

論文 RPC を用いたはり部材の曲げせん断性状

白井 一義^{*1}・棚野 博之^{*2}・福山 洋^{*3}・鹿毛 忠継^{*4}

要旨：圧縮強度 200N/mm^2 を有する繊維補強セメント系材料である RPC (Reactive Powder Concrete, 反応性粉体コンクリート) を用いて作成された RC はり部材の曲げせん断実験を行った。曲げ降伏先行型の部材において、鋼繊維 2% 混入の RPC はコンクリートの引張強度を考慮しない計算値と比較して最大耐力が 2 倍以上に増大し、部材の等価粘性減衰係数も大幅に増大した。せん断破壊型の試験体においては、繊維混入の RPC の使用は最大せん断耐力の増大に寄与し、鋼繊維 2% 混入の場合でせん断補強筋比 0.8~1% の増加に相当するせん断補強効果を得た。

キーワード：繊維補強コンクリート, 高強度コンクリート, 靱性

1. はじめに

RPC (Reactive Powder Concrete, 反応性粉体コンクリート) は、セメント、珪石質微粉末等の反応性粉体および細骨材を使用した複合材料である。粉体の最密充填による低水結合材比、および高温養生により 200N/mm^2 程度の圧縮強度が得られ、靱性を付与する目的で金属繊維または有機繊維が混入されている¹⁾。

RPC は橋梁等において一部実用化が始まっているが、今後 RC 造建築物の超高層化、大スパン化の流れの中で、RPC をはじめとする超高強度コンクリートの必要性はますます増大すると考えられる。本研究では RPC を建築構造物に適用するための基本的な力学的特性の一つとして、RPC を用いた RC はり部材の曲げせん断実験を行い、通常の高強度コンクリートを用いた場合との比較、繊維の有無による比較といった観点から破壊性状の検討を行う。

RPC の使用による曲げ降伏後の変形能の増大、および最大せん断耐力の増大を高強度コンクリート (HS) と比較して評価することとした。RPC は繊維なし (NF)、鋼繊維 2% 混入 (FM) および PVA 繊維 3% 混入 (FO) とした。一部の試験体はせん断補強筋量を $p_w=0$ から 0.67% まで変化させ、せん断補強筋量による最大せん断耐力の違いを検討した。

表-1 実験の組合せおよび試験体番号

破壊形式		曲げ型	せん断型			
鉄筋	主筋種類	SD345 (D13)	USD685 (D16)			
	引張鉄筋比 $p_t(\%)$	1.2	5.8			
	せん断補強筋比 $p_w(\%)$	0.33	0.33	0	0.67	
コンクリート	高強度コンクリート (HS) (60N/mm^2)	1. B-HS	5. S3-HS	—	—	
	RPC	繊維なし (NF)	2. B-NF	6. S3-NF	9. S0-NF	—
		鋼繊維 2% (FM)	3. B-FM	7. S3-FM	10. S0-FM	12. S6-FM
		PVA 繊維 3% (FO)	4. B-FO	8. S3-FO	11. S0-FO	—

2. 実験概要

2.1 要因・水準

実験の組合せを表-1 に示す。主筋量を変え、ることにより曲げ型とせん断型の水準を設け、

2.2 試験体形状

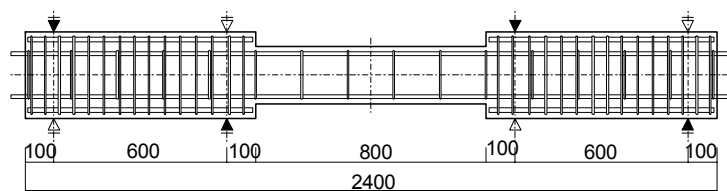
試験体形状を図-1 に示す。加力方式は大野式逆対称加力とした。主筋は曲げ型では 1 段、せん断型では 2 段に配筋した。

*1 太平洋セメント(株) 中央研究所 ダクトル開発グループ 博(工) (正会員)

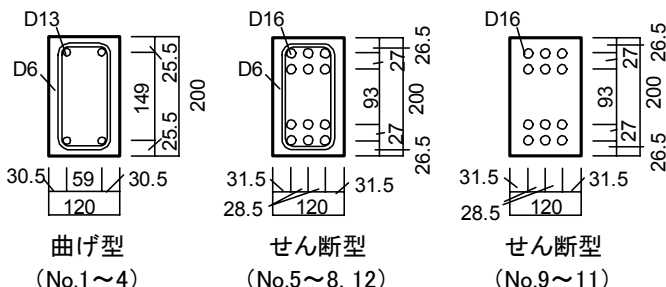
*2 独立行政法人建築研究所 材料研究グループ 工博 (正会員)

*3 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 工博 (正会員)

*4 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部 学博 (正会員)



曲げ型試験体配筋



図－１ 試験体形状

2.3 材料・調合

RPC の調合を表－２に、圧縮および曲げ性状を図－２に示す。FM は曲げひび割れ発生後も曲げ応力が増大し、その後滑らかに低下する。FO は曲げひび割れ発生時にいったん応力が低下するがその後曲げひび割れ時と同レベルまで回復する。RPC は練混ぜ時の均一性を確保するため、水と繊維以外の材料（セメント、珪石質微粉末、珪砂）をあらかじめ混合したプレミックス粉体とした。高強度コンクリートは調合強度 60N/mm^2 とし、表－３に示す調合とした。

表－２ RPC の調合* (kg/m^3)

	水**	RPC プレミックス	鋼繊維 $\phi 0.2 \times 15\text{mm}$ (2vol.%)	PVA 繊維 $\phi 0.3 \times 15\text{mm}$ (3vol.%)
NF	180	2297	—	—
FM	180	2297	157	—
FO	180	2297	—	39

*FM(鋼繊維 2vol.%)を標準的な調合としたため調合上の合計体積は NF が 0.98m^3 、FO が 1.01m^3 となる。

** 7kg/m^3 の高性能減水剤固形分を含む

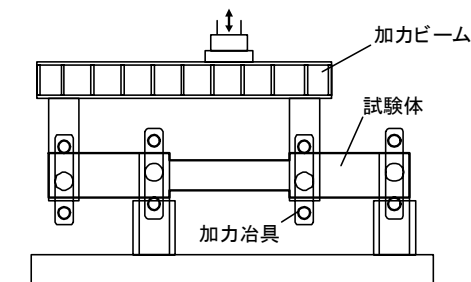
表－３ 高強度コンクリートの調合 (kg/m^3)

	水	セメント	細骨材	粗骨材*	混和剤**
HS	175	646	622	874	6.46

*最大寸法 10mm **高性能 AE 減水剤

2.4 製造

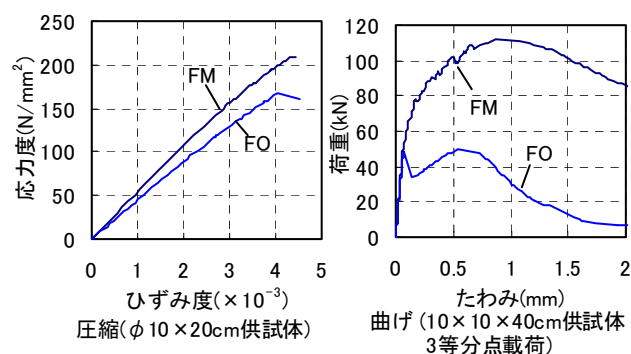
RPC の練混ぜは、100 リットルパン型ミキサーで行った。はり試験体への打ち込みは容易さを考えてはりを横倒しにした状態で行い、試験



図－３ 加力方法

表－４ 鉄筋試験結果

種類	降伏強度 (N/mm^2)	降伏時ひずみ度 ($\times 10^{-6}$)
D13	390	2162
D16	721	3992
D6	409	2603



図－２ RPC(FM,FO)の圧縮・曲げ性状の例

区間中央部から流し込んだ後、型枠にバイブレーターで数秒間振動を与えた。試験体は 20°C で 4 日間湿潤養生後に脱型し、さらに 90°C で 48 時間蒸気養生を行った。HS は脱型後材齢 28 日まで湿潤養生を行い、材齢 31 日および 35 日で加力を行った。

鉄筋強度を表－４に、コンクリート強度を表－５中に示す。なお D6 については明確な降伏棚を示さなかった。コンクリート強度試験は HS については試験時に $10 \times 20\text{cm}$ 供試体で行い、RPC については蒸気養生後に $5 \times 10\text{cm}$ 供試体で行った。また RPC の強度については調合水準ごとの値とした。

2.5 加力方法

加力装置を図－３に示す。加力には 500kN サーボ式加力装置を用い、試験体を上下にローラーの付いた加力治具で挟み、治具を加力用ビームを介して上下方向に加力することにより行った。載荷履歴は、原則として部材角 ± 1.25 (せん断型のみ)、 ± 2.5 、 ± 5 、 ± 10 、 ± 15 、 ± 20 、

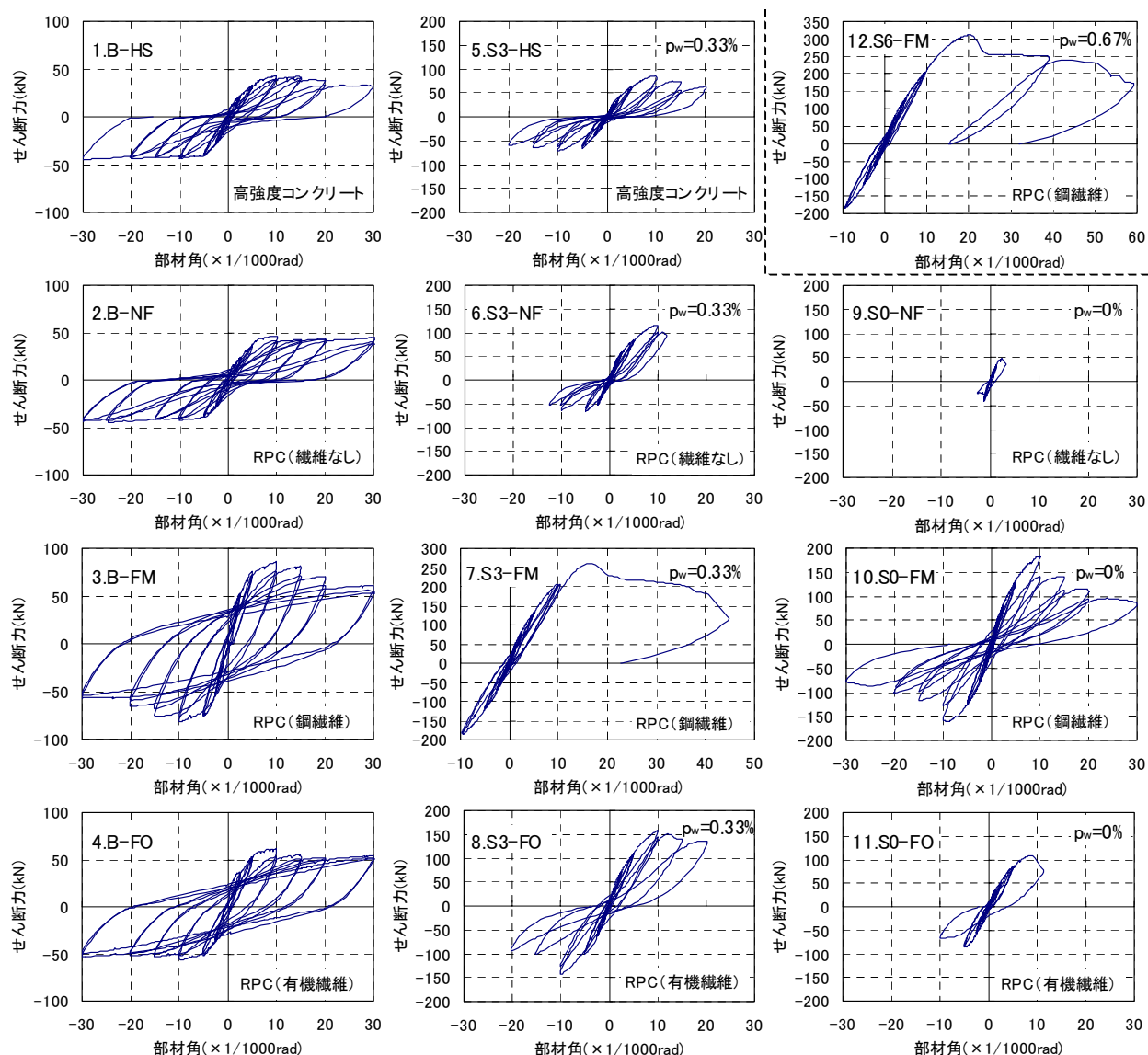


図-4 せん断力-部材角曲線

±30（いずれも単位×1/1000）を各2回繰り返してし、加力中の急激な耐力低下が生じた場合は適宜試験を終了させた。曲げ部材については30/1000終了後正方向に破壊するまで載荷した。

500kN 加力装置による最大せん断力（約200kN）で破壊しなかった試験体は、10MN 加力装置により単一方向に破壊するまで載荷した。

3. 実験結果

3.1 せん断力-部材角曲線

各試験体のせん断力-部材角曲線を図-4に示す。曲げ型（No.1～4）について比較すると、いずれの試験体も部材角 5/1000 付近で主筋が降伏し、10/1000 で最大耐力を示した。HS と

NF は最大耐力がほぼ同じであり、HS ではその後部材角の増加とともに耐力が低下した。FM および FO は最大耐力が高く、特に FM では NF の 1.8 倍、HS の 2 倍に達した。また FM および FO のせん断力-部材角曲線は理想的な紡錘形のループを描いており、エネルギー吸収能力の点で大きな効果が見込まれる。

せん断型の $p_w=0.33\%$ のシリーズ（No.5～8）については、HS は最大耐力後に正負とも徐々に耐力が低下したが、NF と FO では負側の耐力のみが大きく低下した。FM は 15/1000 をピークにせん断破壊したが、最大せん断耐力は NF の 2.2 倍、HS の 3 倍であった。 $p_w=0$ のシリーズ（No.9～11）では、NF、FO とも 10/1000 以下

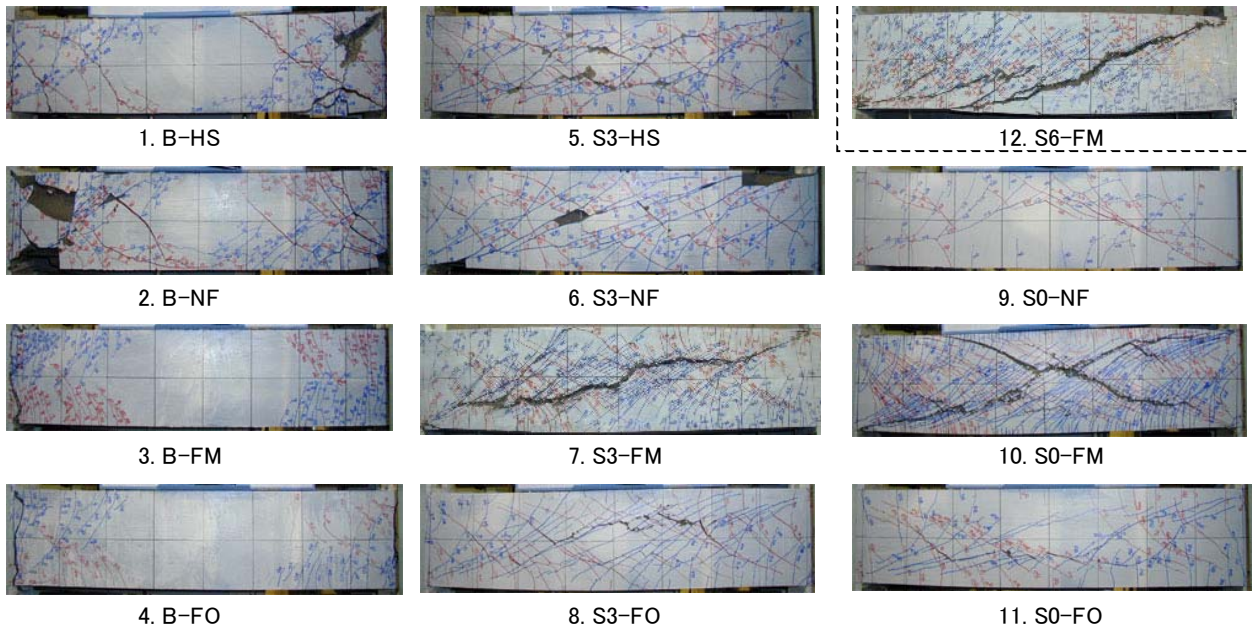


図-5 最終破壊状況

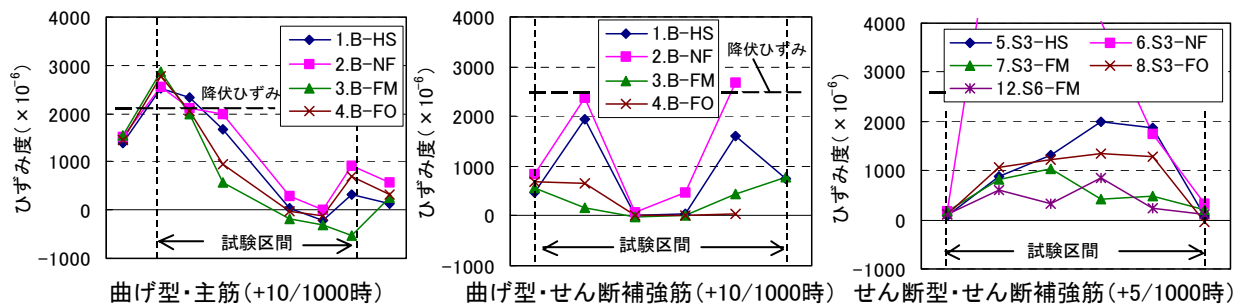


図-6 鉄筋ひずみ分布の例

の早い段階で破壊した。FM は 10/1000 で最大耐力を示した後、徐々に耐力低下した。 $p_w=0.67\%$ の No.12 (FM) は 20/1000 で最大耐力に達した。

3.2 ひび割れ状況

最終ひび割れ状況 (No.2～4 については -30/1000 の 2 回目終了時点) を図-5 に示す。曲げ型の HS および NF は、部材端部の曲げひび割れがせん断ひび割れに進展し、最終的に降伏ヒンジ領域でせん断破壊しており、両者とも端部が大きく欠落している。また、RPC は粗骨材を含まないため NF のひび割れは直線状である。FM および FO では、せん断ひび割れはほとんど進展していない。

せん断型の S3-HS では中央部にせん断ひび割れが発生し、最終的に 2 段目主筋に沿ってひび割れが生じている。S3-NF では荷重点を結ぶように直線的なひび割れが生じ、S3-FO では曲げひび割れから徐々にせん断ひび割れに進展して

いるが、両者とも正側のせん断ひび割れが卓越している。S0-NF および S0-FO は似たような壊れ方であり、両側からのせん断ひび割れが中央でつながり破壊している。鋼繊維を混入した S3-FM, S0-FM および S6-FM では多数の細かいひび割れが分散して入っており、ひび割れ間隔も小さい。せん断ひび割れがつながった後も耐力を保ち、最終的に 1 ヶ所にひび割れが集中し破壊している。

3.3 鉄筋ひずみ

曲げ型試験体の主筋およびせん断補強筋、せん断型試験体のせん断補強筋のひずみ分布の例を図-6 に示す。曲げ型試験体の主筋では、FM および FO は繊維補強の効果により HS および NF よりもはり中央部でのひずみが小さくなっている。曲げ型試験体およびせん断型試験体のせん断補強筋においては、HS および NF のひずみは大きいのにに対し、FM および FO はせん断補

強筋のひずみも小さく、コンクリートのひび割れも少ない。これらより繊維がせん断力を相応に負担していることがわかる。

3.4 等価粘性減衰係数

曲げ型試験体の等価粘性減衰係数 (h_{eq}) を図-7に示す。特に 15/1000 以降において FM および FO の h_{eq} が高い。繊維の効果によりコンクリートと鉄筋の一体化が確保され、十分にエネルギー吸収が行われていることがわかる。

3.5 限界部材角

曲げ型試験体のせん断力-部材角曲線の 1 回目のループの包絡線（正側のみ）を図-8に示す。各サイクルの頂点を結んだ線が最大耐力の 80%まで低下する点を限界部材角とすると、HS が約 30/1000 であるのに対し、NF および FO は耐力の低下が小さく、最大耐力の 80%に低下しないまま試験が終了した。一方 FM は最大耐力はかなり大きな値となるものの、耐力の低下も早く、部材角約 22/1000 で最大耐力の 80%に低下する。以上より、曲げ部材として用いる場合は、材料の特性に応じた用途や設計が必要と考えられる。

4. 最大耐力の既往設計式との比較

4.1 耐力計算式

耐力計算はコンクリートの引張強度を考慮せずに行った。曲げ降伏強度は主筋が 1 段²⁾、2 段³⁾の場合のそれぞれ略算式を用い、せん断強度は靱性保証型指針⁴⁾の式（以下靱性式）および大野・荒川式²⁾を用いた。靱性式には鉄筋強度に規格値を用いたものの他に、実測値を用いても計算し、 Vu_{mean} とした。コンクリートの有効強度 ν_0 については CEB 式⁴⁾

$$\nu_0 = 3.68 \sigma_B^{-0.333} \quad \dots(1)$$

(σ_B : コンクリート強度 [kgf/cm²])

を用い、トラス機構の有効係数 λ の下限値は 0.38 とした。大野・荒川式は平均式とし、鉄筋強度は実測値とした。コンクリート強度はいずれも実測値を用いた。付着に関しては、せん断力 Qy または Vu_{mean} が作用したときの部材両端

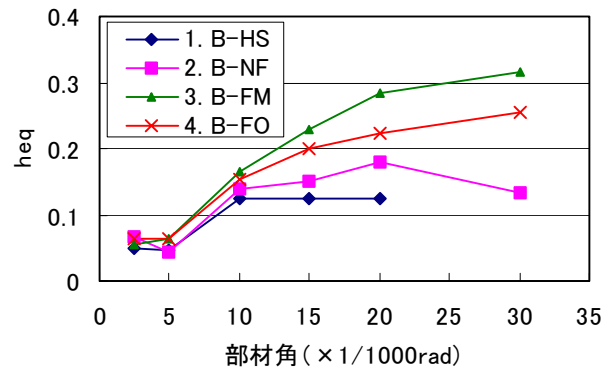


図-7 等価粘性減衰係数

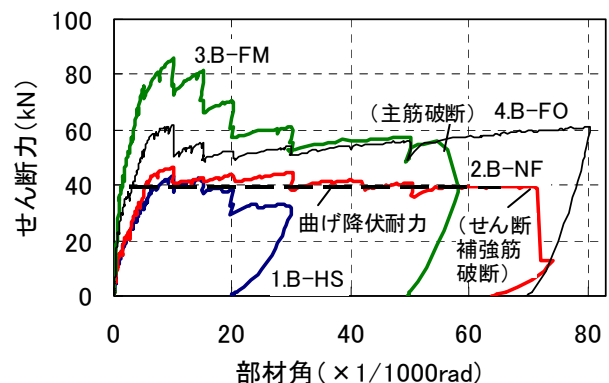


図-8 曲げ型試験体のQ-R包絡線

部の主筋の応力度の差を平面保持解析により求め、靱性保証指針により付着応力度 τ_f と付着信頼強度 τ_{bu} を算出し、 $\tau_f < \tau_{bu}$ を確認した。

4.2 計算値と実験値の比較

表-5に最大耐力の計算値および実験値を示す。まず曲げ型の最大耐力については、HS、NF は計算値 Qy にほぼ等しい。FM、FO は繊維の補強効果のため計算値のそれぞれ 2.2 倍および 1.59 倍となっている。

せん断型は、RPC 試験体で計算値 Vu 、 Vu_{mean} と Qu_{mean} が大きく異なるが、コンクリート強度が適用範囲外であるためと考えられる。S3-HS は各計算値と実験値がほぼ妥当な関係にあり、RPC でも繊維無混入でせん断補強筋を有する S3-NF は靱性式とほぼ等しい。繊維を混入したものは、繊維のせん断補強効果のため最大耐力が靱性式よりもはるかに大きくなる。このとき主筋の付着応力度も相当増大すると考えられるが、付着破壊しておらず、繊維補強が付着強度の増加にも寄与していると推察される。

4.3 繊維のせん断補強効果

表－５ 耐力計算結果および実験結果

試験体 No.	σ_B (N/mm ²)	耐力計算結果								実験結果			
		Q _y (kN)	せん断強度(kN)			τ_f (N/mm ²)	τ_{bu} (N/mm ²)	τ_{f2} (N/mm ²)	τ_{bu2} (N/mm ²)	Q _{cf} (kN)	Q _{max} (kN)	実／計	破壊 形式
			V _u	V _{u mean}	Q _{u mean}								
1. B-HS	69.0	38.9	56.5	63.3	80.8	3.16	4.67	—	—	9	42.9	1.10	F→S
2. B-NF	208	〃	98.5	105	182	2.87	7.64	—	—	11	46.3	1.19	F→S
3. B-FM	215	〃	100	107	187	2.87	7.74	—	—	24	85.7	2.20	F
4. B-FO	158	〃	85.0	91.8	145	2.97	6.85	—	—	22	61.8	1.59	F
5. S3-HS	67.3	258	55.8	62.7	89.1	1.89	2.46	1.19	1.55	15	85.5	1.36	S
6. S3-NF	208	〃	98.5	105	207	2.77	4.17	1.75	2.58	18	115.3	1.10	S
7. S3-FM	215	〃	100	107	213	2.82	4.22	1.78	2.61	32	261.0	2.44	S
8. S3-FO	158	〃	85.0	91.8	165	2.54	3.72	1.61	2.31	28	158.5	1.73	S
9. S0-NF	208	〃	80.6	80.6	189	2.12	3.45	1.34	2.07	9	48.6	0.60	S
10. S0-FM	215	〃	82.4	82.4	194	2.17	3.50	1.37	2.10	35	182.9	2.22	S
11. S0-FO	158	〃	67.1	67.1	147	1.86	3.00	1.18	1.80	31	108.7	1.62	S
12. S6-FM	215	〃	134	154	220	4.07	4.97	2.57	3.14	49	311.1	2.02	F→S

σ_B ：コンクリート強度（供試体実測値） Q_y：曲げ降伏耐力 V_u：せん断信頼強度⁴⁾ V_{u mean}：V_uの鉄筋強度に実測値を使用したもの Q_{u mean}：大野・荒川式（平均式）によるせん断強度 τ_f 、 τ_{f2} ：それぞれ1段目、2段目の主筋の設計用付着応力度⁴⁾（Q_yまたはV_{u mean}作用時の平面保持解析より算出） τ_{bu} 、 τ_{bu2} ：それぞれ1段目、2段目の主筋の付着強度⁴⁾ Q_{cf}：初期ひび割れ発生せん断力 Q_{max}：最大せん断力 実／計：実験値／計算値（計算値はNo.1～4ではQ_y、No.5～12ではV_{u mean}）（破壊形式）F：曲げ S：せん断

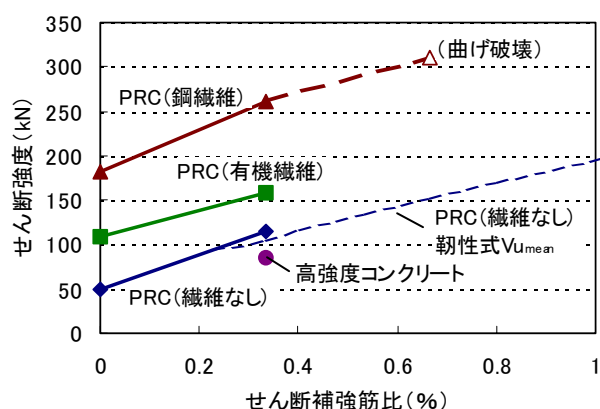
図－9に、せん断型試験体のせん断補強筋比 p_w とせん断強度の関係を示す。あわせて、NFに対する靱性式の計算結果も示す。実験の点数は少ないものの、せん断補強筋比とせん断強度の関係は繊維の有無によらずほぼ一定の傾向であり、繊維のせん断補強効果はせん断補強筋に累加されると考えられる。本試験の範囲では、FMで130～140kN（平均せん断応力度5.4～5.8N/mm²）、FOで40～50kN（同1.6～2.1N/mm²）が繊維により累加されていると読み取れる。せん断補強筋比に換算すると、FMで0.8～1%、FOで0.3%程度のせん断補強筋比の増加と同等といえる。

5. おわりに

RPC（反応性粉体コンクリート）を用いたRCはりの曲げせん断実験を行い、基本的な構造的な性能に関する知見を得た。主な結果を示す。

- ・本実験で用いた曲げ部材において、RPCに鋼繊維2vol%を混入した試験体は、コンクリートの引張強度を考慮しない計算値に比べて、最大曲げ耐力が2.2倍に増大した。

- ・鋼繊維または有機繊維を混入したRPCは鉄筋との付着力が高く、鉄筋と一体となって部材のエネルギー吸収能力を高めるのに有効である。



図－9 せん断型試験体のせん断補強筋比とせん断強度の関係

- ・せん断に対する効果は、高強度コンクリートのほりに比べ大きく向上した。特に鋼繊維または有機繊維の混入は有効であり、鋼繊維混入で0.8～1%、有機繊維で0.3%程度のせん断補強筋比の増加に相当するせん断強度の増加を得た。

参考文献

- 1) 鶴澤正美，山田一夫：RPCを用いた超高強度・高靱性コンクリートの開発動向，コンクリート工学，vol.39，No.2，pp.53-56，2001.2
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1999，日本建築学会
- 3) 建築耐震設計における保有耐力と変形性能，日本建築学会，1990
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999