

正会員 坂井正美(日本鋼管)

正会員 ○中村信行(日本鋼管)

§ 1. 序

鉄筋コンクリート柱に鋼繊維補強コンクリートを適用することにより、柱のせん断耐力上昇および靱性の向上に効果のあることが確かめられてきている。^{1)~3)}本研究はRC短柱の靱性の向上のために建設省が中心となって研究を進めてきた「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究(総プロ)」の結果と対比させ、鋼繊維の効果を追求めたものである。

§ 2. 目的

総プロにおける標準シリーズ(LM2)の供試体のうち、帯筋量を増してもせん断破壊や付着割裂破壊を起こして靱性が改善されないものを基準供試体を選び、鋼繊維を混入した場合どの程度性状が改善されるか実験的に比較検討を行なった。

§ 3. 供試体と使用材料

(1) 供試体の種類は表-1に示す12体で、5B00、7A00、7B00、8B00の4体が基準供試体である。5B00はせん断スパン比が1.0、他は2.0である。これら基準供試体に対して鋼繊維を0.5、1.0%(体積混入率)混入したものを合計5体用意し、また既報¹⁾で実施した試験(単純梁形試験)と実験方法によってどの程度の相違があるかを比較するためSFH00、SFH10、SFN20の3体(せん断スパン比2.5)を計画した。それぞれ供試体名称の下2ケタの数字は鋼繊維の混入量を示すものである。供試体の形状は図-1に示すように柱の上下に梁形を持つ拘束梁形式のものである。柱径は表-1の上から9体が25×25cm、他の3体が20×20cmである。

(2) 使用した鉄筋の種類とそれぞれの機械的性質を表-2に示す。またコンクリートの力学的性質を表-3に示す。使用した鋼繊維の形状は0.5×0.5×30mmで引張強さが50kg/mm、伸びが9%程度のものである。

§ 4. 実験

加力は図-3に示す建研式短柱加力装置を使用した。所定の軸圧縮力Nに水平力Qを加え、柱に正負繰返し曲げせん断力を生ぜしめる。振幅および繰返し回数は総プロの方法(図-2)に準じ、0.7Qyで1サイクル、1δy、2δy、

表-1 供試体一覧

供試体	断面寸法 D×D (cm)	せん断スパン比 M/QD	軸圧縮力 N/bD (kg/cm)	引張鉄筋比 at/bD (%)	帯筋比 aw/bS (%)	繊維混入率 (%)
5B00 5B10	25×25	1.0	26.3	0.61 (3-D13)	1.12 (9φ@45.5)	0.0 1.0
7A00 7B00 7B05 7B10	25×25	2.0	52.5	0.95 (3-D16)	2.44 (13φ@43.5) 1.22 (9φ@41.7)	0.0 0.0 0.5 1.0
8B00 8B05 8B10	25×25	2.0	26.3	0.95 (3-D16)	0.61 (6φ@37.0)	0.0 0.5 1.0
SFH00 SFH10 SFN20	20×20	2.5	40.0	0.95 (3-D13)	0.28 (6φ@100.)	0.0 1.0 2.0

表-2 鉄筋の機械的性質

鉄筋	公称断面積 (cm ²)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸び (%)
D16	1.99	3900	5740	25.2
D13	1.27	3690	5290	26.7
13φ	1.33	4000	5800	27.3
9φ	0.64	4250	5750	15.0
6φ	0.28	2920	3310	17.1

表-3 コンクリートの力学的性質

繊維混入率 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (10 ⁵ kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	スランプ (cm)
0.0	253	2.04	18.5	15.0
0.5	262	2.38	26.0	13.5
1.0	278	2.56	28.3	10.5
2.0	270	2.25	34.8	3.6

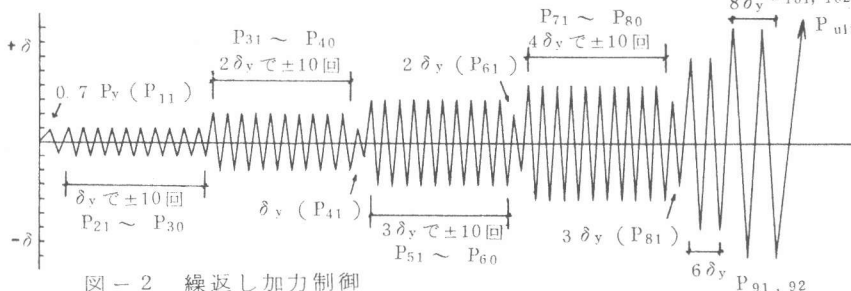


図-2 繰返し加力制御

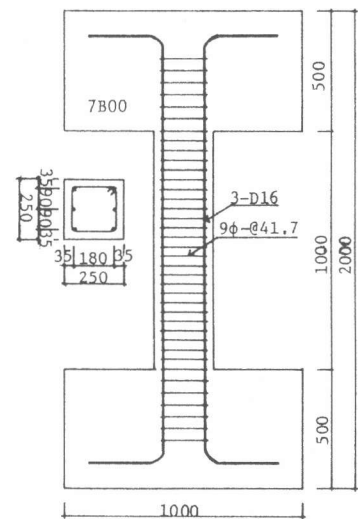


図-1 供試体の一例(7B00)

3 δy 、4 δy で各10サイクル、6 δy 、8 δy で各2サイクルを原則とした。(ここで Q_y 、 δy は降伏荷重および降伏変形である。) 柱の変形 δ は柱上下端の水平相対変位で、上下の梁形中央に取付けた測定治具を使用して柱の1/2の高さのところまで電気式変位計により測定した。

§ 5. 実験結果

各供試体の実験結果を表-4に示した。また荷重 Q と変形 δ との関係を図-4に、繰返し加力による耐力低下の状況を図-5に示した。図-6に亀裂進展状況の例を示した。

§ 6. 破壊状況

- (1) 5 Bタイプ せん断スパン比が1.0と短いこのタイプでは5 B 0 0が柱の圧縮線から対角に斜張力ひびわれが発生して3 δy での繰返して大きな耐力低下を起こした。これに対し鋼繊維を1.0%混入した5 B 1 0は斜張力ひびわれが発生せずある程度安定した履歴曲線となり、最終破壊も靱性のある曲げ破壊となった。
- (2) 7 B (7 A)タイプ せん断スパン比が2.0で軸圧縮力の大きい(52.5 kg/cm²) 7 A、7 Bタイプでは7 A 0 0、7 B 0 0の鋼繊維なしがともに付着ひびわれを1 δy で発生した。そして7 B 0 0は3 δy での繰返して付着ひびわれの進展のため大きな耐力低下を起こした。せん断補強筋量が2倍の7 A 0 0の場合は7 B 0 0よりも若干性状が改善されるものの変形が大きくなるにつれ徐々に耐力が低下し、8 δy では最大荷重の50%程度になった。両供試体とも最終時にはコンクリートの剥落が大きかった。鋼繊維を0.5%混入した7 B 0 5は7 A 0 0と同等の履歴曲線を示したがコンクリートの剥落はある程度改善された。1.0%混入した7 B 1 0は付着ひびわれが少なく、生じた時でも劣化は少ない。そして履歴曲線は紡錘形に近く、耐力低下もほとんどない。最終破壊性状は靱性に富む曲げ破壊でコンクリートの剥落もほとんど認められなかった。
- (3) 8 Bタイプ せん断スパン比が2.0で軸圧縮力が通常の建物程度(26.3 kg/cm²)のこのタイプでは、基準の8 B 0 0が2 δy で付着劣化により急激な耐力低下を起こした。4 δy では保有耐力が最大耐力の10%程度とほぼ

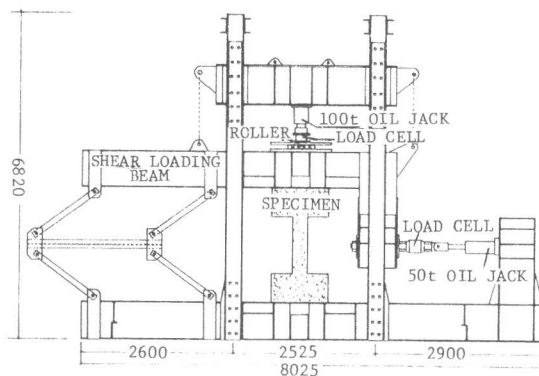


図-3 加力装置

表-4 実験結果一覧

供試体	曲げ初亀裂荷重		曲げせん断亀裂荷重		せん断亀裂荷重		付着亀裂荷重		降伏荷重		最大荷重		初期剛性		降伏点剛性		限界変形 mm	靱性等級	破壊モード
	ton	exp. cal.	ton	exp. cal.	ton	exp. cal.	ton	exp. cal.	ton	exp. cal.	ton	exp. cal.	ton/cm	exp. cal.	ton/cm	exp. cal.			
5B00	7.5	1.12	—	—	13.5	0.87	—	—	18.4	0.98	18.9	1.02	205.	0.82	47.4	1.02	16.0	C	FDT
5B10	9.0	1.30	—	—	18.0	1.12	—	—	19.0	1.01	20.7	1.11	211.	0.69	55.9	0.96	37.0	A	FC
7A00	5.0	1.00	11.0	1.27	14.0	1.05	12.7	1.86	14.0	0.92	14.9	0.94	51.9	0.76	18.4	1.38	40.0	C	FB
7B00	5.0	1.00	12.0	1.39	13.0	0.98	14.0	2.05	14.8	0.95	15.4	0.97	49.4	0.73	17.2	1.29	31.0	C	FB
7B05	5.0	0.98	14.0	1.61	15.0	1.11	16.0	2.31	15.2	0.99	16.2	1.02	58.8	0.77	19.3	1.25	41.0	B	FB
7B10	6.0	1.18	12.0	1.35	15.2	1.10	14.2	2.00	15.0	0.95	16.5	1.03	60.6	0.76	21.4	1.28	64.0	A	FC
8B00	4.0	1.08	9.0	1.04	10.0	0.91	10.0	1.61	12.0	0.96	12.4	0.95	40.8	0.67	14.6	1.10	20.5	C	FB
8B05	4.0	1.08	10.0	1.15	12.0	1.08	13.0	2.05	12.8	1.02	13.6	1.05	51.9	0.76	17.6	1.14	40.5	C	FB
8B10	5.0	1.32	10.0	1.13	13.0	1.14	13.0	1.97	12.0	0.95	13.4	1.03	60.6	0.83	18.0	1.08	54.6	B	FB
SFH00	2.5	1.14	5.0	1.22	6.0	0.86	7.3	2.06	7.0	1.13	7.5	1.02	26.0	0.86	8.4	1.14	22.0	C	FB
SFH10	3.0	1.30	6.0	1.40	6.5	0.89	7.5	1.98	7.2	1.14	8.0	1.09	24.1	0.68	9.7	1.04	40.0	B	FST
SFN20	4.0	1.74	6.5	1.51	7.0	0.97	8.5	2.20	7.7	1.12	8.6	1.17	29.9	0.93	13.0	1.59	52.0	A	FB

使用計算式

- (1) 曲げ初亀裂荷重 $Q_{BC} = 2 M_{BC} / h$ 、 $M_{BC} = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + ND / 6$ (建築学会式)
- (2) 曲げせん断亀裂荷重 $Q_{BSC} = 0.265 b d \sqrt{F_c} + M_{BC} (M / Q - d / 2)$ (ソーゼン式)
- (3) せん断亀裂荷重 $Q_{SC} = 1.126 \sqrt{F_c} \cdot b D (1 + \sigma_0 / 1.8 \sqrt{F_c})^{0.5} / (M / QD)^{0.5}$ (広沢式)
- (4) 降伏荷重 Q_y : e関数法による。(梅村式)
- (5) 最大荷重 $Q_u = (2 / h) \{0.8 a \sigma_y D + 0.5 ND (1 - N / b D F_c)\}$ (建築学会式)
- (6) 付着亀裂荷重 Q_{BOL} : 広沢による提案式(文献4による)

靱性等級の定義

- A: $P_{21} \sim P_{91} \geq 0.8 Q_u$
(特に靱性に富む)
- B: $P_{21} \sim P_{71} > 0.75 Q_u$
(比較的靱性がある)
- C: $P_{21} \sim P_{31} \geq 0.75 Q_u$
($\delta / \delta_y \geq 2$ でかなり耐力低下する)
- D: 等級Cより落ちるもの

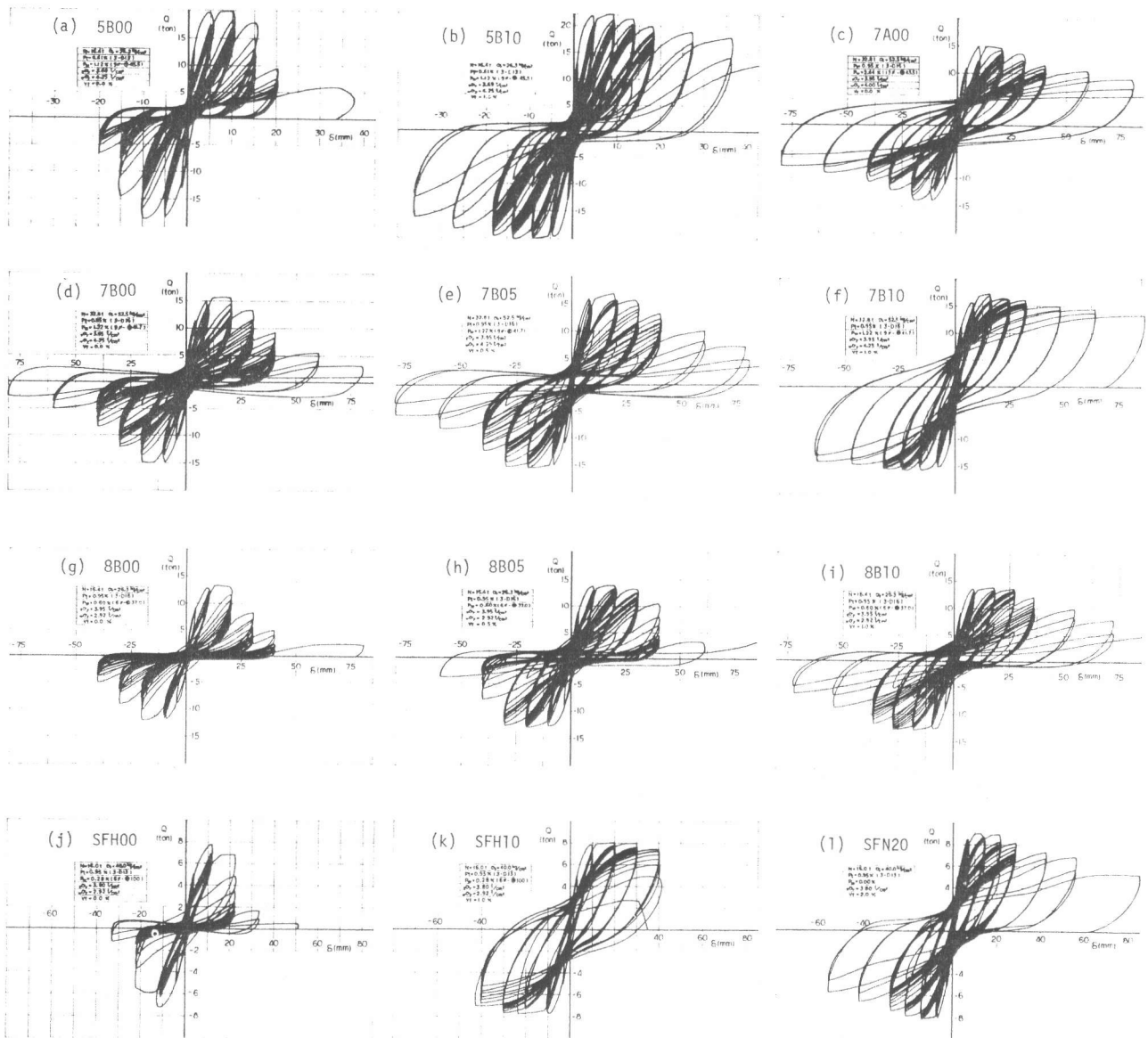


図-4 荷重変形関係

崩壊し、主筋に沿った付着ひびわれのためコンクリートの剝落が大きくなった。鋼繊維を0.5%混入した8B05は性状が若干改善されたものの $4\delta_y$ での繰返しで耐力低下を起こした。また1.0%混入した8B10は8B05に比べ耐力低下が少なく、コンクリートの剝落も小さかったが、最終時(8 δ_y)には付着ひびわれの進行により保有耐力が最大耐力の50%程度になった。

(4) SFタイプ このタイプはせん断スパン比が2.5で軸圧縮力が $40.0\text{kg}/\text{cm}^2$ のものであるが、鋼繊維のないSFH00は $2\delta_y$ の繰返しで付着ひびわれが進展し急激な耐力低下を起こした。これに対し鋼繊維を1.0%混入した8B10は付着劣化もなく紡錘形の履歴曲線であったが、 $4\delta_y$ でせん断引張破壊を起こした。帯筋を全く除去して鋼繊維を2.0%混入したSFN20の場合は最終的には付着割裂破壊を起こしたが繰返し力を受けても耐力低下は小さく、靱性に富む性状を示した。この場合の付着割裂破壊は帯筋がないために施工時に主筋が移動し、所定のかぶり厚さが得られなかったためと思われる。これらSFタイプは既報の場合と全く同じパラメーターであるが、実験方法の違いのため破壊性状が異なり、本実験では付着割裂破壊という特異な破壊性状が見られた。

§ 7. 計果の検討

各供試体の耐力、剛性の実験値と計算値を比較したものを表-4に示した。ここで使用した計算式は鉄筋コンクリート構造に関する既往式と総プロの実験より導かれたものである。

(1) 曲げ初亀裂荷重は鋼繊維0.5%混入と0.0%との差はほとんどなく、計算値と比較的良好一致を示した。ま

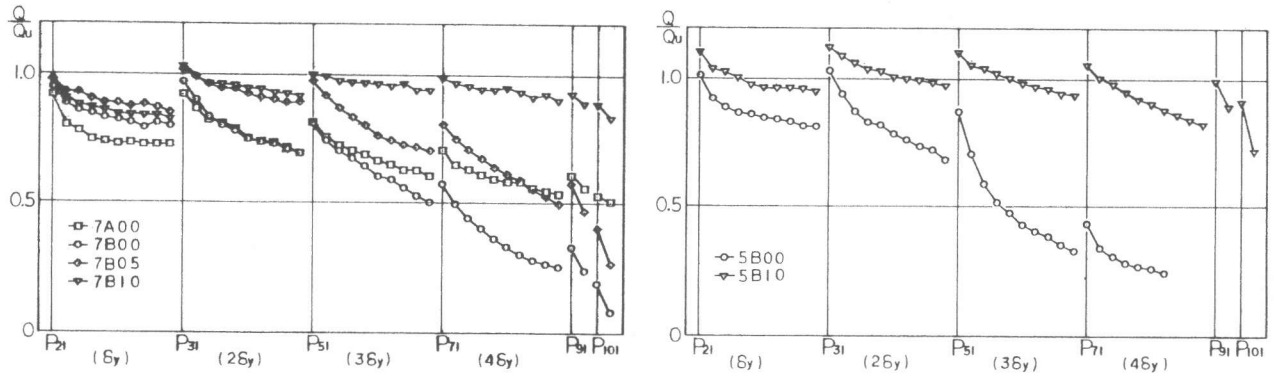


図-5 繰返しによる耐力低下

- た1.0%混入では2割程度荷重が大きくなる。
- (2) せん断亀裂荷重は(実/計)の平均が鋼繊維0.0%では0.93、1.0%では1.06となりほぼ計算値と一致しているが、1.0%混入の方が若干大きな値になった。
- (3) 降伏荷重、最大荷重は鋼繊維の混入に関係なく、計算値と良い一致を示した。
- (4) 曲げせん断亀裂、付着亀裂はかなりばらつきがあり実験値が計算値より大きくなった。
- (5) 初期剛性は(実/計)の平均が0.77で実験値はいずれも計算値よりも小さくなっている。これは計算上の剛域の取り方や供試体の固定度などの影響によるものと思われる。
- (6) 降伏点剛性は(実/計)の平均が1.17であるが、計算式自体の精度から妥当な値であると考えられる。
- (7) 鋼繊維を混入することでコンクリート素材の弾性係数が大きくなるため(表-3参照)、初期剛性、降伏点剛性とも鋼繊維を混入しているものがないものに比べ高い値となっている。

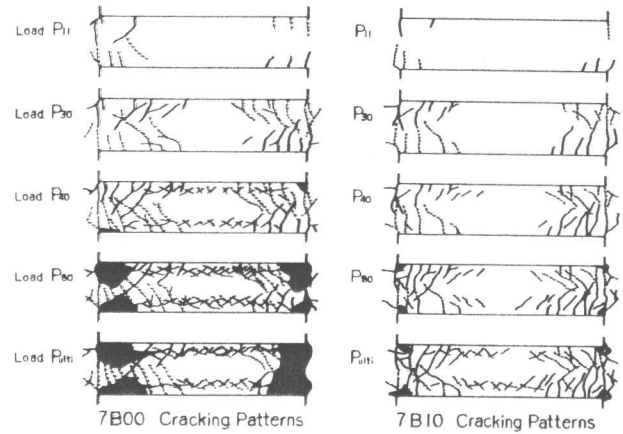


図-6 亀裂進展状況

§ 8. 靱性の評価

総プロでは靱性を表わす指標としてAからDまで4段階の等級を設けており、それによると各供試体の等級は表-4に示す通りとなる。鋼繊維を0.5%混入したものでは等級を上げる効果は少ないものの、1.0%混入のものでは8BタイプではCがBに、5Bや7BタイプではCがAまで向上させることができた。ここで特に注目されるのは7B00に対して2倍の帯筋量を投入した7A00が同一等級のCにとどまっているのに対して、鋼繊維を1.0%混入した7B10はAにまで向上させることができたことである。

§ 9. 結論

- (1) せん断スパン比が1.0の短い柱に対して鋼繊維を1.0%混入することにより、斜張力破壊する靱性のない柱(靱性等級C)が靱性のすぐれた曲げ破壊の性状(靱性等級A)となった。
- (2) 付着割裂破壊する供試体に対して鋼繊維の混入率を0.5%と1.0%の2種類で補強効果を調べたが、1.0%混入すればかなり靱性が改善された。(靱性等級CのものがAまたはBになる。)しかし、0.5%混入では大きな効果は得られなかった。

(参考文献)

- 1) 坂井、中村：鋼繊維補強コンクリート柱の曲げせん断実験、日本コンクリート工学協会、SFRCシンポジウム、昭和52年11月
- 2) 田中：鋼繊維補強コンクリート短柱のせん断耐力に関する研究、建築学会関東支部研究報告集、vol. 49、昭和53年
- 3) 西垣：鋼繊維補強コンクリートRC短柱の交番繰返し曲げせん断実験、建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月
- 4) 建設省建築研究所：建築構造部材の耐震強度の解析(鉄筋コンクリート部材の靱性の向上について)、昭和52年3月
- 5) 広沢：鉄筋コンクリート部材の強度と靱性、建設省建築研究報告 №76、1977年3月