

# 鋼繊維を用いた鉄筋コンクリートばりのせん断耐荷力

## SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAM WITH STEEL FIBER

原田修輔\*・二羽淳一郎\*\*・岡村 甫\*\*\*

By Shuhsuke HARADA, Junichiro NIWA and Hajime OKAMURA

This research work was intended to clarify the effects of steel fiber by way of shear reinforcement and furthermore to formulate equation of shear strength for design, considering the case of applying it to reinforced concrete structural member. Several testes of beam specimens were carried out so as to obtain fundamental informations regarding ultimate shear strength and shear failure mode. Based on test results, mechanism of shear resistance has been considered from macroscopic viewpoint, comparing with a case of normal reinforced concrete beam without web reinforcement. In consequence, experimental equation of shear strength, evaluating effects of steel fiber on shear reinforcement in terms of volume contents of steel fiber, has been proposed by modifying already formulated equation of shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement.

### 1. 序 論

鋼繊維を使用したコンクリートに関する研究は、古くから行われており、鋼繊維を使用することにより、コンクリートの材料特性、たとえば、せん断強度、引張強度特性等が大幅に改善されることが報告されている<sup>1)</sup>。また、最近では長年の研究成果によって、土木学会より、『鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)<sup>2)</sup>』が制定されるに至っている。しかしながら、これまでの研究は鋼繊維補強コンクリートの材料特性や施工に関するものが主体であって、これをコンクリート構造部材に適用した場合の部材の力学的性状に関する研究は少ないのが現状である。たとえば、鋼繊維を構造部材のせん断補強に使用した場合に、その効果が定量的に十分に解明されているとはいえない。その結果として、鋼繊維補強コンクリート構造物のせん断に対する設計においても、鋼繊維のせん断補強特性を合理的に反映させるまでには至らなかった。

本研究は、鋼繊維をコンクリート構造部材に使用した場合について、鋼繊維のせん断補強効果を明らかにするための基礎資料を得る目的で、従来のスターラップ等の腹鉄筋の代わりに、鋼繊維のみをせん断補強材として使用した数種のはり供試体を製作し、これらの破壊形式・破壊耐力について検討するとともに、これらのせん断耐荷力の定量化を試みたものである。

### 2. 実験概要

本研究では、鋼繊維補強鉄筋コンクリートはり供試体における鋼繊維のせん断補強効果を検討するために、これに対して影響を及ぼすパラメーターとして鋼繊維の添加率 ( $V_f$ )、鋼繊維の種類、せん断スパン有効高さ比 ( $a/d$ )、鉄筋比 ( $p$ )、有効高さ ( $d$ )、コンクリート強度 ( $f'_c$ )、支圧板の長さ ( $r$ ) を取り上げ、これらをそれぞれ2~4種類に変化させた。これらのパラメーターを相互に組み合わせた供試体の諸元を表-1に示す。実験で使用した材料のうち、鋼繊維は一般に市販されているせん断繊維のもので、S社製波型異形鋼繊維 (0.5×0.5×30 mm) とK社製フラット鋼繊維 (0.5×0.5×30 mm) である。主鉄筋はSD 35であり、D 16とD 22の2種類を使用した。  $a/d$  が1.5以下の供試体の場合、主鉄筋の定着を確実にするために主鉄筋をはり端部まで

\* 正会員 工修 住友セメント(株)中央研究所研究員  
(〒274 船橋市豊富町 585)

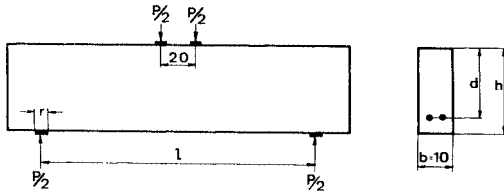
\*\* 正会員 工博 東京大学講師 工学部土木工学科  
(〒113 文京区本郷 7-3-1)

\*\*\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科  
(同上)

表一 供試体諸元および試験結果

No.	a/d	h	d	p	$f_y$	$f_c$	$\hat{Q}$	r	SF	Vf	Pcr	Pu	Mode
T1	3.5	15	11.5	1.73	409	38.2	100.5	10	K	0.75	38.8	44.1	FT
T2	3.5	25	21.5	3.60	383	38.2	170.5	10	K	0.75	78.4	89.0	SS
T3	1.5	15	11.5	3.48	409	38.0	54.5	10	S	0.75	68.6	195.2	FT
T4	1.5	25	21.5	1.85	409	38.0	84.5	10	S	0.75	78.4	208.9	AT
T5	1.5	15	11.5	1.73	409	40.2	54.5	10	K	1.50	58.8	110.8	FT
T6	1.5	25	21.5	3.60	383	40.2	84.5	10	K	1.50	112.7	313.8	SS
T7	3.5	15	11.5	3.48	409	39.3	100.5	10	S	1.50	53.9	81.4	FT
T8	3.5	25	21.5	1.85	409	39.3	170.5	10	S	1.50	58.8	83.2	FT
T9	3.5	15	11.5	1.73	409	51.8	100.5	10	K	0.75	36.8	47.1	FT
T10	3.5	25	21.5	3.60	383	51.8	170.5	10	K	0.75	68.6	112.8	SS
T11	1.5	15	11.5	3.48	409	54.6	54.5	10	S	0.75	78.4	205.9	FT
T12	1.5	25	21.5	1.85	409	54.6	84.5	10	S	0.75	107.8	223.6	AT
T13	1.5	15	11.5	1.73	409	56.8	54.5	10	K	1.50	68.6	126.5	FT
T14	1.5	25	21.5	3.60	383	56.8	84.5	10	K	1.50	137.2	387.4	FT
T15	3.5	15	11.5	3.48	409	57.0	100.5	10	S	1.50	58.8	80.4	FT
T16	3.5	25	21.5	1.85	409	57.0	170.5	10	S	1.50	78.4	95.1	FT
B1	1.5	15	11.5	3.48	409	21.8	54.5	10	S	0.75	44.1	137.3	FC
B2	1.5	25	21.5	1.85	409	21.8	84.5	10	S	0.75	78.4	179.5	AT
B3	3.5	15	11.5	3.48	409	24.0	100.5	10	S	1.50	41.7	55.9	SS
B4	3.5	25	21.5	1.85	409	24.0	170.5	10	S	1.50	80.6	61.8	SS
B5	3.5	15	11.5	1.73	409	23.7	100.5	10	K	0.75	29.4	48.1	FT
B6	1.5	15	11.5	3.48	409	24.1	54.5	10	S	0.75	49.0	154.9	AC
B7	1.5	25	21.5	1.85	409	24.1	84.5	10	S	0.75	73.5	176.5	SS
B8	1.5	15	11.5	1.73	409	26.1	54.5	10	K	1.50	49.0	108.9	FT
B9	1.5	25	21.5	3.60	383	25.1	84.5	10	K	1.50	98.0	258.0	AC
B10	3.5	15	11.5	3.48	409	27.8	100.5	10	S	1.50	44.1	56.9	SS
B11	3.5	25	21.5	1.85	409	27.8	170.5	10	S	1.50	49.0	65.7	SS
S1	3.5	35	31.0	3.78	383	48.2	237.0	10	S	1.50	117.6	162.8	SS
S2	1.5	35	31.0	3.78	388	48.2	113.0	5	S	1.50	171.5	308.9	SS
S3	1.22	35	27.5	4.26	383	40.2	87.2	5	S	1.29	147.0	382.5	SS
S4	1.0	45	39.0	3.97	384	44.0	98.0	10	K	0.75	186.0	679.8	SS

unit:h,d, $\hat{Q}$  [cm],p,Vf[%], $f_y$ , $f_c$ [MPa],Pu,Pcr[kN]  
 SF:Type of Steel Fiber K:Flat Fiber(0.5X0.5X30mm) S:Waved Fiber(0.5X0.5X30mm)  
 Mode FT:Flexural Tension FC:Flexural Compression SS:Shear Slip  
 AT:Arch Tension AC:Arch Compression



図一 供試体形状

伸ばし、支点の外側にて曲げ上げて使用するが、もしくは支点の外側にスターラップを配置することによって、定着破壊を生じないように配慮した。実験で使用した鋼繊維補強コンクリートは骨材最大寸法が15mmで、目標スランプは $12 \pm 2$  cmである。また、目標空気量は $4 \pm 0.5$  %としAE助剤にて調整したが、一部10%程度となったケースもある。表一に実験に使用した鋼繊維補強コンクリートの示方配合を示す。

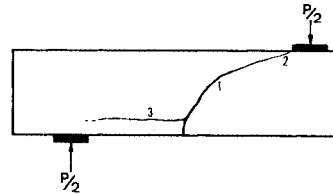
鋼繊維は、あらかじめ可傾式ミキサーにて練り混ぜておいたプレーンコンクリート中に、ファイバーボールができないように、10mmフルイにてよく分散させながら混入した。鋼繊維コンクリートの型枠への打設は、鋼繊維の配向がランダムになるようにパイプレーターにて型枠振動を与えながら行った。供試体の養生は、脱型後3~8週間程度、実験室内にて湿空養生を行った。

はり供試体の荷重方法は、図一に示すような2点荷重である。所定のスパン間隔( $l$ )のテフロン支承の上に、供試体を配置し、供試体の上面にローラー支承を等モーメント区間が20cmとなるように左右両せん断スパン

表二 実験に使用したコンクリートの示方配合

配合	W/c (%)	s/a (%)	繊維量 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						供試体	
				W	C	S	G	SF	減水剤		AE助剤
1	55	58	K-0.75	203	368	983	708	59	0.923	0.3A	T-1,2,S-4
2	55	58	S-0.75	203	368	983	708	59	0.923	0.3A	T-3,4
3	55	85	K-1.5	207	376	1055	577	118	0.940	0.3A	T-5,6
4	55	85	S-1.5	207	376	1055	577	118	0.940	0.3A	T-7,8,S-1,2
5	40	52	K-0.75	190	475	835	782	59	1.188	0.3A	T-9,10
6	40	52	S-0.75	190	475	835	782	59	1.188	0.3A	T-11,12
7	40	62	K-1.5	208	515	938	582	118	1.288	0.3A	T-13,14
8	40	62	S-1.5	208	515	938	582	118	1.288	0.3A	T-15,16
9	55	58	S-0.75	198	360	925	768	59	0.900	20A	B-1,2
10	55	85	S-1.5	207	376	1055	577	118	0.940	20A	B-3,4
11	40	52	K-0.75	186	465	844	791	59	1.163	20A	B-5
12	40	52	S-0.75	186	465	844	791	59	1.163	20A	B-6,7
13	40	62	K-1.5	208	515	938	582	118	1.288	20A	B-8,9
14	40	62	S-1.5	204	510	942	586	118	1.275	20A	B-10,11
15	60	60	S-1.2	210	350	958	668	94	0.875	0.2A	S-3

\*Pozzolith No.5L \*2 A303



図二 a/d=3.5の場合のせん断破壊例

に設置し、これに荷重分配けたを配することにより、左右両せん断スパンにせん断力が均等に作用するように配慮した。

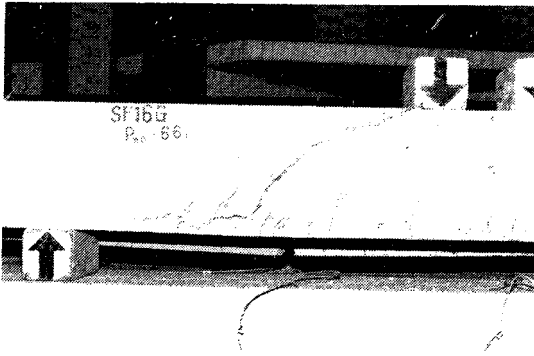
荷重は、ロードセルにて荷重を検出しながら、変位制御の200t万能試験機にて行い、各荷重ステップにて載荷点直下、および支点直上における変位の測定と両スパンにおけるひびわれの追跡を行った。

### 3. 鋼繊維でせん断補強した鉄筋コンクリートばりのせん断破壊形式

表一に示した各供試体のせん断破壊形式を、実験的に異なる破壊モードが観察された、 $a/d=3.5$ の場合と $a/d=1.5$ の場合について分けて説明する。

#### (1) a/d=3.5の場合のせん断破壊形式

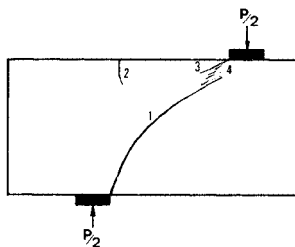
この場合のせん断破壊形式は、いずれも図二に示すような斜め引張破壊であった。すなわち、斜めせん断ひびわれ(1)が発生した後、これが載荷点近くまで発達し、最終的にはこの斜めせん断ひびわれが供試体上縁に突き抜けるようになり、供試体がこのひびわれに対して上下にずれるように破壊する形式であった。この破壊形式において、斜めせん断ひびわれが供試体上縁に突き抜けた後(2)、主鉄筋に沿う割裂ひびわれ(3)がみられた。このような破壊は、急激に起こったもので斜めせん断ひびわれの発生荷重と最終耐力との差は大きくはなかった(写真一)。



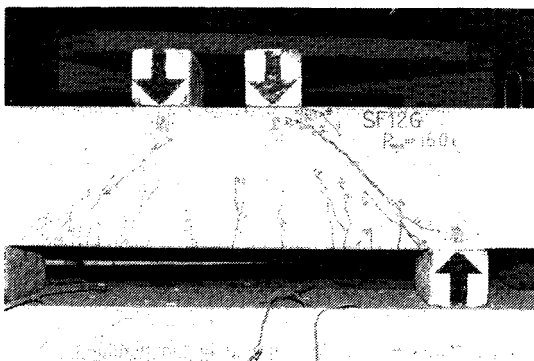
写真一 a/d=3.5 の場合のせん断破壊例

(2) a/d=1.5 の場合のせん断破壊形式

この場合のせん断破壊形式は、いずれの供試体も図一三に示すように斜めせん断ひびわれ、あるいは曲げせん断ひびわれが起因となって耐力を失う破壊形式であった。これらの破壊形式は、斜めせん断ひびわれ(1)が発生したのち、このひびわれが載荷点近くまで発達するが、a/d が 3.5 のはりの場合のようにただちに供試体上縁に突き抜けることはなく、最終耐力近くで載荷点の支圧板の端部における供試体上面よりひびわれ(3)が発生し、最終的にこの付近のコンクリートが圧縮破壊(4)してきて、これら上下面からの両ひびわれ間をリンクするように供試体が上下にずれて破壊する形式であった。



図一三 a/d=1.5 の場合のせん断破壊例



写真二 a/d=1.5 の場合のせん断破壊例

斜めせん断ひびわれが発生するのは、最終耐力に比べ比較的低い荷重レベルであって、一般にいわれるタイドアーチ的耐荷機構に移行するため、斜めせん断ひびわれの発生から破壊までかなり耐力能力があることが認められた(写真一2)。

4. 鋼繊維でせん断補強した鉄筋コンクリートばりのせん断耐力の定量化

鉄筋コンクリートばりに対して、鋼繊維をせん断補強材として使用した場合、鋼繊維のせん断補強効果としては以下のようなことが考えられる。

- i) ひびわれ面に存在する鋼繊維のブリッジ効果、およびひびわれ幅の増加を制限する効果により、ひびわれ面でのせん断力伝達能力が大きくなる。
- ii) 主鉄筋に沿った割裂破壊を防ぎ、dowel action の効果を大きくする。
- iii) ひびわれが、圧縮部へ発達することを拘束する。

これら i) ~ iii) の鋼繊維のせん断補強効果と、前述の鋼繊維でせん断補強を行った鉄筋コンクリートばりの実験的に観察される破壊形式とを勘案すれば、せん断力に対する耐荷機構は a/d が 3 以上の場合と a/d が 3 未満の場合とは当然異なるものと思われる。したがって、せん断耐力の定量化は、それぞれの場合について分けて行うことが合理的である。また、鋼繊維補強鉄筋コンクリートばりのせん断破壊性状が通常のせん断補強のない鉄筋コンクリートばりの破壊性状にある程度類似していることからみて、腹部をせん断補強しない場合のせん断耐力を基本とし、これに鋼繊維でせん断補強した場合の効果を取り入れていくこととした。

(1) a/d ≥ 3 の場合のせん断耐力の定量化

鉄筋コンクリートばりにおける鋼繊維補強コンクリートのせん断補強効果を定量化するためには、まず最初に腹部を補強しない場合のせん断耐力を正確に把握することが必要である。a/d が 3 以上の範囲において、腹部を補強しない鉄筋コンクリートばりのせん断耐力の推定式は、すでに精度のよいものがいくつか得られている。ここでは、土木学会『コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)<sup>3)</sup>』にも採用されている式(1)に示すような岡村・楳貝が提案している式<sup>4)</sup>を使用して検討することとした。

$$a/d \geq 3 \text{ において}$$

$$V = 0.2 \cdot b_w \cdot d \cdot f'_c{}^{2/3} (0.75 + 1.4 d/a) \cdot (\beta_a + \beta_p + 1) \dots\dots\dots (1)$$

$$\beta_a = (1/d)^{1/4} - 1 \quad (d \leq 1.1)$$

$$\beta_p = (100 p)^{1/2} - 1 \quad (\leq 0.732)$$

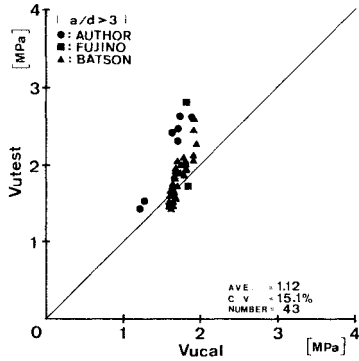
ここに、V：せん断耐力(MN)、p：鉄筋比( $A_s/b_w d$ )、d：有効高さ(m)、 $f'_c$ ：圧縮強度(MPa)、

$a/d$ ：せん断スパン有効高さ比，

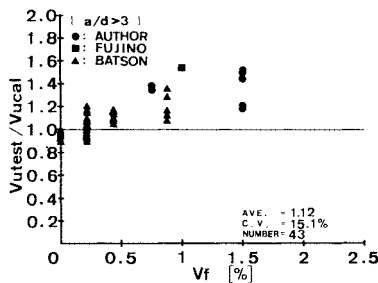
$b_w$ ：ウェブの幅 (m)， $A_s$ ：引張鉄筋量 ( $m^2$ )

この式 (1) を表—1 に示した今回の実験結果，および既往の研究結果<sup>5)~7)</sup>に適用して整理したものが図—4 である。なお既往の研究のうち，Batson らは鋼繊維として Round Fiber ( $\phi 0.25 \times 25.4 \text{ mm}$ ) または，6.3 mm ごとに折れ曲がった Crimped Fiber ( $25.4 \times 0.38 \times 0.63 \text{ mm}$ ) を使用しており，一方，藤野らは異形カットワイヤー ( $\phi 0.5 \times 32 \text{ mm}$ ) を使用している。この図より，せん断耐荷力の実験値と式 (1) による推定値との比率，すなわち  $V_{utest}/V_{ucal}$  について検討すると，平均値 1.12，変動係数 15.1% であった。このように，鋼繊維でせん断補強を行った場合は，せん断補強を行わない場合よりも，10% 程度せん断耐荷力が増加する傾向が認められ，また，バラツキも大きくなることが認められた。

また， $V_{utest}/V_{ucal}$  と鋼繊維添加率  $V_f$  の関係について示したものが図—5 である。この図より，鋼繊維添加率が增大するにつれて， $V_{utest}/V_{ucal}$  の値も，増大する傾向が認められる。このように， $a/d$  が 3 以上の場合，鋼繊維によるせん断補強効果は，鋼繊維の添加率の増加とともに増大していくことが認められるのである。したがって，鋼繊維のせん断補強効果を評価するために，鋼



図—4 せん断耐荷力実験値と式 (1) による推定値との関係 ( $a/d \geq 3.0$ )



図—5 式 (1) による  $V_{utest}/V_{ucal}$  と鋼繊維添加率の関係 ( $a/d \geq 3.0$ )

繊維添加率  $V_f$  を式 (1) 中のいずれかの項に導入することを検討した。

一般的に，腹部を補強しない鉄筋コンクリートばりの場合， $a/d$  が 3 以上となると鉄筋の定着部の破壊が，せん断破壊の支配的要因となることは少なく，ほとんどの場合，斜め引張型の破壊となる。今回の実験においても， $a/d = 3.5$  の場合，鋼繊維でせん断補強を行ったはり供試体は，いずれも斜め引張破壊した。これらのことから， $a/d$  が 3 以上の場合，鋼繊維のせん断補強効果は前述の i)~iii) の効果のうち，i) ひびわれ面におけるせん断力伝達能力を増大させる効果と，iii) 圧縮部へのひびわれの発達を拘束する効果，が大きいと考えられる。鋼繊維のせん断補強効果に関する，この仮定の妥当性を確認するために，表—3 中の図に示すように，はり供試体断面を圧縮部分・腹部部分・引張部分の 3 層に分け，各層ごとに鋼繊維で補強した層別補強供試体を作製し，これらのはり供試体のせん断耐荷力および破壊形式を比較検討した。表—3 は，これらの実験結果を示したものである。

表—3 層別補強供試体試験結果

供試体	$T_c$ (MPa)	鋼繊維補強場所 (cm)
圧縮部補強	2.19	
腹部補強	2.56	
引張部補強	1.78	
全断面補強	2.63	
(1) 式による推定値	1.68	供試体諸元は表-1のS1と同様

この表より，腹部のみを鋼繊維でせん断補強した場合は，断面全体を鋼繊維でせん断補強した場合とほぼ同等のせん断耐荷力を有しており，圧縮部のみを鋼繊維でせん断補強した場合も，若干のせん断耐荷力の低下にとどまることが認められた。一方，引張部のみをせん断補強した場合は，全く鋼繊維補強しない場合のせん断耐荷力と同程度であり，鋼繊維のせん断補強効果はほとんど認められなかった。このような傾向は，藤野・小林・魚本らの行った研究<sup>5)</sup>からも認められる。

これらの実験結果より，鉄筋コンクリートばりを鋼繊維でせん断補強した場合，はり断面内で最も補強が有効となる部分は腹部であり，次に圧縮部が有効であると考えられる。したがって，前述の仮定，すなわち， $a/d$  が 3 以上の場合の鋼繊維のせん断補強効果として，i) ひびわれ面でのせん断力伝達能力を増大する効果と，iii) 圧縮部へのひびわれの発達を拘束する効果，を考慮することは，ほぼ妥当なものであるといえる。

式 (1) で示されるせん断耐荷力推定式のうち， $\beta_d$  の項は，主としてひびわれ面でのせん断力伝達の効果を表すという物理的意味をもっていると考えられる<sup>8)</sup>。

そこで、この場合の鋼繊維のせん断補強効果つまり i) ひびわれ面でのせん断力伝達能力を増大させる効果と ii) 圧縮部へのひびわれの発達を拘束する効果を  $\beta_a$  の項に総合的に付加することを検討した。すなわち、 $\beta_a$  の項に鋼繊維添加率  $V_f$  の関数からなる補正項を導入し、みかけ上、有効高さ  $d$  を低減させて  $\beta_a$  の値を増加させることにより、鋼繊維のせん断補強効果を表現することにしたのである。

以上のことより、鋼繊維補強コンクリートを使用した鉄筋コンクリートばりのせん断耐荷力の推定式として、式 (1) の  $\beta_a$  の項を次のように修正した。

$a/d \geq 3$  に対して

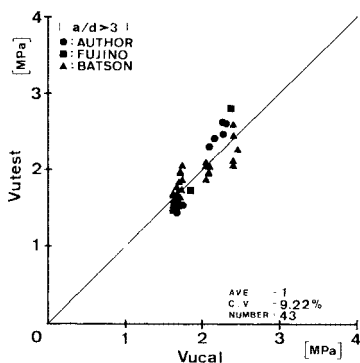
$$\beta_a = (\alpha \times 1/d)^{1/4} - 1$$

$\alpha$  :  $V_f < 0.2\%$  のとき、 $\alpha = 1$

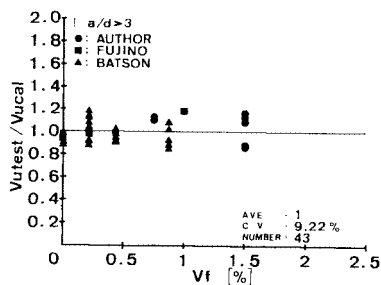
$\alpha$  :  $V_f \geq 0.2\%$  のとき、

$$\alpha = 1 + 7(V_f - 0.2)/(1 + V_f)$$

ここで、鋼繊維のせん断補強に対する効果を定量化するにあたり、鋼繊維の添加率が  $0.2\%$  以下ではこの効果は現われないと仮定した。これは、図一五に示すように Batson らの実験データでは、鋼繊維の添加率が約  $0.2\%$  以下では、せん断に対する補強効果が明確には認



図一六 せん断耐荷力実験値と修正式による推定値との関係 ( $a/d \geq 3.0$ )



図一七 修正式による  $V_{utest}/V_{uca1}$  と鋼繊維添加率との関係 ( $a/d \geq 3.0$ )

められないことに基づいている。また、小林ら<sup>9)</sup>も、ひびわれ発生に対する抵抗度には一定限度以上の鋼繊維の添加率が必要であることを指摘している。この補正項を導入した式を、今回の実験結果、および既往の研究結果に適用し、せん断耐荷力推定式の精度を検討したものが、図一六、図一七である。図一七より、鋼繊維添加率に関して式 (1) が、かなり精度よく補正されたことが確認された。また、図一六より、 $V_{utest}/V_{uca1}$  の平均値は  $1.0$ 、変動係数は  $9.22\%$  であり、上記のような  $\beta_a$  に関する補正は、鋼繊維のせん断補強効果を精度よく表現し得るものであると思われる。

この修正式は、せん断耐荷力に影響を及ぼす要因として、 $d$ 、 $a/d$ 、 $f'_c$ 、 $p$ 、 $V_f$  等については考慮しているものの、鋼繊維の種類については考慮していない。しかしながら今回の実験によれば、2種類の鋼繊維を使用したにもかかわらず、鋼繊維の種類がせん断耐荷力に及ぼす影響は認められなかった。したがって、通常、市販されているような良好な鋼繊維を使用すれば、その種類による影響については無視できるものと思われる。

(2)  $a/d < 3$  の場合のせん断耐荷力の定量化

$a/d$  が  $3$  未満の範囲において、腹部を補強しない鉄筋コンクリートばりのせん断耐荷力を求める式は、これまでに、Zsutty<sup>10)</sup>らによっていくつか示されているが、 $a/d$  の適用範囲が限定される等の難点があり、まだ精度のよい推定式は得られていない。これは、 $a/d$  が  $3$  未満の範囲において、主に、せん断破壊のメカニズムが複雑となることと、せん断耐荷力推定式の裏付けとなる実験データのばらつきが大きくなることによるものである。

著者らは、 $a/d$  が  $3$  以下の範囲の腹部をせん断補強しない鉄筋コンクリートばりに対して、そのせん断破壊メカニズムについて検討を行い、式 (2) に示すような、せん断耐荷力推定式を提案している<sup>11)</sup>。

$a/d < 3$  に対して

$$V = 0.25 \cdot b_w \cdot d \cdot f'_c{}^{2/3} \cdot (1 + \sqrt{100} p) \cdot (1 + 3.33 r/d) / [1 + (a+d)^2] \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $V$  : せん断耐荷力 (MN)、 $b_w$  : ウェブの幅 (m)、 $r$  : 支圧板の長さ (m)、 $f'_c$  : 圧縮強度 (MPa)、 $d$  : 有効高さ (m)、 $p$  : 鉄筋比 ( $A_s/b_w d$ )、 $A_s$  : 引張鉄筋量 ( $m^2$ )、 $a/d$  : せん断スパン有効高さ比

式 (2) を、既往の腹部を補強しない鉄筋コンクリートばりの実験結果に適用して、せん断耐荷力の実験値と推定値との比率  $V_{utest}/V_{uca1}$  と  $a/d$  との関係で示したものが、図一八である。この場合、変動係数は  $11.6\%$  であり、他の推定式の場合と比較して、せん断耐荷力の推定精度が向上していることが認められるので、ここで

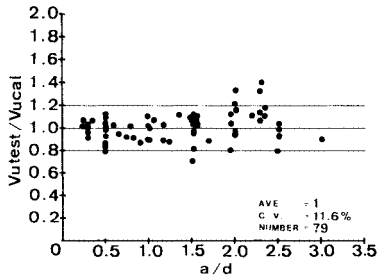


図-8 式(2)による推定精度 ( $a/d < 3.0$ )

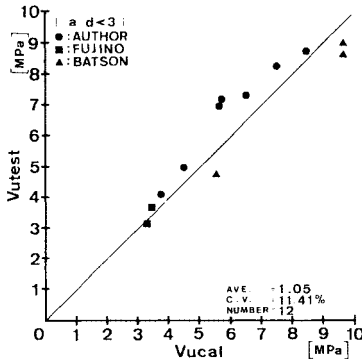


図-9 セン断耐力実験値と式(2)による推定値との関係 ( $a/d < 3.0$ )

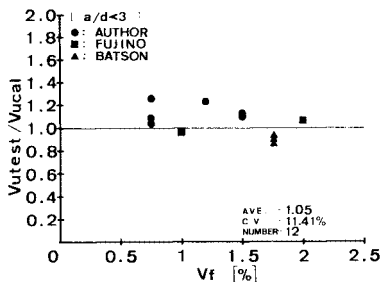


図-10 式(2)による  $V_{utest}/V_{ucai}$  と鋼繊維添加率との関係 ( $a/d < 3.0$ )

は式(2)を適用して検討していくこととした。

鋼繊維を鉄筋コンクリートばりのせん断補強材として使用した今回の実験結果や既往の研究結果に対して、式(2)で示すせん断耐力推定式を適用して整理したものが図-9である。この図より、 $V_{utest}/V_{ucai}$ の平均値は1.05、変動係数は11.4%であった。また、 $V_{utest}/V_{ucai}$ と鋼繊維添加率  $V_f$ との関係を示したものが、図-10であるが、 $V_f$ に関しては特に明確な傾向は認められなかった。これらの図が示すように、鋼繊維でせん断補強した場合も平均値、ばらつきの両者ともに腹度をせん断補強しない場合とほとんど差がない。

このように、式(2)は鋼繊維でせん断補強を行った

鉄筋コンクリートばりのせん断耐力の推定に対して、鋼繊維を使用しない場合のせん断耐力の推定精度と同程度であることが認められる。したがって、今回収集した  $1 \leq a/d \leq 2.5$  のデータの範囲では、鉄筋コンクリートばりに対する鋼繊維のせん断補強効果が、顕著には現われないと考えられる。このことは、 $a/d$  が1~2.5の範囲の、いわゆる Deep Beam や Short Beam のせん断破壊形式が、 $a/d$  が3よりも大きいスレンダーなばりのせん断破壊形式とは異なることに起因すると考えられる。今回、著者らが行った実験では、 $a/d$  が3未満におけるせん断破壊形式は、いずれも斜めせん断ひびわれが発生した後もかなり耐力能力があり、載荷板の下部あるいは支点の上部の圧縮部のコンクリートが破壊し、最終的に斜めせん断ひびわれが、供試体上縁に達するような形式であった。このことは、 $a/d$  が3よりも小さくなるに従って、斜めひびわれの発生以後に、はりがタイドアーチ的耐力機構に移行し、せん断ひびわれ面を通じてのせん断力の伝達が減少していき、むしろ圧縮力が載荷点から支承へと直接的に流れることにより、圧縮力を受け持つコンクリート部分が破壊し、これがせん断破壊の支配的要因となることを示しているものと思われる。

小林の研究によれば、鋼繊維補強コンクリートの材料特性のうち、引張強度やせん断強度は鋼繊維を混入することによってかなり増加するが、圧縮強度はほとんど増加しないことが明らかにされている<sup>12)</sup>。したがって、 $a/d$  が3以下のような範囲では、一般的に期待される鋼繊維のせん断補強効果、すなわち i) ひびわれ面でのせん断力伝達能力の増大、ii) dowel action の効果の増大、iii) 斜めひびわれの曲げ圧縮部分への発達の拘束、等は耐力機構がタイドアーチ的機構になるために、減少していくものと思われる。そして、この場合は、破壊形式が、極言すれば局部的な圧縮破壊となると考えられるのであるが、前述のように、鋼繊維が圧縮補強に対して有効ではないことにより、 $a/d$  の小さな範囲では鋼繊維のせん断補強効果は現われにくくなるものと思われる。

したがって、 $a/d$  が3よりも小さい範囲において、鋼繊維で腹度を補強した鉄筋コンクリートばりのせん断耐力も腹度を補強しない場合のせん断耐力推定式(式(2))によって、十分に推定可能であると考えられる。

## 5. 結 論

鋼繊維をせん断補強材として使用した鉄筋コンクリートばりのせん断破壊形式、せん断耐力および鋼繊維のせん断補強効果等を検討した結果、本研究の範囲におい

て、以下のような結論を得た。

(1)  $a/d$  が 3 以上の範囲において、せん断補強のないはりのせん断耐力に及ぼす鋼繊維のせん断補強効果が認められた。この場合の鋼繊維のせん断補強効果は、ひびわれ面でのせん断力伝達能力を増大させる効果、およびひびわれが圧縮部へ発達することを拘束する効果である。また、鋼繊維補強鉄筋コンクリートはりのせん断耐力は、腹部を補強しないはりのせん断耐力を、鋼繊維添加量によって補正して評価することができた。

(2)  $a/d$  が 3 よりも小さい場合、せん断補強のないはりのせん断耐力に及ぼす鋼繊維のせん断補強効果はほとんど認められなかった。したがって、この場合の鋼繊維補強鉄筋コンクリートはりのせん断耐力は、腹部を補強しない場合のせん断耐力推定式により、十分に推定可能であると考えられる。

(3) 本実験では一般に市販されている 2 種類の鋼繊維を使用した。これらの鋼繊維の種類の違いが鉄筋コンクリートばりにおけるせん断補強効果に及ぼす影響は、ほとんど認められなかった。したがって、一般に用いられている良好な鋼繊維を使用すれば、この影響は無視できるものと思われる。

(4) 本研究はマクロ的にせん断耐力に着目して、鋼繊維の補強効果について、定量化したものであり、最終的に設計に適用できることを目的としている。しかしながら、鋼繊維をせん断補強材として鉄筋コンクリートばりに使用した場合、そのせん断補強効果は鋼繊維補強コンクリートの打設方法、締め固め方法、構造物の部材の断面寸法、鋼繊維の寸法形状、配向等により、二次的な影響を受けることは容易に推察できる。したがって、さらに詳細なせん断耐力の算定には、鋼繊維の種類等の物理的要因や配向等の二次的な要因に対して、検討を重ねていくことが必要であろう。

謝 辞：研究の実施にあたり、鋼繊維の配合、その

他に関して貴重な助言を頂いた東大生研の小林一輔教授、ならびに鋼繊維を提供して頂いた住友金属（株）および川崎製鉄（株）に謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) たとえば、Fiber Reinforced Concrete, A. C. I. SP-44, May 1974.  
峰松・小林・魚本：鋼繊維補強コンクリートのせん断特性，JCI 第 3 回年次講演会論文集，1981-4。  
小林一輔：繊維補強コンクリート，土木施工，Vol. 19, No. 6, 1978-5.
- 2) 土木学会編：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー，第 50 号，1983-4.
- 3) 土木学会編：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，コンクリートライブラリー，第 52 号，pp. 241～243，1983-11.
- 4) Okamura, H. and Higai, T. : Proposed Design Equation For Shear Strength Of Reinforced Concrete Beams Without Web Reinforcement, Proc. of JSCE, 1980-8.
- 5) 藤野・小林・魚本：鋼繊維補強コンクリートを用いた RC 梁のせん断特性に関する基礎的研究，JCI 第 3 回年次講演会論文集，1981-4.
- 6) Batson, G., Jenkins, E. and Spatney, R. : Steel Fibers As Shear Reinforcement In Beams, ACI Journal, 1972-10.
- 7) 藤野秀夫：鋼繊維補強コンクリートを用いた RC ばりのせん断特性に関する研究，東京大学修士論文，1982-3.
- 8) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，(第 2 版) 共立出版，pp. 74～95.
- 9) 小林・趙：鋼繊維補強コンクリートのひびわれ拘束性能の試験方法，土木学会論文報告集，No. 300, 1980-8.
- 10) Zsutty, T. : Shear Strength Prediction For Separate Categories Of Simple Beams Test, ACI Journal, Feb. 1971.
- 11) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディーブビームのせん断耐力算定式の提案，第 2 回 JCI せん断コロキウム，1983-10.
- 12) 小林一輔：鋼繊維補強コンクリート—特性と応用—，オーム社，pp. 91～93.

(1983. 8. 20・受付)