

配筋钢纤维混凝土叠合梁 受力性能试验研究^①

徐礼华 李书进

(武汉测绘科技大学) (武汉工业大学)

摘 要: 本文通过 21 根叠合梁的试验研究, 探讨了配筋钢纤维混凝土叠合梁正截面受力性能, 分析了钢纤维的掺入对叠合梁受拉钢筋“应力超前”效应减缓的程度, 提出了配筋钢纤维混凝土叠合梁受拉钢筋应力限值的公式。

关键词: 钢纤维混凝土, 叠合梁, 应力超前, 应变滞后

中国图书分类号: TV311

以往学者的研究表明, 二阶段受力叠合构件具有受拉钢筋“应力超前”、受压混凝土“应变滞后”及截面内存在“荷载预应力”的特征。由于应力超前, 在使用阶段受拉钢筋应力接近屈服强度, 叠合构件的挠度、抗裂度或裂缝宽度不能满足使用要求。为使受拉钢筋在使用阶段不屈服, 同时也为了在一定程度上改善叠合构件在破坏阶段的性能, 我国《混凝土结构设计规范》GBJ10-89 对受拉钢筋应力提出如下控制条件:

$$\sigma_{ss} = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq 0.9f_y \quad (1)$$

式中: σ_{s1} 为第一阶段荷载作用下预制构件的受拉钢筋应力; σ_{s2} 为第二阶段荷载作用下叠合构件受拉钢筋应力增量; f_y 为受拉钢筋设计强度。

然而, 限制受拉钢筋应力并没有减缓“应力超前”效应。

钢纤维混凝土是一种性能良好的新型建筑材料。它最明显的特性之一是抗裂性能强。本文试图利用钢纤维的阻裂性能以及钢纤维与基体混凝土的粘结作用承担部分拉力, 减缓受拉钢筋“应力超前”效应, 从而改善叠合构件的正常使用性能和受力性能。

本文通过掺钢纤维的叠合梁与普通钢筋混凝土叠合梁的对比试验, 比较它们之间受拉钢筋应力、挠度和裂缝展开等异同, 分析钢纤维的掺入对叠合梁受力性能的影响。并参照公式(1), 提出掺钢纤维的叠合梁受拉钢筋应力限值公式。

1 试验概况

试验梁共 21 根。其中 17 根预制梁局部掺钢纤维, 4 根不掺钢纤维 (对比梁)。所考虑的因素有: 两种受拉钢筋强度和基体混凝土强度; 不同的钢纤维类型、含量及长径比。

^①本文在武汉工业大学彭少民副教授指导下完成

参照文献[1], 叠合梁的高度比 h_1/h 取 0.6, 弯矩比 $M_1/[M_1]$ 取 0.55。试件的设计尺寸与配筋见图 1, 材料性能及有关参数见表 1。

混凝土应变通过粘贴在混凝土表面的电阻应变片, 用静态电阻应变仪测读; 钢筋应变用预埋电阻应变片的方法量测; 挠度用百分表量测。支座处安装千分表以测取支座沉降量, 第二阶段加载时, 将传感器接入 x—y 记录仪绘制梁跨中荷载—挠度曲线, 并布置机电百分表作校核。

加载分两阶段进行。第一阶段用砝码加载, 分五至七级加至设计荷载。第二阶段用液压千斤顶通过分配梁加载, 加载量级为 2.5kN 到 5.0kN。每级加载后, 观察裂缝, 读取裂缝宽度。加载装置与测点布置见图 2。

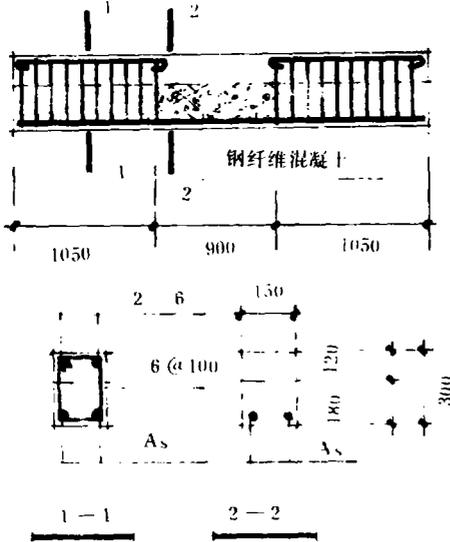


图1 试件设计尺寸与配筋图

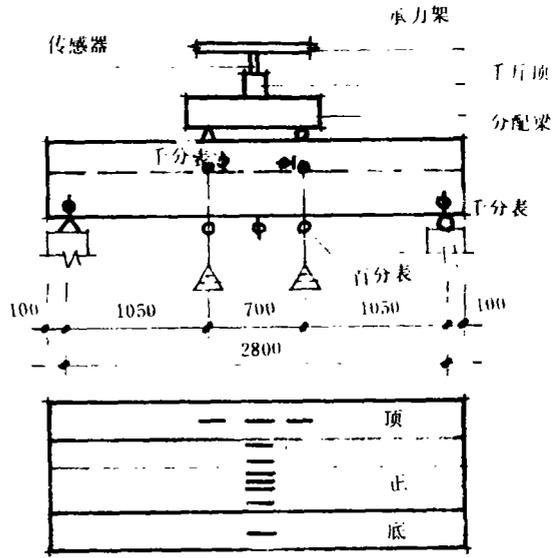


图2 加载装置与测点布置

2 试验结果分析

2.1 受拉钢筋“应力超前”现象

本文试验梁的实测相对弯矩 M'/M'_0 与受拉钢筋应力 σ'_s 、跨中挠度 f 关系曲线如图 3 所示。图中纵坐标取 M'/M'_0 , 是为了考虑试件之间配筋率、混凝土强度及截面尺寸的差别。从图中看出, 在相同 M'/M'_0 值下, 预制部分掺钢纤维的叠合梁 (SFRCB) 的受拉钢筋应力、挠度均大于相应的一阶段受力对比梁 (RCBI), 随着第二阶段荷载的增大, 两者之间的差值逐渐减小, 临近受拉

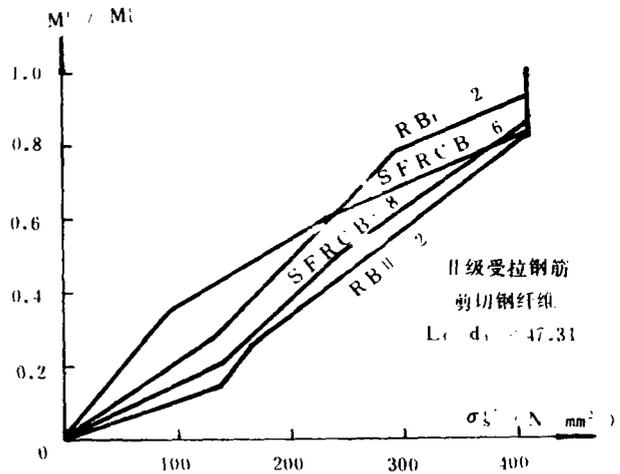


图3 (a) $M'/M'_0 - \sigma'_s$ 关系曲线

材料性能及有关参数

表1

梁号	实际截面尺寸(mm)			高度比 h_1/h	混凝土立方强度 N/mm^2		钢纤维类型	钢纤维长径比 L_f/d_f	钢纤维体积百分率%	受拉钢筋数量与直径(mm)	受拉钢筋屈服强度 N/mm^2
	b	h_1	h		f_{cu1}	f_{cu2}					
SFRCB-1	151	189	312	0.61	33.3	24.4	剪切	47.31	0.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-2	143	160	288	0.56	20.6	26.2	剪切	47.31	1.0	2Φ16.08	287.25
SFRCB-3	163	171	298	0.57	34.9	36.0	剪切	47.31	1.0	2Φ16.08	287.25
SFRCB-4	164	186	305	0.61	21.4	26.2	剪切	47.31	1.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-5	142	173	300	0.58	22.6	26.5	剪切	47.31	1.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-6	162	170	296	0.57	20.6	26.2	剪切	47.31	1.0	2Φ17.58	417.47
SFRCB-7	155	178	306	0.58	22.1	26.5	剪切	47.31	1.0	2Φ17.58	417.47
SFRCB-8	158	187	312	0.60	21.4	26.2	剪切	47.31	1.5	2Φ17.58	417.47
SFRCB-9	150	183	300	0.61	22.6	26.5	剪切	47.31	1.5	2Φ17.58	417.47
SFRCB-10	154	182	329	0.55	25.1	24.4	熔抽	28.78	0.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-11	148	192	312	0.62	28.1	24.4	熔抽	28.78	1.0	2Φ16.08	287.25
SFRCB-12	147	181	300	0.60	27.1	32.2	熔抽	28.78	1.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-13	157	172	312	0.55	33.2	32.2	熔抽	28.78	2.0	2Φ16.08	287.25
SFRCB-14	161	142	300	0.47	27.4	32.2	剪切	54.00	0.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-15	151	164	313	0.52	27.4	32.2	剪切	54.00	1.0	2Φ16.08	287.25
SFRCB-16	155	164	296	0.55	27.4	32.2	剪切	54.00	1.5	2Φ16.08	287.25
SFRCB-17	167	135	304	0.44	27.4	32.2	剪切	54.00	2.0	2Φ16.08	287.25
RCB I -1	157		302		30.7	32.2			0	2Φ16.08	287.25
RCB I -2	163		292		32.7	26.2			0	2Φ17.58	417.47
RCB II -1	163	179	315	0.57	30.7	24.4			0	2Φ16.08	287.25
RCB II -2	148	160	288	0.56	23.9	26.5			0	2Φ17.58	417.47

续表 1

叠合后计算 弯矩 M^c N-M	实测极限 弯矩 M_u^c N-M	$\frac{M_u^c}{M^c}$	σ_{fs1}^1 N/mm ²	σ_{s1}^c N/mm ²	$\frac{\sigma_{fs1}^1}{\sigma_{s1}^c}$	σ_{fs2}^1 N/mm ²	σ_{s2}^c N/mm ²	$\frac{\sigma_{fs2}^1}{\sigma_{s2}^c}$
32129.106	38551.47	1.20	148.06	165.83	0.893	111.86	156.22	0.716
28789.009	35799.20	1.24	151.36	171.65	0.882	91.31	120.88	0.755
30845.250	38886.61	1.26	115.76	177.59	0.652	138.16	182.70	0.756
31086.651	37351.15	1.20	109.28	155.22	0.704	153.94	176.65	0.871
49349.238	63129.14	1.28	154.38	217.37	0.710	207.54	220.94	0.939
51156.291	30199.050	41572.44	1.38	64.71	142.75	0.453	153.97	215.29
0.715	65745.26	1.29	80.84	138.47	0.584	142.34	176.86	0.805
52424.233	65157.28	1.24	117.99	175.11	0.673	115.08	175.86	0.654
49714.994	61758.25	1.24	117.45	161.57	0.727	221.31	261.28	0.847
33577.192	40182.48	1.20	154.20	163.76	0.942	133.05	165.84	0.802
31495.308	32355.73	1.03	155.31	171.40	0.906	74.73	121.32	0.616
30701.636	35186.81	1.15	108.42	133.96	0.809	149.63	160.32	0.933
32225.081	59901.18	1.85	105.16	172.74	0.609	148.62	234.58	0.634
30872.500	35885.70	1.16	111.09	125.53	0.885	159.47	166.11	0.960
30318.983	35473.21	1.17	126.52	161.40	0.784	92.13	147.18	0.626
30324.553	34569.99	1.14	123.65	216.17	0.572	131.50	182.64	0.720
31800.908	38161.09	1.20	110.16	194.98	0.565	100.29	107.61	0.932
31642.036	32274.88	1.02						
19592.040	51575.72	1.04						
32663.263	34296.43	1.05		137.23			123.79	
48202.403	52058.60	1.08		135.73			177.39	

注：表中 σ_{fs1}^1 为第一阶段荷载作用下预制钢纤维混凝土梁受拉钢筋应力实测值； σ_{fs2}^1 为第二阶段荷载作用下掺钢纤维的叠合梁受拉钢筋应力增量实测值； σ_{s1}^c 、 σ_{s2}^c 为不考虑钢纤维作用，按《规范》GBJ10-89公式计算的 σ_{fs1}^1 、 σ_{fs2}^1 的相应值

钢筋屈服时，差值接近零。与二阶段受力对比梁（RCBⅡ）相比，相同 M^t/M_u^t 值下的 SFRCB 受拉钢筋应力、挠度始终都小，并随钢纤维体含量的增加而趋明显，在梁开裂后更明显。

综述有关文献，本文以看到裂缝的前一级荷载为开裂荷载。试验观察表明，所有预制部分掺钢纤维的叠合梁的开裂荷载都高于二阶段受力对比梁，但低于一阶段受力对比梁。在第二阶段荷载作用下，配置 I 级钢的 SFRCB 中裂缝宽度比

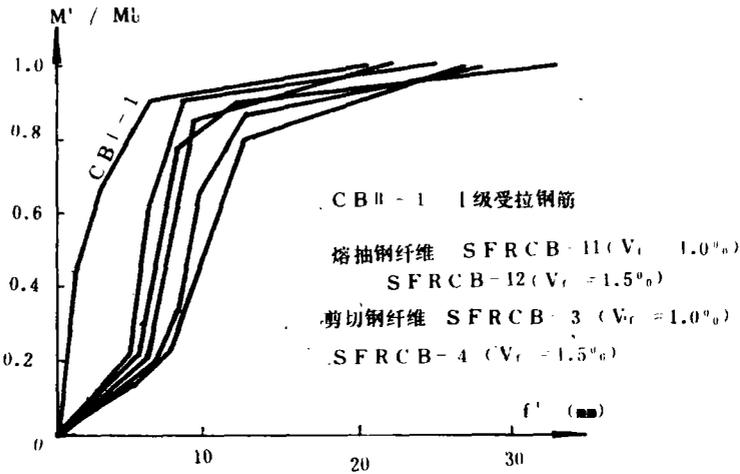


图 3(b) $M^t/M_u^t-f^t$ 关系曲线

相同荷载作用下对比梁的小。配置 II 级钢的 SFRCB 多缝开裂，初始裂缝之间不断出现新的细小裂缝，裂缝间距、开展宽度减小，裂缝延伸缓慢，到受拉钢筋屈服后才迅速向上延伸，并穿过叠合面。而二阶段受力对比梁中裂缝在受拉钢筋屈服前就穿过叠合面，总的延伸高度大。

综上所述，预制部分掺钢纤维的叠合梁由于二阶段受力，仍然存在受拉钢筋“应力超前”现象。但因钢纤维的掺入，其“应力超前”效应得到减缓。

2.2 受压混凝土“应变滞后”现象

以配置 II 级钢的试验梁为例，绘出 M^t/M_u^t 与受压混凝土压应变实测值 ϵ_{ca}^t 的关系曲线，如图 4 所示。从图中看到：在相同 M^t/M_u^t 值下，预制部分掺钢纤维的叠合梁的 ϵ_{ca}^t 最小，二阶段受力对比梁的 ϵ_{ca}^t 居中，一阶段受力对比梁的 ϵ_{ca}^t 最大。

对试验梁的实测极限压应变值 ϵ_{cu}^t 予以分析得到：对 2 根二阶段受力对比梁，平均值 $\bar{\epsilon}_{cu}^t = 0.0030$ ，均方差 $\sigma = 0.000539$ ，变异系数 $C_v = 0.178$ ；对 17 根预制部分掺钢纤维的叠合梁：

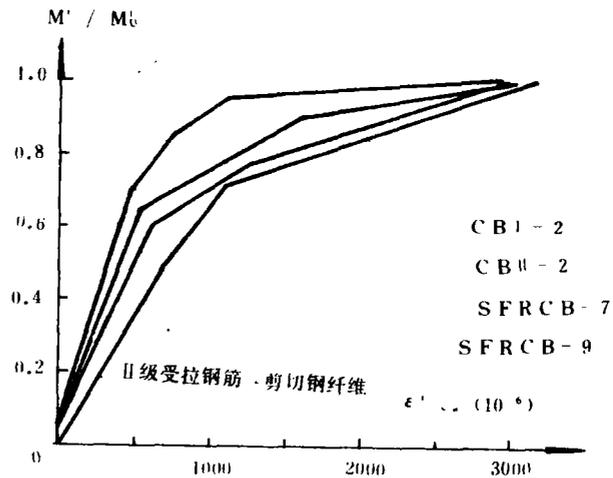


图 4 $M^t/M_u^t-\epsilon_{ca}^t$ 关系曲线

$\bar{\epsilon}_{cu}^t = 0.0026$ ， $\sigma = 0.000538$ ， $C_v = 0.224$ 。此处 $\bar{\epsilon}_{cu}^t$ 偏低的原因，作者分析如下：第一，预

制部分的钢纤维,限制了弯曲裂缝向上延伸的高度,增大了受压混凝土面积,减小了应变梯度,削弱了纤维间的约束。第二,有的试验梁因加载点处受压混凝土被压碎而告破坏,应变测量标距范围内 ϵ_{ca}^t 没达到极限值。此外,由于试验条件和混凝土本身的离散性所造成。

以上分析表明,预制部分掺钢纤维的叠合梁中受压混凝土“应变滞后”现象不仅存在,而且更明显,并延续到梁破坏阶段。因此,在第二阶段荷载作用下,SFRCB的受拉钢筋应力、挠度的增长比相应对比梁的更慢。

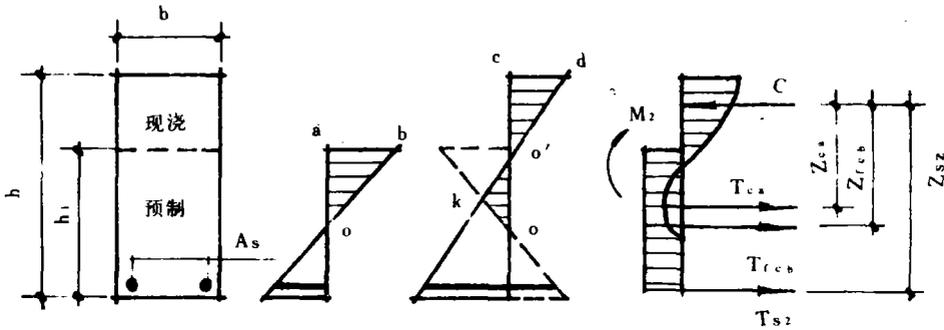
2.3 荷载预应力

如图5所示,叠合前预制梁在弯矩 M_1 作用下载面压应变为 Δabo (图(b))叠合后在弯矩 M_2 作用下载面压应变为 $\Delta cdo'$ (图(c))。o'轴以下的一部分“拉应变” $\Delta oo'k$ 实际上是叠合前压应变 Δabo 的一部分恢复。它可承受一部分叠合后外弯矩所产生的拉应力。由此可见,SFRCB截面内亦存在“荷载预应力”。如图(d)所示,在 M_2 作用下,由静力平衡条件得到:

$$C = T_{ca} + T_{fcb} + T_{s2} \quad (2)$$

$$M_2 = T_{ca} Z_{ca} + T_{fcb} Z_{fcb} + T_{s2} Z_{s2} \quad (3)$$

式中: T_{ca} 为荷载预应力合力; T_{fcb} 为拉区钢纤维与混凝土粘结所产生的拉力; T_{s2} 为 M_2 作用下受拉钢筋增加的合力。此平衡方程式与普通钢筋混凝土叠合梁的不同在于增加了 T_{fcb} 一项。



(a) 叠合梁截面 (b) 叠合前应变图 (c) 叠合后应变图 (d) 叠合后应力图

图5

2.4 破坏阶段特性

在SFRCB开裂后,裂缝所在截面受拉区钢纤维的增强作用逐渐增大,拉力由钢纤维和受拉钢筋共同承担。当荷载达到极限荷载的89%左右时,受拉钢筋屈服,拉区裂缝迅速扩展并沿梁高向上延伸,中和轴上移,受压区高度减小,挠度急剧增大。最后,受压区混凝土出现水平裂缝,或在加载点处被压碎;裂缝处钢纤维拔出,梁宣告破坏。破坏具有弯曲破坏的特性。

2.5 受拉钢筋应力限值公式的建立

如前所述,二阶段受力SFRCB仍然存在受拉钢筋“应力超前”现象。为与《规范》GBJ10-89协调,参照公式(1),本文建议SFRCB受拉钢筋应力限制条件如下:

$$\sigma_{fs} = \sigma_{fs1} + \sigma_{fs2} \leq 0.9fy \quad (4)$$

式中符号意义同公式(1)，脚标 f 表示梁中掺了钢纤维。

分析表明，钢纤维的掺入减缓了受拉钢筋“应力超前”效应。为分析减缓的幅度，就受拉钢筋应力实测值与计算值之比，对预制部分掺钢纤维的叠合梁和普通钢筋混凝土叠合梁进行了比较^[3]，参照文献[6]，将表 1 中的 $\sigma_{fs1}^i / \sigma_{s1}^c$ 和 $\sigma_{fs2}^i / \sigma_{s2}^c$ 值绘制以 $\frac{l_f}{d_f} V_f$ 为自变量的直角坐标系中，如图 6 所示。按最小二乘法进行线性回归得

$$\sigma_{fs1}^i / \sigma_{s1}^c = 1.041 - 0.469 \frac{l_f}{d_f} V_f \quad r = 0.768 \quad \text{显著水平 } \alpha = 0.01$$

$\sigma_{fs2}^i / \sigma_{s2}^c$ 的平均值为 0.78， $C_v = 0.185$ ，于是有，

$$\sigma_{fs1}^i + \sigma_{fs2}^i = (1.041 - 0.469 \frac{l_f}{d_f} V_f) \sigma_{s1}^c + 0.78 \sigma_{s2}^c \leq 0.9 f_y$$

为方便《规程》^[6]的使用，并为安全起见，本文建议的受拉钢筋应力限值公式为：

$$\sigma_{fs} = (1 - 0.4 \frac{l_f}{d_f} V_f) \sigma_{s1}^c + 0.78 \sigma_{s2}^c \leq 0.9 f_y \quad (5)$$

式中 σ_{s1} 、 σ_{s2} 符号意义同公式(1)。

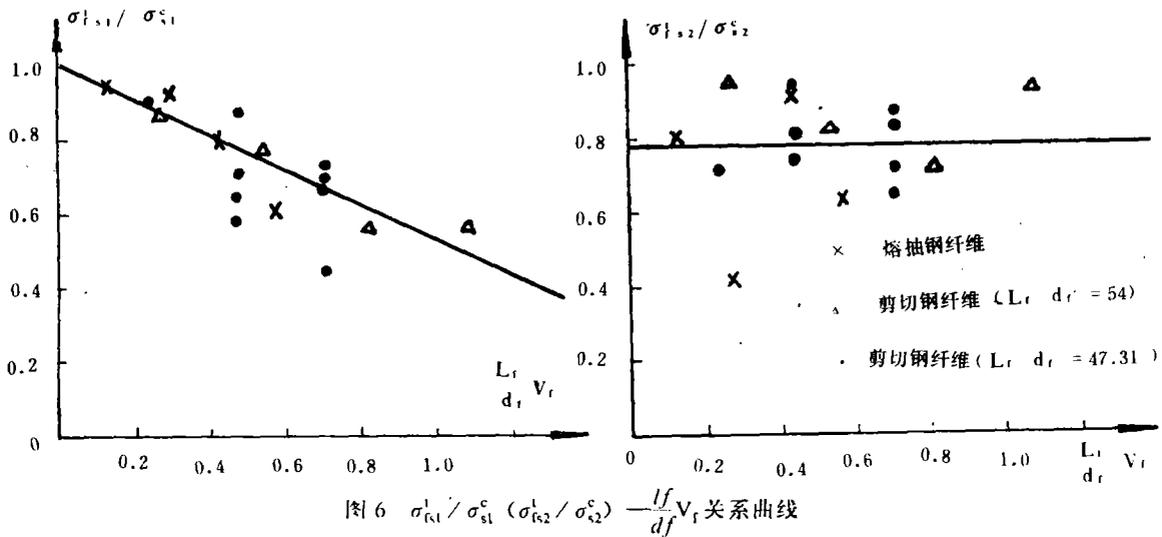


图 6 $\sigma_{fs1}^i / \sigma_{s1}^c$ ($\sigma_{fs2}^i / \sigma_{s2}^c$) — $\frac{l_f}{d_f} V_f$ 关系曲线

2.6 综合效益分析

与预应力受拉钢筋相比，预制部分掺入的钢纤维提高了叠合梁的使用荷载^[3]，并在梁开裂后，对抑制裂缝扩展、提高刚度的效果好。与普通钢筋混凝土叠合梁比较，预制部分掺钢纤维的叠合梁具有如下优点：(1)开裂荷载提高了约 35%，裂缝宽度减小。(2)叠合梁的刚度增强了，抵抗变形的性能优越。(3)受拉钢筋“应力超前”效应得到减缓，梁的使用性能和受力性能得到改善。(4)极限承载力提高了 20%。

从一次投资看，钢纤维的掺入提高了构件的成本^[3]。但由于叠合梁的各种性能得到了改善，从长期使用观点出发，将获得良好的综合效益和社会效益。如果能生产出价廉质优

的钢纤维,将有利于钢纤维的推广应用。

3 主要结论

3.1. 钢纤维的掺入,提高了叠合梁的开裂荷载,减小了裂缝宽度。

3.2 钢纤维的掺入,减缓了受拉钢筋“应力超前”效应,改善了叠合梁的受力性能和正常使用性能。受拉钢筋应力限值公式为:

$$\left(1 - 0.4 \frac{V_r}{d_r}\right) \sigma_{s1} + 0.78 \sigma_{s2} \leq 0.9 f_y$$

3.3 预制部分掺钢纤维的叠合梁的承载力提高了20%。

参 考 文 献

- [1] 周旺华. 装配整体梁板设计方法的试验研究. 建筑结构学报. 1982年第6期
- [2] 混凝土结构设计规范 GBJ10-89. 中国建筑工业出版社. 1989年
- [3] 徐礼华. 配筋钢纤维混凝土叠合梁正截面强度与变形试验研究. 硕士学位论文. 武汉工业大学 1991.1
- [4] Teer-Tong Lim, P. Paramasivam, and Seng-lip Lee, Fellow ASCE. BEHAVIOR OF REINFORCED STEEL-FIBER-CONCRETE BEAMS IN FLEXURE. Journal of Structural Engineering. Vol.113. No.12 December 1987
- [5] [美] D.J. 汉南特著. 陆建业译. 纤维水泥与纤维混凝土. 中国建筑工业出版社. 1986
- [6] 钢纤维混凝土结构设计与施工规程编制组. 钢纤维混凝土结构设计与施工规程. 送审稿 1990.9

Experimental Study on the Bearing properties of Steel Fiber Reinforced Concrete Composite Beams

Xu Lihua

Li Shujin

(Wuhan Technical University of Surveying and Mapping) (Wuhan University of Technology)

Abstract: In this paper, the bearing properties of SFRC composite beams in flexure was investigated, and the effects of steel fibers on the phenomena of “stress excess of tensile steel” was analyzed, by testing 21 specimens of composite beam. The paper presented the formula for controlling the stress of tensile steel of SFRC composite beams.

Key Words: steel fiber reinforced concrete composite beam, stress excess of tensile steel, Strain Lay of added concrete.