

# 強度の異なる繊維補強無孔性コンクリート梁に関する重錘落下衝撃実験

Drop-weight impact loading tests of porosity free fiber-reinforced concrete beams with different compressive strength

太平洋セメント(株) ○正 員 溝口 愛実 (Manami Mizoguchi)  
 太平洋セメント(株) 正 員 河野 克哉 (Katsuya Kono)  
 太平洋セメント(株) 正 員 岸良 竜 (Ryo Kishira)  
 室蘭工業大学大学院 正 員 小室 雅人 (Masato Komuro)  
 室蘭工業大学大学院 正 員 瓦井 智貴 (Tomoki Kawarai)  
 室蘭工業大学大学院 名誉会員 岸 徳光 (Norimitsu Kishi)

## 1. はじめに

超高強度繊維補強コンクリートは、その高強度、高靱性によって柱のスリム化、梁部材のスリム化や大スパン化、床版の薄型化、RC造建築物の高層化を可能にしている。また、耐摩耗性に優れ、空げき率も通常のコンクリートに比較して1/2以下であることより、非透水性、非透気性や塩化物イオンの非拡散性にも優れていることから、海砂や礫の打撃による防波堤の摩耗対策、海岸構造物の中性化や塩害、凍害対策としても適用可能である。

一方で、超高強度繊維補強コンクリートは、高圧縮強度や高引張強度、高靱性、高破壊エネルギー特性を有していることより、コンクリート構造物の高速貫入や低速度衝撃、爆破荷重に対する耐衝撃性にも優れている。

これまでの超高強度コンクリートはその圧縮強度が最大でも215 N/mm<sup>2</sup>程度であった。近年は、これまでの超高強度コンクリートの材料構成及び作製方法とは異なった、圧縮強度が400 N/mm<sup>2</sup>以上を発揮する無孔性コンクリート (Porosity Free Concrete, PFC) が開発<sup>1)</sup>され、実設計に供するための静的な力学モデルも提案<sup>2)</sup>されている。しかしながら、このような300 N/mm<sup>2</sup>以上の高強度コンクリートを用いた構造部材の耐衝撃性に関する研究は十分に行われていないのが実情である。

このような観点から、本研究では圧縮強度が300 N/mm<sup>2</sup>以上の鋼繊維補強無孔性コンクリート (Porosity Free Fiber-Reinforced Concrete, PFFRC) を用いたRC梁の耐衝撃性に着目し、鋼繊維混入率を変化させた場合におけるRC梁の耐衝撃性を、従来まで用いられていた圧縮強度が100 N/mm<sup>2</sup>クラスのコンクリート (以後、High Strength Fiber-Reinforced Concrete, HSFRC) を用いた場合および無補強の普通コンクリート (以後、Normal Strength Concrete, NSC) を用いた場合と比較する形で検討を行うこととした。本研究では、鋼繊維混入率を1, 2, 3.5%に変化させている。

## 2. 実験概要

### 2.1 PFFRC および HSFRC の概要

表-1には、PFFRC および HSFRC に用いた材料を一覧にして示している。結合材(B)には最密粒度にしたPFC専用のプレミックス粉体<sup>1)</sup>を、細骨材(S)には珪砂を、混和剤(A<sub>d</sub>)には高性能減水剤(SP)ならびに消泡剤(DF)を用いている。また、鋼繊維(F)には引張強度2,800 N/mm<sup>2</sup>の高強度鋼繊維を用い、混入率を外割で1, 2, 3.5%と3種類に変化させることとした。表-2にはPFFRCとHSFRCの配合を示している。水結合材比(W/B)は、PFFRCとHSFRCでそれぞれ15, 33%としている。

PFFRCはオムニミキサ(容量30L)に鋼繊維(F)を除く材料を投入し8分間の練混ぜを行い、その後Fを投入し、さらに2分間の練混ぜを行った。練混ぜ終了後、型枠に打ち込み封緘養生(20°C)を行い、材齢48hで脱型した。脱型後、セメントの水和反応を促進するため試験体を密閉容器内に配置し、真空ポンプを用いて減圧状態にした後に水を投入し、外表面から内部への水供給を行った。その後、蒸気養生(最高温度90°C, 保持時間48h)を行い、さらに加熱養生(最高温度180°C, 保持時間48h)を実施した。その他の養生方法の詳細については文献2)を参照されたい。なお、HSFRCの場合には、加熱養生は施していない。

### 2.2 試験体概要

表-3には、本研究で実施した実験ケースを一覧にして示している。実験ケース名に関しては、第一項目はコンクリートの圧縮強度を示し、N:圧縮強度が40 N/mm<sup>2</sup>クラスのNSC, H:PFCで製造した圧縮強度が100 N/mm<sup>2</sup>ク

表-2 PFFRCとHSFRCの配合

名称	W/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		W	B	S	A <sub>d</sub> *	
					SP (%)	DF (%)
PFFRC	15	199	1,325	927	B × 2.5	B × 0.02
HSFRC	33	320	967			

\*: Wに内割置換

表-1 使用材料の一覧

種類	名称	略号	成分ならびに物性
結合材	PFC専用プレミックス粉体	B	最密粒度粉体, 密度: 2.97 g/cm <sup>3</sup>
細骨材	珪砂	S	最大寸法: 0.3 mm, 密度: 2.61 g/cm <sup>3</sup>
短繊維	鋼繊維	F	直径0.2 mm, 長さ15 mm, 密度7.84 g/cm <sup>3</sup> 引張強度: 2,800 N/mm <sup>2</sup> , 引張弾性率: 210 kN/mm <sup>2</sup>
混和剤 (A <sub>d</sub> )	高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系
	消泡剤	DF	ポリアルキレングリコール誘導体

表-3 実験ケース一覧

実験ケース名	鋼繊維混入率 (%)	設定重錘落下高さ $H$ (m)	設定重錘衝突速度 $V$ (m/s)	実測重錘衝突速度 $V'$ (m/s)	コンクリート圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート割裂引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	PC鋼棒降伏強度 $f_y$ (MPa)	実験終了後PC鋼棒の破断の有無
N-F0-S	0	—	—	—	40.8	2.70	1457	無
N-F0-H0.5		0.5	3.13	3.16				無
H-F1-S	1	—	—	—	99.1	4.7	1429	無
H-F1-H1		1.0	4.43	4.46				有
H-F2-S	2	—	—	—	94.0	7.1	1457	無
H-F2-H1		1.0	4.43	4.40				無
H-F3.5-S	3.5	—	—	—	99.7	8.2	1429	無
H-F3.5-H1		1.0	4.43	4.44				無
P-F1-S	1	—	—	—	332	9.70	1457	無
P-F1-H1		1.0	4.43	4.42				無
P-F2-S	2	—	—	—	337	11.0		無
P-F2-H1		1.0	4.43	4.47				無
P-F3.5-S	3.5	—	—	—	327	11.3		無
P-F3.5-H1		1.0	4.43	4.44				無

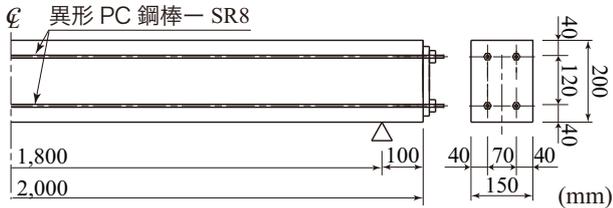


図-1 試験体の形状寸法および配筋

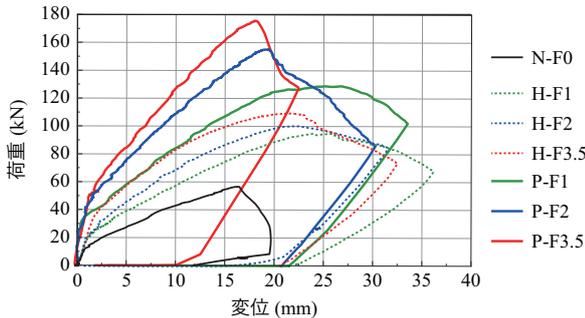


図-2 荷重-変位関係

ラスのHSFRC, P: 圧縮強度が  $300 \text{ N/mm}^2$  以上の PFFRC を意味している。第二項目は鋼繊維混入率を示し, F に後続する数値は混入率 (%) を意味している。第三項目は載荷方法を示し, S: 静荷重載荷実験, H: 重錘落下衝撃荷重載荷実験を意味している。なお, H に後続する数値は, 設定の重錘落下高さ (m) を表している。

また, 表には各試験体のコンクリートの圧縮強度, 割裂引張強度, 本実験に用いた補強筋の降伏強度, および実験終了後の補強鉄筋の破断の有無も示している。

図-1には, 本研究で使用した試験体の形状寸法を示している。試験体の形状寸法(幅×高さ×スパン長)は,  $150 \times 200 \times 1,800 \text{ mm}$  である。補強筋は梁の上下端に各2本を配置する複鉄筋配置とし, PFCの高圧縮強度特性を活かすことを目的に異形PC鋼棒(SR8, JIS G 3137, 0.2%引張強度が  $1,457 \text{ N/mm}^2$ )を使用した。なお, HSFRCとPFFRC梁の場合には, 鋼繊維の架橋効果によって十分なせん断補強効果が期待できることより, NSC梁も含めてせん断補強筋は配置していない。

表-4 最大荷重値および到達時変位一覧

試験体名	降伏荷重	最大荷重		最大荷重到達時変位	
	$P_{s,y}$ (kN)	$P_{s,max}$ (kN)	比率	$d_{s,max}$ (mm)	比率
N-F0	15	57	1	16.5	1
H-F1	25	95	1.67	23.9	1.45
H-F2	19	101	1.77	21.7	1.32
H-F3.5	35	109	1.91	21.5	1.30
P-F1	38	130	2.28	26.7	1.62
P-F2	40	155	2.72	19.3	1.17
P-F3.5	53	176	3.09	17.8	1.08

### 2.3 実験方法

静荷重載荷実験は, 梁幅方向に  $400 \text{ mm}$ , 梁軸方向に  $100 \text{ mm}$  の載荷板をスパン中央部に設置し, 容量  $500 \text{ kN}$  の油圧ジャッキを用いて荷重を作用させることにより実施した。実験は, 最大荷重到達後, ひび割れが開き荷重が低下した段階で終局と判断し, 実験を終了することとした。本実験の測定項目は, (1) ロードセルによる載荷荷重, (2) レーザ式非接触型変位計による載荷点変位である。

一方, 衝撃荷重載荷実験は, 質量が  $300 \text{ kg}$  の重錘を所定の高さから落下させることにより行っている。重錘は先端部が直径  $150 \text{ mm}$  で高さ  $2 \text{ mm}$  の球形状となっており, 載荷点はスパン中央部に限定した。測定項目は, (1) 衝撃荷重測定用ロードセルからの重錘衝撃力及び両支点反力, (2) レーザ式非接触型変位計による載荷点変位である。

### 3. 実験結果

#### 3.1 静荷重載荷による荷重-変位関係

図-2には, 本研究で実施した全7試験体に関する静荷重載荷実験結果の荷重-変位関係を比較して示している。また, 表-4には, 各試験体の鉄筋降伏荷重  $P_{s,y}$ , 最大荷重  $P_{s,max}$ , 最大荷重時変位  $d_{s,max}$  及び N-F0 試験体の値を基準にした場合の比を一覧にして示している。

図より, N試験体の場合には, 降伏荷重と最大荷重共に最も小さいことが分かる。表より, H-F3.5試験体とP-F3.5試験体の最大荷重値  $P_{s,max}$  は, N試験体に対してそれぞれ2, 3倍程度大きく, 両者間では後者が前者の1.6倍以

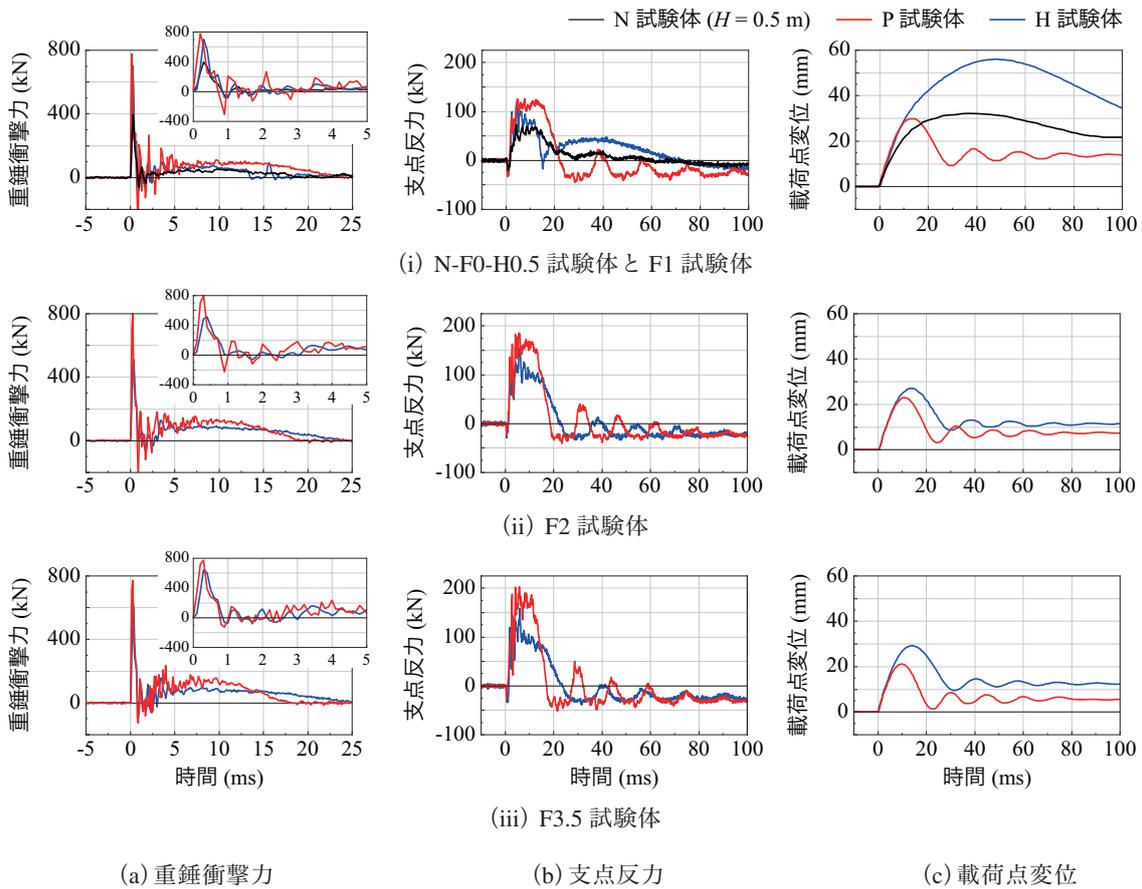


図-3 各種時刻歴応答波形

上大いことが分かる。また、図より、H試験体とP試験体に関する結果から、コンクリート強度にかかわらず、鋼繊維混入率の増加に対応して最大荷重は増加傾向にあり、最大荷重時変位は減少傾向にあることが分かる。表より鋼繊維混入率に対する最大荷重の増加割合を調べると、P試験体の場合がH試験体に比較して2倍以上大きい。従って、最大荷重値  $P_{s,max}$  は、鋼繊維混入率の大きさにかかわらずP試験体の場合がH試験体に比較して大きく、P-F1試験体の場合がH-F3.5試験体の1.2倍程度の大きさになっている。これは、マトリクスの圧縮強度が大きくなることで鋼繊維との付着強度が増し、鋼繊維による架橋効果も大きくなったことによるものと推察される。

最大荷重時変位  $d_{s,max}$  に関しては、F1試験体の場合にはH/P試験体共に比較的大きな値を示し、鋼繊維混入率が2%以上の試験体とは性状が異なり、P試験体の場合がH試験体の場合より大きく示されている。これは、P試験体の場合には、H試験体に比較して細いひび割れがより広く分散して発生していることを確認していることより、その影響によるものと推察される。鋼繊維混入率が2%以上の場合における最大荷重時変位  $d_{s,max}$  は、P試験体の場合がH試験体の場合よりも10~15%程度小さい。これは、H試験体の場合には発生するひび割れの数も少なく、載荷点近傍部に発生したひび割れが大きく開口して終局に至っているのに対して、P試験体の場合には鋼繊維とコンクリート間の付着性能も向上することにより載荷荷重も大きくなり、最終的には載荷点近傍部に発生したひび割れが大きく開口して終局に至るためと推察される。

図より、各梁のたわみ剛性に着目すると、鉄筋降伏前には、P試験体の場合がH試験体よりも大きいことが分かる。また、各試験体で鋼繊維混入率によるたわみ剛性の著しい差は確認できないことより、ひび割れの発生も少なく鋼繊維混入率よりも圧縮強度の効果が大きいことが推察される。鉄筋降伏後のたわみ剛性はコンクリート強度が大きいほど、鋼繊維混入率が大きいほど大きくなる傾向を示していることが分かる。

### 3.2 衝撃荷重載荷時の各種時刻歴応答波形

図-3には、衝撃荷重載荷実験を実施した全試験体に関する重錘衝撃力、合支点反力（以後、単に支点反力）および載荷点変位（以後、単に変位）に関する時刻歴応答波形を各鋼繊維混入率毎に示している。特に、重錘衝撃力波形に関しては、載荷初期から5msまでを拡大した場合についても示している。なお、N-F0-H0.5試験体の場合には、F1試験体と共に示している。

図-3(a)より、重錘衝撃力波形に着目すると、載荷初期には、鋼繊維混入率に関わらず振幅が大きく継続時間が0.75~0.9ms程度の極めて短い第一波が励起され、その後継続時間が13~25ms程度の振幅が小さい第二波目が励起していることが分かる。第一波目の波形は、P試験体の場合には鋼繊維混入率にかかわらず最大振幅が800kN程度となっている。一方、H試験体の場合には、500~700kN程度の値を示し、鋼繊維混入率に対して多少ばらついた値となっている。N試験体の場合には、入力エネルギーが他試験体の1/2であるが、最大振幅が400kN程度の値を示している。

第二波目に着目すると、P試験体の場合には、鋼繊維混入率の増加に対応して荷重継続時間が短くなる傾向にあることが分かる。ここで、第二波目の継続時間を概略的に衝撃初期からの経過時間（以後、単に $t$ ）として評価すると、P-F3.5試験体の場合には約 $t=17$  ms程度を示している。これは、鋼繊維混入率の増加に対応して梁の曲げ剛性も増加することによって低次固有振動周期も短くなり、重錘が早期にリバウンド状態に至るためと推察される。

一方、H試験体の場合において、H-F1試験体の場合には、 $t=13$  ms前後に除荷に至り、その後も再载荷の波形を示し、他試験体の波形性状とは異なっている。これは、実験終了後に鉄筋が破断していることを確認していることより、この時点で重錘衝撃力波形も特異な性状を示したことによるものと推察される。H-F2/3.5試験体の場合には、重錘は同程度の $t=25$  ms時点でリバウンドに至っていることが分かる。

N試験体の場合には、振幅の小さい波形性状を示しており、(b)図の支点反力波形から類推すると、 $t=30$  ms程度でリバウンド状態に至っていることが推察される。

次に、図-3 (b)の支点反力波形に着目すると、P試験体やH-F2/3.5試験体の場合には、衝撃荷重除荷後にほぼ一定の負反力が励起している。これは、リバウンド防止用の鋼製矩形梁を1支点当たり10~15 kN程度で締め付けた後に、反力測定用ロードセルの増幅器の零バランスを取ったことにより、最大締め付け力までの負反力が測定可能になったことによるものである。図より、負反力が生じている試験体の場合には、25~30 kNの負反力が励起していることが確認できる。また、衝撃荷重除荷後に正反力と負反力が規則的に励起していることより、これらの試験体は低次の振動状態に至っていることが推察される。その振動性状は、特にP試験体の場合において鋼繊維混入率の増加と共に周期が短くなっていることより、曲げ剛性の増加が確認できる。

次に、各試験体の最大支点反力を(a)図の重錘衝撃力波形における第二波目の振幅と比較すると、最大支点反力が若干大きい程度であることが分かる。これより、支点反力波形は重錘衝撃力波形の第二波目とほぼ対応して励起していることが示唆される。

P試験体の最大支点反力は、鋼繊維混入率の増加に伴い増加傾向にあることが確認できる。具体的には、P-F1試験体の場合には120 kN程度であるが、P-F3.5試験体の場合には175 kN程度となっている。また、この値を静荷重載荷時の最大荷重値(表-4)と比較すると、両者同程度であることが分かる。一方、H試験体の場合には、H-F1試験体の最大支点反力は95 kN程度であるが、H-F2/3.5試験体の場合には両者類似の値を示し125 kN程度となっている。これらの値を静荷重載荷時の最大荷重値(表-4)と比較すると、H-F1試験体の場合には両者同程度であり、H-F2/3.5試験体の場合には衝撃荷重載荷時が若干大きい値を示している。また、N試験体の場合もP試験体やH試験体と同様の性状を示し、最大支点反力は静荷重載荷時の最大荷重とほぼ対応している。これより、各試験体は静荷重載荷時と衝撃荷重載荷時共に類似の耐荷機構状態であることが示唆される。すなわち、H/P試験体は、いずれの載荷時においてもひび割れの発生と共に鋼繊維の

架橋効果が発揮され、その後荷重の増加に対応して相対的に弱点となる1カ所のひび割れが大きく開口し、除荷状態に至る。N試験体の場合には、共に類似して著しいせん断破壊に至っている。

図-3 (c)の変位波形に着目すると、図より、N試験体と鉄筋が破断に至ったH-F1試験体を除いた全ての試験体は、最大振幅を示す第一波が励起した後、変位が残留した状態で減衰自由振動状態に至っていることが分かる。

H-F2/3.5試験体に着目すると、H-F2試験体の最大変位及び残留変位はH-F3.5試験体の場合よりも若干小さく示されており、変位波形の観点からは、鋼繊維混入率が2%の場合が3.5%の場合よりも補強効果が若干大きい状態であることが分かる。これは、鋼繊維の配向や分散等の製作誤差が微妙に影響したものと推察される。ただし、鋼繊維混入率を1%から2%以上に増加させることによって、鉄筋は破断に至っていないことより鋼繊維の架橋効果に基づいた曲げ剛性の向上効果は確認できる。

一方、P-F2/3.5試験体の場合には、最大変位と残留変位はH試験体よりも小さく、かつ鋼繊維混入率の増加に対応して最大変位と残留変位が減少していることが明確に確認できる。これより、コンクリートの圧縮強度を300 N/mm<sup>2</sup>以上に向上させることにより、マトリクスと鋼繊維間の付着強度も増加し混入率に対応して梁の耐衝撃性も向上することが明らかになった。

#### 4. まとめ

本研究では、圧縮強度が300 N/mm<sup>2</sup>以上のPFRC梁の耐衝撃性に着目し、圧縮強度が100 N/mm<sup>2</sup>クラスのHSFRC梁及び普通コンクリートのNSC梁と比較する形で、静荷重載荷実験、衝撃荷重載荷実験を実施した。

なお、PFRCとHSFRC梁の鋼繊維混入率は、1, 2, 3.5%の3種類に変化させている。本研究で得られた結果を整理すると、以下の通りである。

- 1) 静荷重載荷時の最大荷重は、コンクリート強度と鋼繊維混入率に対応して増加傾向を示す。PFRC梁の場合における鋼繊維の架橋効果はHSFRC梁の2倍以上である。これは、コンクリート強度の増加に対応してマトリクスと鋼繊維間の付着強度も向上することを示唆している。
- 2) 衝撃荷重載荷時における最大支点反力は、重錘衝撃力波形の第2波目の振幅よりも若干大きく、静荷重載荷時の最大荷重にほぼ対応する。本実験結果では、PFRC製の鋼繊維混入率3.5%の場合における梁が最も耐衝撃性に優れていることが明らかになった。

#### 参考文献

- 1) 河野克哉, 中山莉沙, 多田克彦, 田中敏嗣: 450 N/mm<sup>2</sup>以上の圧縮強度を発現するセメント系材料の製造方法と硬化組織の変化, コンクリート工学年次論文集, Vol. 38, No. 1, pp.1443-1448, 2016.
- 2) 柳田龍平, 中村拓郎, 河野克哉, 二羽淳一郎: 鋼繊維で補強した無孔性コンクリートの圧縮・引張に対する力学モデル, 土木学会論文集E2, Vol. 74, No. 1, pp.10-20, 2018.