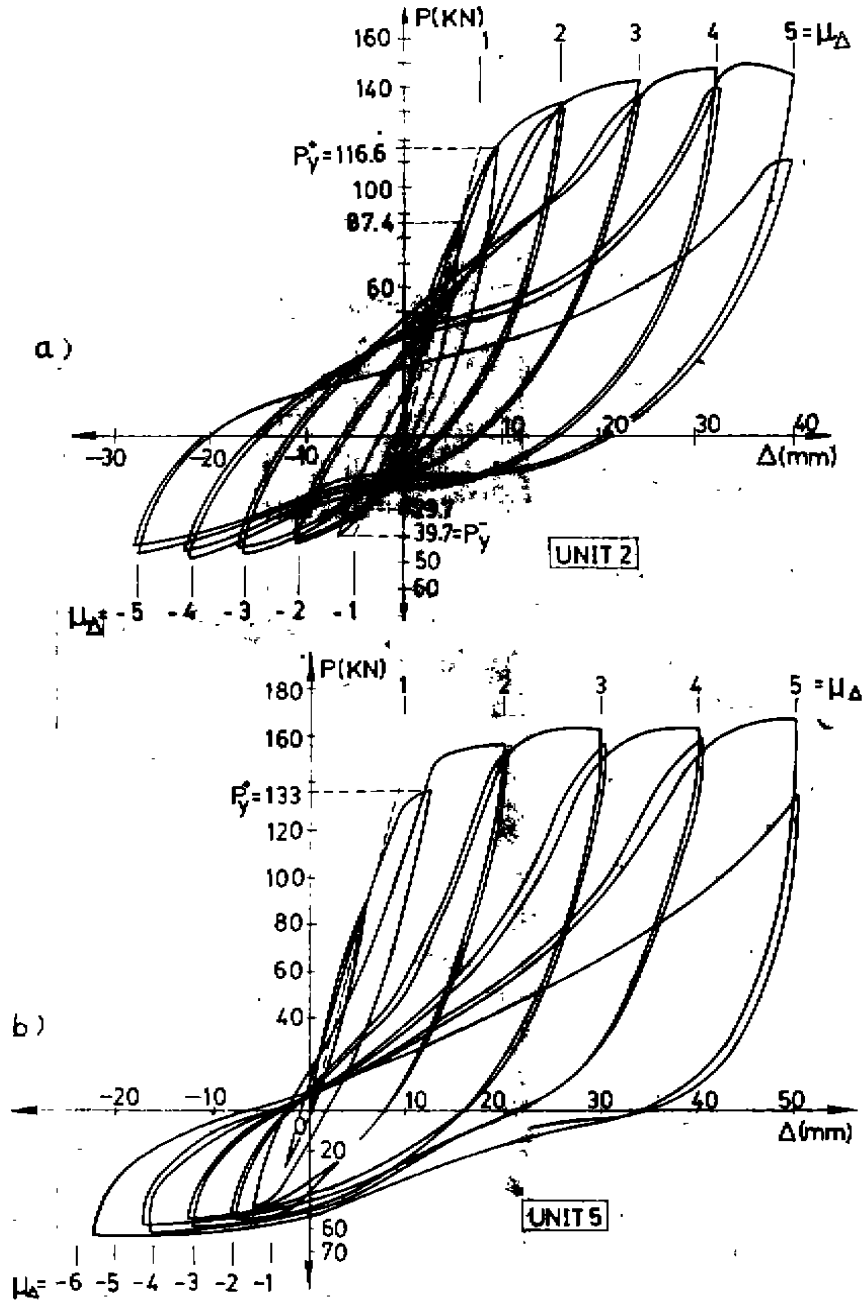


图11 构件UNIT-6破坏后外观（正面）

(a) 由于节点区钢纤维含量进一步提高, 该区域混凝土的抗拉强度也相应增长。正弯矩塑性铰首先发生在梁端掺钢纤维的区域之外, 垂直裂缝只有两条, 因而宽度较大。但是在 $\mu_s = 3$ 以后, 梁端沿柱边出现一条较宽的垂直裂缝。实测应变表明, 钢筋屈服区又回到梁端。因此, 与构件UNIT-5类似, 可以认为梁端掺钢纤维只能使正弯矩塑性铰在变形不大的情况下实现不充分的转移, 而在变形较大时, 即使钢纤维掺量达到2.0%, 塑性铰仍将重新回到梁端紧靠柱边处。

负弯矩塑性铰仍发生在柱端及相邻节点区。与构件UNIT-5相比, 由于混凝土抗拉强度



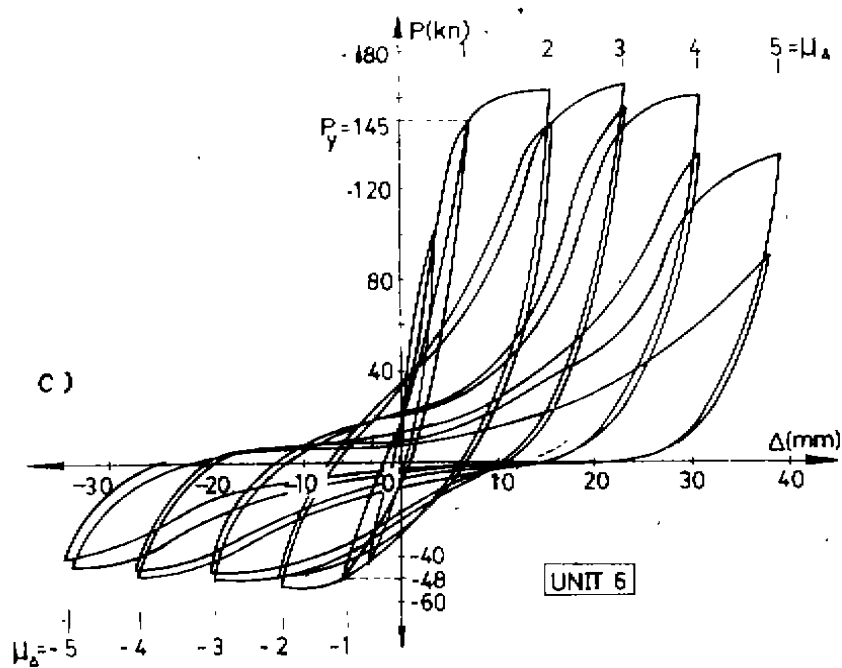


图12 三个构件的滞回曲线对比

有更大提高，裂缝范围进一步缩小，裂缝根数只有三到四条。在后期大变形阶段，几乎全部弯曲变形集中于节点核芯区下边缘的唯一一条弯曲裂缝中，使这条裂缝极度加宽。这表明在钢纤维掺量更高时，裂缝宽度的集中程度更为严重。

(b) 在大变形阶段，节点核芯区内仍无任何裂缝及损坏，但更高的纤维含量仍未能阻止节点外角外推裂缝的出现。由于外推裂缝几乎只有一条，故裂缝宽度发展得非常。此外，

表2 构件的强度、延性及破坏特征

构件编号	强 度				延 性			
	P_y^- (kN)	P_{max}^- (kN)	$\frac{P_{max}^-}{P_y^-}$	P_{max}^- 对应的 μ_d	P_y^+ (kN)	P_{max}^+ (kN)	$\frac{P_{max}^+}{P_y^+}$	P_{max}^+ 对应的 μ_d
UNIT-2	-116.6	-149.0	1.28	-4	+39.7	+49.1	1.28	+3
UNIT-5	-133.0	-150.0	1.12	-3	+39.8	+49.5	1.13	+3
UNIT-6	-145.0	-165.2	1.13	-3	+48.0	+50.9	1.06	+3

构件编号	延 性				破坏部位
	J_y^- (mm)	μ_{du}^-	J_y^+ (mm)	μ_{du}^+	
UNIT-2	-8	5	5.5	5	柱端负弯矩受压区混凝土压碎
UNIT-5	-10	5	5.5	5	同上
UNIT-6	-10	5	8	5	同上

注：表中负号表示在构件中产生负弯矩的水平荷载及相应的斜向位移，正号表示产生正弯矩的水平荷载及相应的斜向位移。

较高的纤维含量也未能阻止主弯弧下节点核芯区表层混凝土的局部剥裂，但剥裂范围相对较小。

(c) 构件的最终破坏与前两个构件类似，仍是在负弯矩作用下由柱端塑性铰受压区混凝土（柱内侧）压碎所引起的。

三个构件的实测水平荷载-斜向杆端位移的滞回曲线如图12a, b, c所示。

从实测滞回曲线中可以得出三个构件的强度、延性及等效粘滞阻尼系数 \bar{h}_e 如表2及表3所示。

表3 构件等效粘滞阻尼系数 \bar{h}_e

构件编号	位移延性系数 μ_d			
	2	3	4	5
UNIT-2	0.145	0.170	0.210	0.185
UNIT-5	0.175	0.150	0.140	—
UNIT-6	0.195	0.165	0.155	—

注：表中等效粘滞阻尼系数定义为 $\bar{h}_e = \frac{\text{每个全循环的实测耗能}}{\text{每个全循环对应于钢筋屈服的弹性能}}$
 \bar{h}_e 为同一个延性系数下两个循环实测 h_e 的平均值。

综合以上试验结果可知在节点区掺加钢纤维，对钢筋混凝土框架顶层边节点的低周交变受力性能将会带来如下影响：

1) 在顶层边节点内适当减少箍筋用量并掺入一定的钢纤维，能保证节点核芯区不出现由斜压机构及局部桁架机构^①所引起的主拉应力裂缝及其它局部损坏。这对提高组合件的耗能能力无疑是有益的。此外，掺钢纤维后虽不能完全避免负弯矩受拉钢筋主弯弧下表层混凝土的剥裂，但至少能使剥裂范围得到一定控制。

2) 从图13所示三个构件中伸入节点上部的梁负弯矩受拉钢筋的应变分布实测结果可知，由于钢纤维提高了钢筋与混凝土之间的粘结强度，减小了滑移量，使梁筋在节点上部及外角区的受力得到缓解，这对于减小由该钢筋的粘结滑移及外角区的“推出再拉回”效应引起的滞回曲线捏缩也是有利的。

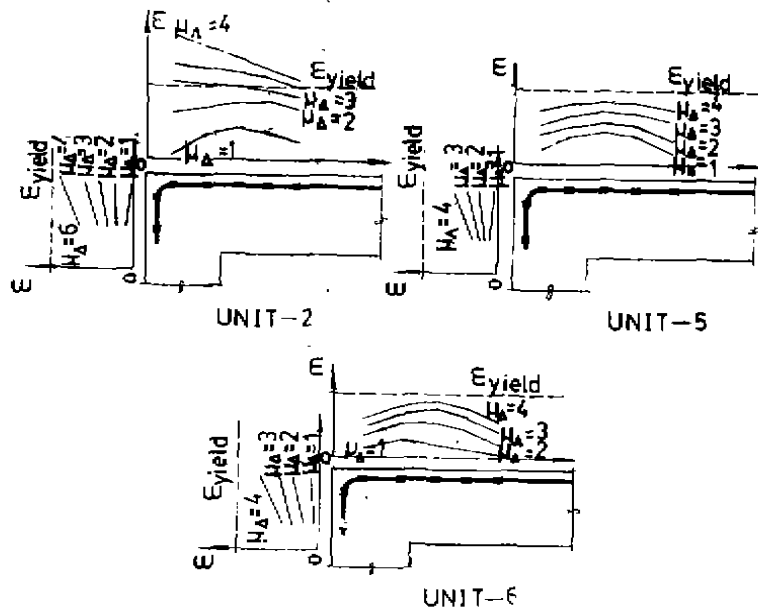


图13 节点区梁筋搭接端的实测应变分布对比

部及外角区的受力得到缓解，这对于减小由该钢筋的粘结滑移及外角区的“推出再拉回”效应引起的滞回曲线捏缩也是有利的。

3) 在节点区及柱端、梁端掺钢纤维不能阻止节点角部外推裂缝的形成, 而且使外推变形以及柱端塑性铰区的弯曲变形更集中于一、两根特别宽的裂缝中。当这些裂缝在反向弯矩作用下重新闭合时, 过宽的裂缝无疑会加重滞回曲线的捏缩。而且钢纤维拔出后在反向弯矩作用下压折在裂缝内, 会更进一步加重滞回曲线的捏缩。

4) 以上1, 2两点中提及的各项有利因素以及钢纤维在变形不大时的阻裂作用在 $\mu_d = 2$ 及以前无疑将起主导作用, 故构件UNIT-5, 6在 $\mu_d = 2$ 及以前的 \bar{h}_d 值大于UNIT-2。但是在此后的大变形阶段, 由于上述第3点中的不利因素将改起主导作用, 故掺钢纤维构件的 \bar{h}_d 值将随 μ_d 的进一步增大而逐步降低。这表明当顶层边节点的负弯矩钢筋采用梁内搭接方案或改进的柱内搭接方案^[7], 因而负弯矩塑性铰出在柱端或梁端时, 在梁端及柱端掺钢纤维是不会有积极效果的。这时, 若只在节点区掺钢纤维, 则仅从上述第1点来看是有利的, 但由于这样做会使外推裂缝加宽, 加重捏缩效应, 故有利作用又要打很大折扣。而当负弯矩钢筋采用若林实提出的柱内搭接方案^[7]时, 由于负弯矩塑性铰全部出在节点内, 故在节点内掺钢纤维将使弯曲变形集中于节点内的一、两条弯曲斜裂缝中, 从而只会加重滞回曲线的捏缩。

5) 从图12及表2均可看出, 在梁端及柱端掺入钢纤维, 将如前文及图2所示, 使塑性铰区受拉钢筋屈服时的外荷载 P , 及在更大变形下的正截面抗弯能力有所提高。直到 $\mu_d > 3$ 后, 受拉裂缝中钢纤维形成的附加抗弯能力才有下降趋势。因此其抗负弯矩骨架曲线与构件UNIT-2相比呈前高后低的趋势, 且构件UNIT-6比构件UNIT-5更为突出。上述现象无疑将增加构件在每个加载循环中耗散的能量, 但与不加钢纤维的构件UNIT-2相比, 加纤维的构件UNIT-5, 6的延性并未见提高。故从延性设计的角度看收效不大。另外, 从保证“强剪弱弯”的角度考虑, 也必须看到, 梁端或柱端掺钢纤维后, 其抗剪能力的提高幅度并不一定大于其正截面抗弯能力的提高幅度, 因此就这一点而言, 加钢纤维也是没有积极意义的。

6) 从图12b, c中可以看出, 掺钢纤维少的构件UNIT-5的正弯矩滞回曲线比较丰满, 而掺钢纤维更多的构件UNIT-6的正弯矩滞回曲线反而捏缩严重。究其原因一方面预计是由于构件UNIT-6节点外角的推出现象略为严重, 特别是节点外侧靠近负弯矩塑性铰主裂缝处, 主筋保护层已被严重推开。另一方面预计是由于负弯矩塑性铰的主裂缝在构件UNIT-6中更为集中, 宽度更大, 从而影响了梁正弯矩钢筋在节点中的锚固, 使该钢筋滑移更大。但以上两个原因都带有偶然性。不过, 它再次表明, 不论是否掺钢纤维, 柱端出现负弯矩塑性铰都有可能影响梁正弯矩钢筋在节点中的锚固。

3 小 结

1) 为了实事求是地估计钢纤维在钢筋混凝土框架节点区的应用前景, 本文力求从较广的视野对钢纤维带给钢筋混凝土结构的积极和消极作用做出较全面评价。

从积极方面它主要能提高混凝土的抗拉强度, 因此在较小变形阶段它能提高钢筋混凝土受弯、大偏心受压及大偏心受拉截面开裂后的抗弯能力以及其它钢筋混凝土二维及三维应力场的受拉裂缝中原来仅由钢筋提供的抗拉能力, 同时还能减小在同样内力下的裂缝宽度。

但从局限性方面则应看到, 掺钢纤维构件在大变形阶段随着钢纤维在裂缝中超过其最大抗拔能力, 它提高截面抗弯或抗拉强度的能力将逐渐下降。此外, 在掺钢纤维的构件中, 裂缝宽度的增长也因此具有先慢后快的特点。故在应变不均匀的二维或三维场中或弯矩不等的

杆件中, 应变较大处或弯矩较大处的裂缝在变形较大时将明显加宽。再加之随着变形的增大, 钢纤维在此裂缝中提供的抗力降低, 原有受拉钢筋就可能在屈服后还必须继续伸长, 进入强化段, 以使用强化后的拉力增量来弥补钢纤维的抗力损失。这将使少数裂缝严重开展, 形成掺钢纤维构件在大变形阶段特有的少数裂缝特宽的现象。这些都将使钢纤维在小变形阶段给钢筋混凝土带来的性能改善在大变形阶段重新逐渐丧失, 甚至某些性能变得反而不如不加钢纤维。

总之, 对于预计只经受较小变形的钢筋混凝土构件或部件, 掺钢纤维是有积极作用的。但对于预计在受力过程中将经历较大变形的构件和部件, 钢纤维在先期小变形下的优点在大变形阶段将几乎完全丧失, 因此加钢纤维将没有积极意义。这是在确定是否选用钢筋钢纤维混凝土时首先需要做出判断的。

2) 现浇钢筋混凝土框架中的各类节点具有各自的受力特点。

中间层中节点的核芯区处于斜压机构及桁架机构的重叠作用下, 节点的抗剪能力是首先要保证的主要要求。同时, 当设防烈度较高, 因而节点左、右的梁截面同时形成正、负弯矩塑性铰时, 贯通节点的梁上部钢筋的粘结能力是需要保证的另一项重要要求。

中间层边节点因只有一侧梁端将形成塑性铰, 故其核芯区的抗剪要求虽也是重要设计内容, 但较中间层中节点相对较易满足。此外需要关注的是上、下梁筋在节点中的锚固能力。

顶层中节点所处状况(左、右两侧的梁端可能同时出现正、负塑性铰)与中间层中节点类似, 但由于上面无柱, 故节点上表面没有由上柱传来的截面剪力, 节点核芯区中也没有由上柱传来的轴向压力, 故其抗剪强度较之中间层中节点更难保证。而且贯穿节点的梁上部钢筋也因为上面无柱而处于更为不利的粘结状态。

顶层边节点则以正、负弯矩分别作用下相互正交的斜压机构为主导传力机构。此外, 在负弯矩作用下主弯弧下混凝土的局部受压及在正弯矩作用下节点外角的外推作用也是这类节点中需要特殊关注的问题。

因此, 在上述前三类以抗剪强度作为主要要求的节点中, 一般认为可以利用钢纤维来提高节点核芯区的抗剪能力。但同时必须强调, 抗剪强度设计应以钢纤维在主拉应力裂缝中的抗拔能力达到峰值作为承载能力极限状态, 而且需要通过试验验证在梁端塑性铰达到必要的延性以前, 核芯区主拉应力裂缝中的钢纤维不会先达到其最大抗拔能力。此外, 在确定节点抗剪强度设计的可靠度时, 亦应以这一特定承载能力极限状态的特点为依据。

同样, 由于钢纤维能提高钢筋在混凝土中的粘结强度, 减小粘结滑移, 故对以上四类节点中钢筋的粘结和锚固都是有利的。但本文作者认为, 尚需对钢纤维在较大滑移时是否仍具有提高粘结强度的作用进行认真试验, 以防止对大滑移下钢纤维给粘结带来的有利作用做出过于乐观的判断。

在以斜压机构为主的顶层边节点中, 严格地说, 钢纤维的积极作用并不突出。这表现在, 当梁端上部钢筋具有中等或偏低配筋率时, 不论掺不掺钢纤维, 节点核芯区均无明显损坏, 均不能防止节点外角外推裂缝的出现和发展, 均是由柱内侧混凝土的压碎而在相同的位移延性系数下导致构件破坏, 均不能完全防止负弯矩钢筋主弯弧下表层混凝土的剥裂。只有当梁端配筋率较高时, 掺钢纤维或许能阻止节点核芯区主拉应力裂缝及劈裂裂缝的出现和发展。当顶层边节点负弯矩钢筋采用若林实式柱内搭接方案时, 在节点区掺钢纤维预计只会给组合件带来不利影响。

3) 在框架梁端或柱端预计将出现塑性铰的区域内掺钢纤维，其综合效益是消极的。

参 考 文 献

- 1 唐九如等. 钢纤维混凝土框架节点抗震性能及设计方法研究. 东南大学, 北京有色冶金设计研究总院, 1989
- 2 G. Nammur et. al. Bond Stress Model for Fiber Reinforced Concrete Based on Bond Stress-Slip Relationship. ACI Materials Journal, Jan.-Feb. 1989, pp. 45~47
- 3 卢良浩. 钢纤维混凝土的性能及其开发应用. 新型建筑材料, 1987; (2)
- 4 小林一辅. 连载讲座——钢纤维强化混凝土(1). 交通科技译丛, 1979
- 5 小林一辅. 纖維補強コンクリート——特性と应用. オ-レ社. 1981, 108
- 6 白绍良、朱锡均、周起敬、张祖涛. 钢筋混凝土框架顶层边节点在低周交变荷载下的受力性能初探. 重庆建筑工程学院学报, 1990, 12 (1)
- 7 白绍良、钱叶长、朱锡均、周起敬、张祖涛. 负弯矩钢筋的不同搭接做法对框架顶层边节点低周交变性能的影响. 重庆建筑工程学院, 1989
- 8 关丽秋, 赵国藩. 钢纤维砼受弯构件荷载—变形全过程分析. 建筑结构学报, 1988, (1): 14~22

(编辑: 徐维森)

THE STUDY OF ANTI-SEISMIC BEHAVIOR OF THE TOP CORNER JOINTS OF REINFORCED CONCRETE FRAME WITH THE INCLUSION OF STEEL FIBRES

Zhu Xijun Bai Shaoliang

(Department of Civil Engineering)

Yue Changnian

(Department of Building Material Engineering)

ABSTRACT This paper first discusses the limited effect of steel fibre reinforcement on plain concrete and reinforced concrete. Then, making a comparison among the test results of three full-scale top corner joint assemblies of frame, in which only two of them are added with steel fibres in joint zone. The advantageous and disadvantageous influence in anti-seismic aspect is investigated after adding steel fibres in the joint zone. Finally, this paper gives an overall comment on the application future of using the steel fibres in every kinds of joint of anti-seismic reinforced concrete frame.

KEY WORDS steel fibre, reinforced concrete, frame, top corner joint