

高強度高靱性 SFRC を用いた I 形梁の 曲げ・せん断挙動に関する実験的・解析的評価

吉田 昂平*¹・村田 裕志*¹・川端 康平*¹・畑 明仁*¹

Keywords : high-strength steel fiber reinforced concrete, I-shaped beam, nonlinear finite element analysis

高強度鋼繊維補強コンクリート, I 形梁, 非線形有限要素解析

1. はじめに

現在, 鋼繊維補強コンクリート (以下, SFRC) の施工実績は多数報告されているが, これらの大半は普通強度 (設計基準強度 24~60N/mm²) と超高強度繊維補強コンクリートに代表される高強度 (UFC, 設計基準強度 180N/mm²) であり, 圧縮強度の面において二極化している。それに対して, それらの中間の圧縮強度領域となる設計基準強度 80~100N/mm² 程度の SFRC は, 近年の安価で高性能な鋼繊維の流通により, 各種構造部材の鉄筋量を大幅に省略し, より効率的な設計を可能にする部材になると考えられる。村田ら¹⁾は上述の鋼繊維を利用し, かつシリカフェームなどの高価な混和材を利用しない安価な SFRC の開発を行ってきた。また, 現在 SFRC に関して, 引張軟化特性, つまり鋼繊維が引張力に対して抵抗する効果を明確に考慮した設計基準は整備されておらず, 構造性能の把握が必要

である。そこで, 本研究では上述の設計基準強度 80N/mm² 級 SFRC について曲げ及びせん断に関する I 形梁の載荷実験を行った。

また, 上記の載荷実験について解析的な検討を行うために, 非線形有限要素解析を用いた再現解析を行った。再現解析では, 自己収縮による収縮ひずみの導入や鋼繊維の配向性や分散性に起因する SFRC の力学特性のばらつきを考慮したモデル化を行い, それらの構造性能に対する影響について確認した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では, SFRC 部材実験として I 形梁の載荷実験を行った。試験体図面を図-1 に示す。I 形梁試験体は, せん断破壊させることを目的としたせん断スパン有効高さ比 $a/d=2.5$ (有効高さ $d=180\text{mm}$, せん断スパン

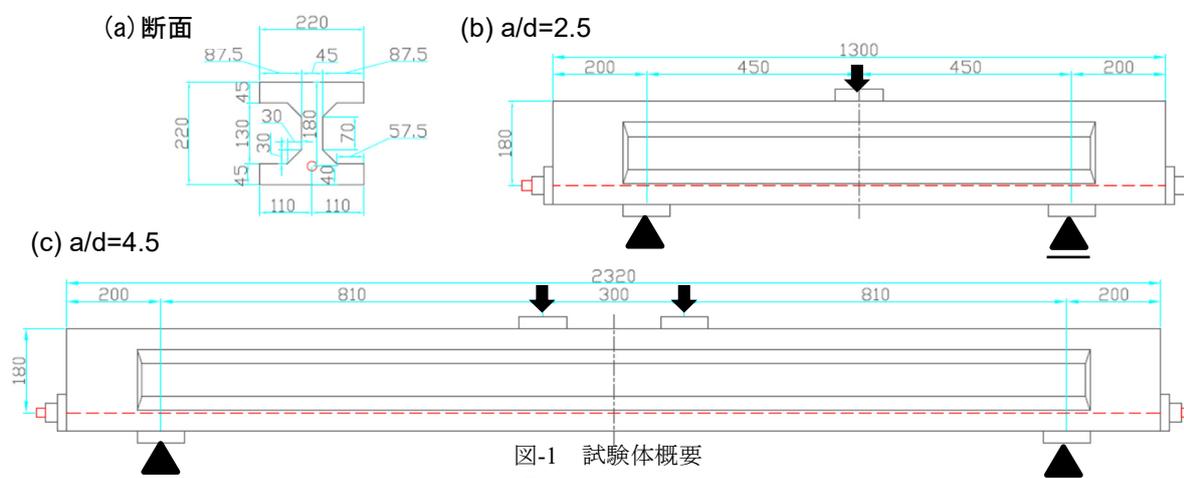


図-1 試験体概要
Fig.1 Specimens of experiment

* 1 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室

表-1 実験ケースと鋼繊維混入量

Table 1 Experiment cases and amounts of steel fiber in specimens

ケース名	せん断スパン比	鋼繊維混入量 Vol.%
4.5-F0.25	a/d=4.5	0.25
4.5-F0.50	a/d=4.5	0.50
2.5-F0.00	a/d=2.5	なし
2.5-F0.25	a/d=2.5	0.25
2.5-F0.50	a/d=2.5	0.50

表-2 鉄筋の物性値

Table 2 Physical properties of reinforcements

径	鋼種	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁵ N/mm ²
D22	SD345	406	568	1.91
D22	SD685	683	863	1.92

表-3 コンクリートの物性値

Table 3 Physical properties of concrete

材齢	実験ケース	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 ×10 ⁴ N/mm ²
20日	4.5-F0.25	76.3	3.54
22日	4.5-F0.50	91.8	3.75
26日	2.5-F0.00	82.6	3.64
28日	2.5-F0.25	81.2	3.53
30日	2.5-F0.50	95.4	3.86

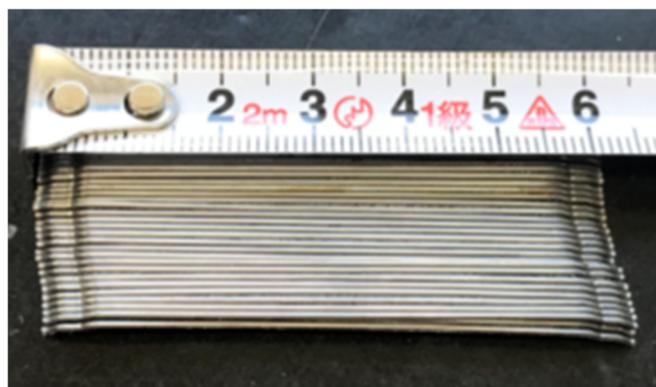


写真-1 実験で用いた鋼繊維

Photo.1 Steel fibers in specimens

a=450mm) のケースと、曲げ破壊させることを目的とした a/d=4.5 (有効高さ d=180mm, せん断スパン a=810mm) の 2 形状とした。また、両ケースとも I 形断面は共通とした。

a/d=4.5 のケースでは SD345・D22 を、a/d=2.5 では SD685・D22 を主鉄筋として使用し、いずれも試験体下面から 40mm の位置に配置した。

2.2 実験ケース

本実験では試験体の鋼繊維混入量を変化させ、a/d=4.5 で 2 ケース、a/d=2.5 で 3 ケースの計 5 ケースの载荷を行った。各ケースの鋼繊維混入量を表-1 に示す。鋼繊維は直径 0.75mm、長さ 60mm の両端フックのもの (写真-1 参照) を使用した。a/d=2.5 では、RC とのせん断耐力を比較するため、鋼繊維を混入しない RC 試験体 (2.5-F0.00) を製作した。

表-2、表-3 に鉄筋及びコンクリートの物性値を示す。

2.3 载荷方法及び計測項目

载荷方法は、a/d=2.5 では中央 1 点、a/d=4.5 では 2 点

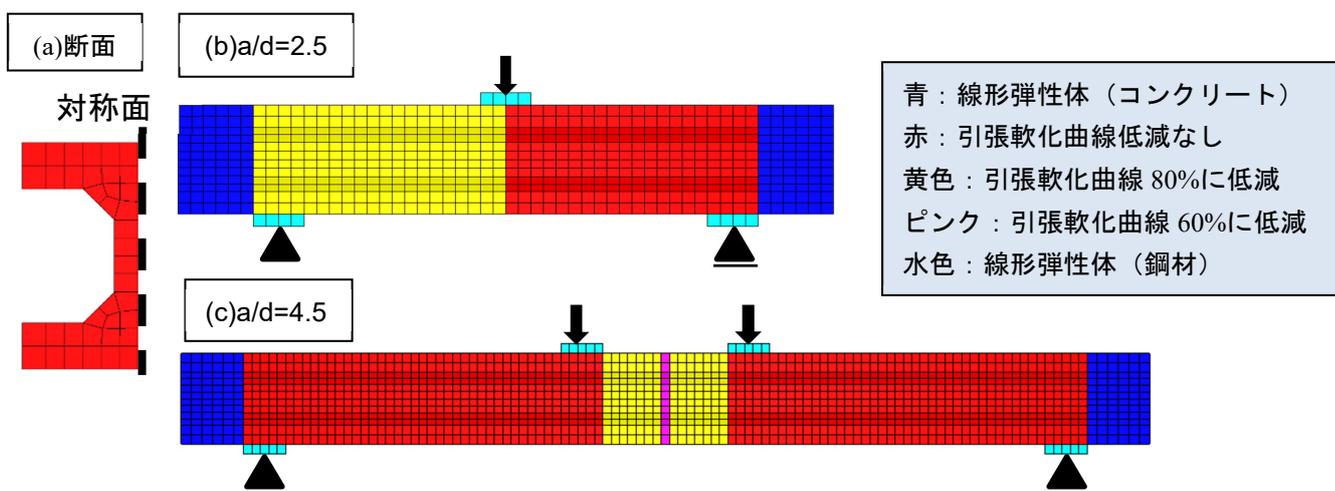


図-2 解析モデル

Fig.2 FEM model

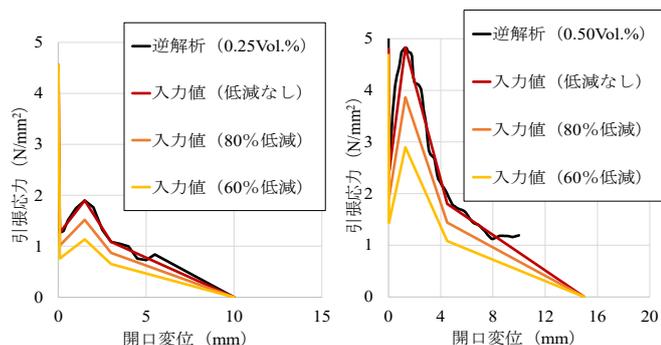


図-3 各鋼繊維混入量における引張軟化曲線
Fig.3 Input tension softening curves of SFRC

の静的単調載荷とした。計測項目は荷重，試験体中央変位，ひび割れ性状観察とした。

3. 解析概要

3.1 解析モデル

解析コード DIANA10.5 を用いて，各載荷実験に対して 3 次元非線形有限要素解析を行った。解析モデルを図-2 に示す。メッシュサイズはコンクリートの粗骨材の最大直径を基準として 20mm~25mm 程度とした。幅方向は計算コストを低減するために対称モデル (1/2 モデル) とした。

また，収縮によるひびわれ発生荷重の変化が挙動に与える影響を把握するため，コンクリートに収縮ひずみを与えた。収縮ひずみは，既往研究²⁾を参考に見かけの引張強度が 7 割程度となるように，自由収縮ひずみで 300×10^{-6} を与えた。上記については予備解析を行い，鉄筋付近の下側コンクリート要素に作用する引張応力が引張強度の 7 割程度であることを確認した。また，鉄筋は埋込鉄筋要素であるため，コンクリートの収縮によって鉄筋は圧縮力を受け，鉄筋近傍のコンクリートには引張応力が発生する。解析は 2 フェーズ解析とし，収縮ひずみを与えた後，載荷点に変位荷重を載荷した。収縮ひずみ導入時には梁両端下部を鉛直方向に固定し，片端下部を水平方向に固定した。梁の端部は，収縮によるひび割れを回避するため線形弾性体とした。

さらに，SFRC の解析ケースでは，鋼繊維の配向性や分散性に起因する材料の力学特性のばらつきを考慮し，引張軟化曲線において引張応力を低減した。SFRC の引張曲線を図-3 に示す。基準となる引張軟化曲線は事前に行った破壊エネルギー試験結果に対して逆解析を行うことで算出し，材料モデルに入力する際は代表点を選び，4 本の直線で構成される線形関数とした。

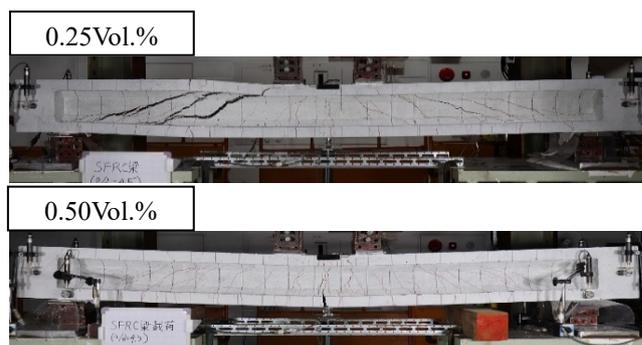


写真-2 a/d=4.5 における終局状態
Photo.2 Fracture modes in a/d=4.5

また，試験体の破壊モードを再現するため，区間ごとに低減値を設定した (図-2 参照)。各低減値は既往の実験的検討³⁾から得られた低減値 59%を参考に，ひび割れが 1 本に集中する曲げ破壊部では 60%，複数本のひび割れが現れるせん断破壊部では 80%とした。ただし，引張軟化曲線の切片に当たる引張強度は低減しなかった。収縮ひずみ及び引張軟化曲線の低減の影響については 4 章に示す。

3.2 材料モデル

コンクリートのひび割れモデルには，固定ひび割れモデルを使用した。また，圧縮挙動には Thorenfeldt モデル⁴⁾を採用した。

SFRC の引張挙動には Fib ファイバー補強コンクリートモデル⁵⁾を使用し，図-3 の引張軟化曲線を設定した。一方，鋼繊維混入量 0.0Vol.% のケースでは，引張挙動に Hordijk モデル⁶⁾を使用した。

せん断伝達モデルは前川らのモデル⁷⁾を使用した。軟化開始のせん断ひずみは 4000×10^{-6} ，軟化係数については，鋼繊維混入量 0.5Vol.% の a/d=4.5 及び a/d=2.5 のそれぞれにおいて複数検討し，4.5-F0.00 のケースでは 2.0，SFRC では 0.4 に設定した。検討の詳細については 4 章に示す。

鉄筋は弾塑性モデルとし，付着—すべり挙動は島らの付着すべり—ひずみモデル⁸⁾を使用した。なお，DIANA 実装の島らのモデルは，付着応力を一律に低減させる係数が追加されているが，本検討では既往研究⁹⁾を参考に 0.4 とする。

4. 実験及び解析の結果・考察

4.1 実験結果及び考察

4.1.1 a/d=4.5 の結果

載荷終了後の試験体の様子を写真-2 に示す。破壊モードは 4.5-F0.25 でせん断破壊，4.5-F0.50 で曲げ破壊と

表-4 a/d=4.5における代表的なイベント

Table 4 Events of a/d=4.5

実験ケース	荷重 (kN)	中央変位 (mm)	イベント
4.5-F0.25	14.6	0.3	ひび割れ発生
	42.3	3.4	斜めひび割れ発生
	74.2	12.1	主鉄筋降伏
	75.6	16.7	上フランジにひび割れ貫通
	76	16.4	最大荷重到達
	70.9	18.5	せん断破壊 載荷終了
4.5-F0.50	16.3	0.4	ひび割れ発生
	54	4.2	斜めひび割れ発生
	77.1	7.9	主鉄筋降伏
	79.3	19	圧縮ひび割れ発生
	82.4	29.8	最大荷重到達
	79.7	30.1	曲げ破壊 載荷終了

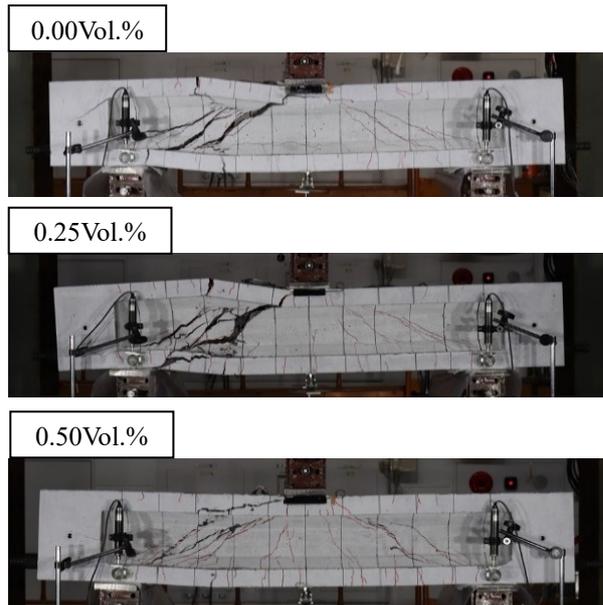


写真-3 a/d=2.5における終局状態
Photo.3 Fracture modes in a/d=2.5

表-5 a/d=2.5における代表的なイベント

Table 5 Events of a/d=2.5

実験ケース	荷重 (kN)	中央変位 (mm)	イベント
2.5-F0.00	32.8	0.2	ひび割れ発生
	62.1	0.7	斜めひび割れ発生
	142.6	4.7	せん断破壊 載荷終了
2.5-F0.25	29.2	0.1	ひび割れ発生
	65	0.7	斜めひび割れ発生
	158.3	5.4	せん断破壊 載荷終了
2.5-F0.50	34.8	0.1	ひび割れ発生
	68.8	0.5	斜めひび割れ発生
	199	5.3	せん断破壊 載荷終了

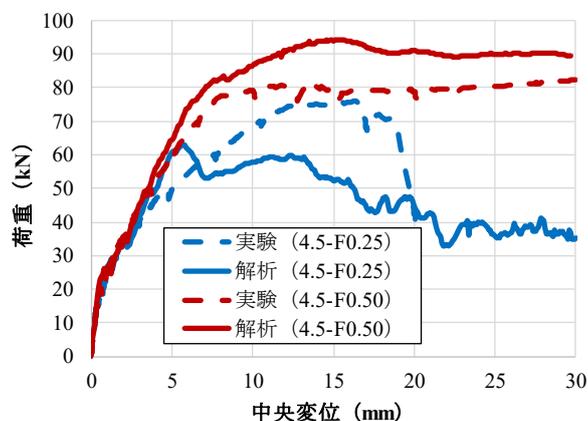


図-4 a/d=4.5の荷重—変位曲線

Fig.4 P-δ curves of experiment and analysis in a/d=4.5

なった。このことから、鋼繊維混入量の増加によって、せん断耐力の向上が確認された。

この実験での代表的なイベントを表-4に、荷重—変位関係を図-4の破線に示す。RCとして(SFなし)の理論曲げ耐力(67.5kN)と4.5-F0.50の曲げ耐力(80.8kN)と比較すると、19.7%の曲げ耐力向上であった。

4.1.2 a/d=2.5の結果

載荷終了後の試験体の様子を写真-3に示す。すべて

の試験体で破壊モードはせん断破壊となった。この実験での代表的なイベントを表-5にまとめた。

図-5に破線で荷重—変位関係を示す。ピーク荷重は2.5-F0.00で142kN、2.5-F0.25で158kN、2.5-F0.50で199kNとなっており、鋼繊維混入量が増加することで耐力が向上したことが確認された。また、2.5-F0.00のRC耐力142.6kNと二羽式¹⁰⁾で算出したRC耐力の計算値47.8kNを比較すると、実験値の方が大きかった。計

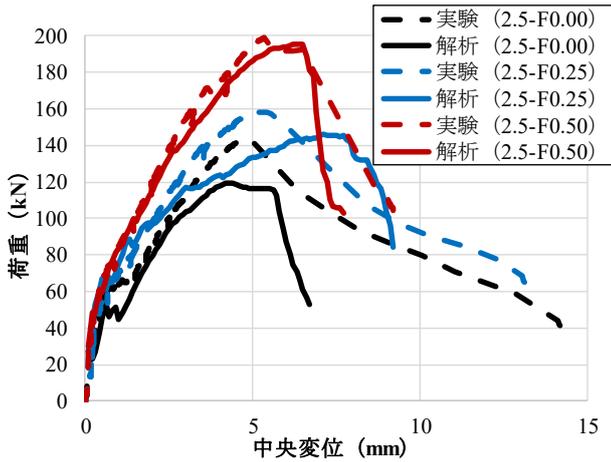


図-5 a/d=2.5の荷重—変位曲線

Fig.5 P-δ curves of experiment and analysis in a/d=2.5

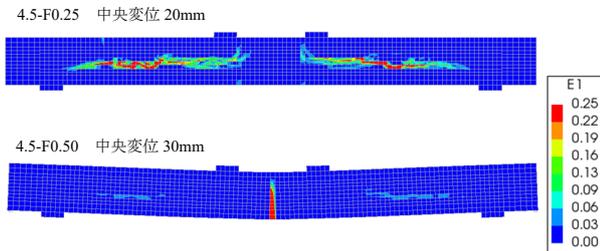


図-6 a/d=4.5における主ひずみ分布

Fig.6 Principal strain of FEM result in a/d=4.5

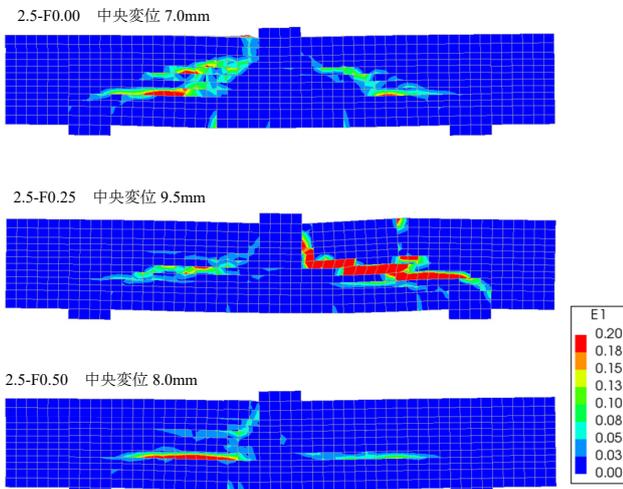


図-7 a/d=2.5における主ひずみ分布

Fig.7 Principal strain of FEM result in a/d=2.5

算値は実験における斜めひび割れ発生荷重と同等であった。また、矩形断面 (220×220mm 仮定) にて二羽式で算出した RC 耐力の値 137.7kN と実験における RC 耐力は近いものとなった。実験値の RC 耐力が同形状での計算値より大幅に高かったのは、アーチ機構やフランジの寄与が相当に大きいためと考えられる。さらに、2.5-F0.00 と 2.5-F0.50 の耐力はそれぞれ 142kN, 199kN であり、鋼繊維を混入することで、耐力は 1.40

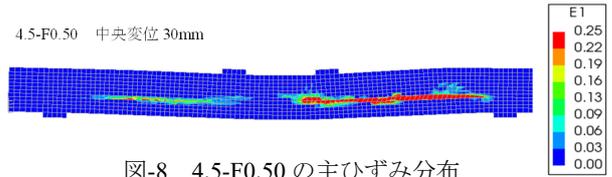


図-8 4.5-F0.50の主ひずみ分布
(引張軟化曲線の低減なし)

Fig.8 Principal strain of FEM result in 4.5-F0.50
(no reduction of tension softening curves)

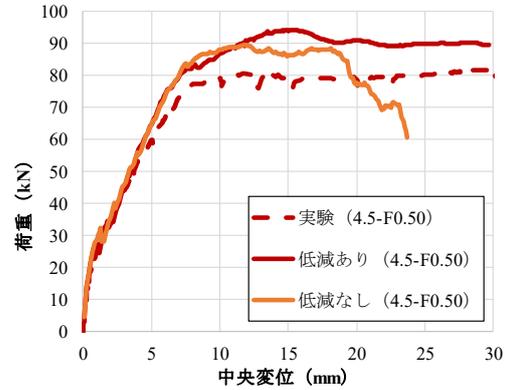


図-9 a/d=4.5における引張軟化曲線の低減による影響

Fig.9 Comparing P-δ curves of 4.5-F0.50

(reduction and no-reduction of tension softening curves)

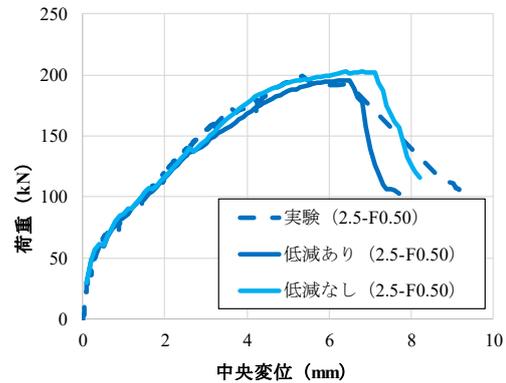


図-10 a/d=2.5における引張軟化曲線の低減による影響

Fig.10 Comparing P-δ curves of 2.5-F0.50

(reduction and no-reduction of tension softening curves)

倍となっている。このことから、曲げよりもせん断のほうが鋼繊維による耐力向上の効果が高いことが確認された。

4.2 解析結果及び考察

図-6 及び図-7 に a/d=4.5 及び a/d=2.5 における終局時の主ひずみ分布を示す。実験と同様、a/d=4.5 では 4.5-F0.25 でせん断破壊、4.5-F0.50 で曲げ破壊となった。また、a/d=2.5 では、すべてのケースでせん断破壊となった。

解析により得られた荷重—変位関係を図-4 及び図-5 に実線で示す。実験で得られた荷重—変位曲線と比較すると、4.5-F0.25 を除いて、初期剛性は概ね一致して

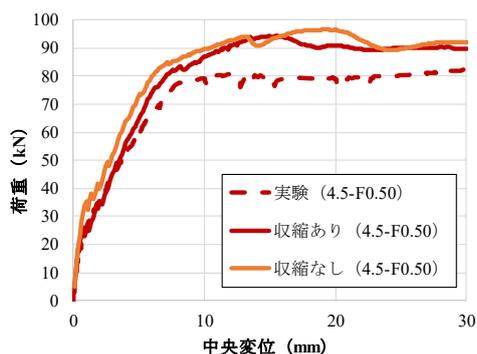


図-11 a/d=4.5における収縮ひずみの影響
Fig.11 Comparing P- δ curves of 4.5-F0.50 (shrinkage strain and no-shrinkage strain)

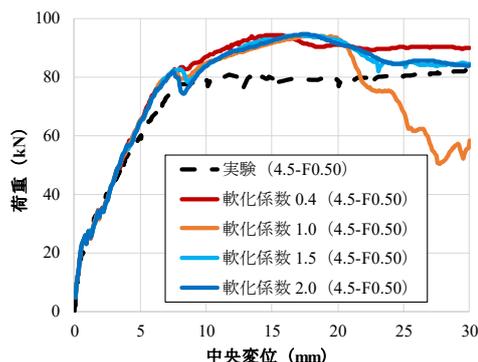


図-13 a/d=4.5における軟化係数の影響
Fig.13 Comparing P- δ curves of 4.5-F0.50 (Variation of shear softening parameter)

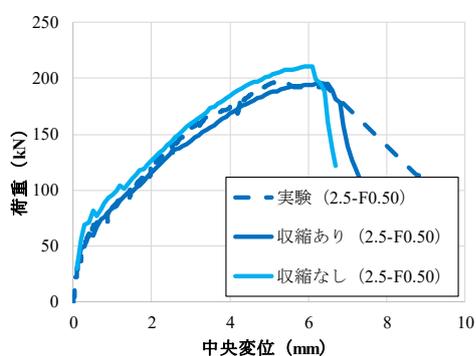


図-12 a/d=2.5における収縮ひずみの影響
Fig.12 Comparing P- δ curves of 2.5-F0.50 (shrinkage strain and no-shrinkage strain)

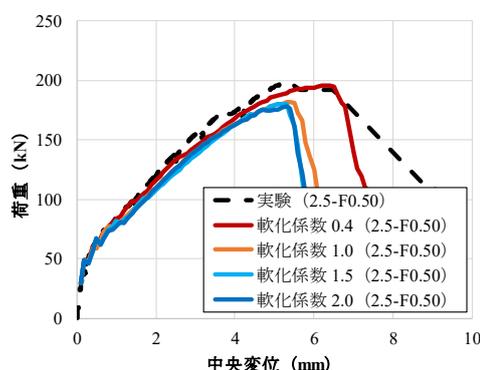


図-14 a/d=2.5における軟化係数の影響
Fig.14 Comparing P- δ curves of 2.5-F0.50 (Variation of shear softening parameter)

おり、最大荷重が近いことが確認された。

4.2.1 引張軟化曲線の低減による影響

SFRCにおける引張軟化曲線の低減の妥当性を確認するため、試験区間の引張軟化曲線の低減を行わずに4.5-F0.50と2.5-F0.50の2ケースで解析を行い、結果を比較した。4.5-F0.50ケースにおける終局時の主ひずみ分布を図-8に、a/d=4.5およびa/d=2.5における荷重-変位関係の比較をそれぞれ図-9及び図-10に示す。a/d=4.5では、低減を行わなかったケースにおいてハンチ部付近にひび割れが局所化し、荷重が低下した。a/d=2.5では、低減を行わなかったケースとの剛性や最大荷重の差異は小さいものの、低減を行うことで、荷重-変位曲線は実験結果に近いものとなった。引張軟化曲線の低減によって実験値に近づいたのは、実験では断面形状等の影響により、鋼繊維の配向や分布のばらつきが大きくなり、SFRCの引張軟化曲線が破壊エネルギー試験で得られたものより小さくなったためと考えられる。

以上より、適切に引張軟化曲線の低減を行うことで、実験の破壊モードを再現可能なことが示唆された。

4.2.2 収縮による影響

収縮による影響を検討するため、4.5-F0.50と2.5-F0.50の2ケースにおいて収縮ひずみを与えずに解析を行い、結果を比較した。荷重-変位曲線を図-11及び図-12に示す。収縮ひずみを導入することでa/d=2.5では剛性及び最大荷重が低下したことが確認された。収縮ひずみを導入したケース及び導入しなかったケースの最大荷重はそれぞれ195kN、210kNであり、収縮ひずみによって約7.7%耐力が低下した。一方、a/d=4.5では、最大荷重に大きな変化は見られなかったが、剛性が低下することで初期における荷重-変位曲線の再現性が向上した。収縮ひずみを導入したケース及び導入しなかったケースの最大荷重はそれぞれ94.2kN、96.6kNであり、収縮ひずみによって、約2.5%耐力が低下した。初期における剛性が実験値に近づいたのは、収縮ひずみによるコンクリートへの引張力によって初期剛性の折曲がり点に当たるひびわれ発生荷重が低下したためと考えられる。また、せん断破壊を想定した2.5-F0.50のケースでは、収縮ひずみによるコンクリートへの引張力の影響が比較的大きく、4.5-F0.50よりも耐力が低

下したと考えられる。

以上より、本解析モデルにおいて収縮ひずみは、初期剛性の低減およびせん断耐力への寄与が大きいことを確認した。

4.2.3 軟化係数の検討

SFRC における前川らのモデルの軟化係数について適切な値を確認するため、4.5-F0.50 と 2.5-F0.50 の2ケースにおいて、軟化係数を変化させて解析を行い、結果を比較した。軟化係数は 2.0, 1.5, 1.0, 0.4 の4ケースとした。荷重—変位曲線を図-13 及び図-14 に示す。a/d=4.5 においては、各ケースとも剛性及び最大荷重に大きな変化は確認できなかった。一方、a/d=2.5 において、最大荷重は軟化係数が 0.4 の場合に実験結果とほぼ一致した。

以上より、SFRC において前川らのモデルの軟化係数は 0.4 が妥当であると判断した。

5. まとめ

本研究により得られた知見を以下に述べる。

- (1) この 80N/mm² 級 SFRC の利用により、優れた構造性能を有する構造物を実現できることを示した。
- (2) I 形梁の載荷実験において、0.50Vol.%鋼繊維混入の SFRC の曲げ及びせん断耐力は RC と比較して、それぞれ約 1.2 倍及び 1.4 倍となり、せん断耐力は曲げ耐力と比較して、鋼繊維の寄与が大きいことが確認された。
- (3) 非線形有限要素法 (FEM) による再現解析では、収縮ひずみの考慮と SFRC の引張軟化曲線の引張応力の低減により、実験結果の破壊モードと荷重—変位曲線を概ね再現可能であった。

- (4) 非線形有限要素法 (FEM) による再現解析、自己収縮による影響は、曲げ耐力と比較してせん断耐力に大きく現れることが確認された。また、ひびわれ発生荷重が実験と近くなることで初期の剛性が実験と近いものとなった。
- (5) 今後は実構造物への適用に向けて、様々な形状・形式の構造実験を行い、構造性能に関する実験データを蓄積していく予定である。

参考文献

- 1) 村田裕志, 川端康平, 畑明仁: 設計基準強度 80N/mm² 級の高強度 SFRC の材料強度特性, 土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.76, V-493, 2021
- 2) 前川宏一, 福浦尚之: 多方向ひび割れを考慮した RC 構成則の部材・構造挙動からの検証, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.209-225, 1999
- 3) 土木学会: 繊維補強鉄筋コンクリート製セグメントの設計・製作技術に関する技術評価, 技術推進ライブラリー, No.6
- 4) Thorenfeldt, E., Tomaszewicz, A., and Jensen, J. J.: Mechanical properties of high-strength concrete and applications in design. In *Proc. Symp. Utilization of High-Strength Concrete*, 1987
- 5) Di Prisco, M., Colombo, M., & Dozio, D.: Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation. *Structural Concrete*, 2013
- 6) Hordijk, D. A. *Local Approach to Fatigue of Concrete*. PhD thesis, Delft University of Technology, 1991
- 7) 土木学会: 2014 年制定 複合構造標準示方書[設計編], 2015
- 8) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.165~174, 1987
- 9) 上田尚史, 張永興, 中村光, 国枝稔: 繰返し荷重を受ける RC 柱の損傷領域評価と補修効果に関する解析的検討, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.68, No.2, pp.I_663-I_671, 2012
- 10) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986