

# 論文 鋼繊維補強セメント材料を用いた梁の実験的研究

木村秀樹\*1・上林厚志\*2

要旨：本研究では鋼繊維を混入した圧縮強度 190～230N/mm<sup>2</sup> の高強度セメント材料を梁部材に用いた場合の耐力上昇，エネルギー吸収性能，ひび割れ分散性，横補強筋の低減の可能性などを見極めることを目的として曲げせん断実験を行った。その結果，鋼繊維（SF）を 2% 混入した場合には無混入に対し最大で 1.5 倍の耐力上昇が見られ，等価粘性減衰定数も 1.5～2.0 倍に増加した。また，ひび割れは細かく分散し残留ひび割れ幅が小さくなった。横補強筋のひずみは SF 混入量の増加とともに減少し，SF 混入による低減の可能性を確認した。

キーワード：梁，高強度セメント材料，繊維補強，鋼繊維，曲げせん断実験，損傷制御

## 1. はじめに

従来のRC構造では大地震時にはある程度の損傷は許容するとの考えのもとに構造設計を行っているが，これからのRC系建物を考える場合，大地震時にも損傷を制御できることが要求されてきており，このことが建物の付加価値を高めることになる。このような観点から繊維補強セメントあるいはコンクリートを用いた梁部材に関する研究は行われているが，Fc100を超える高強度材料を用いたものは数が少ない。

本研究では鋼繊維（SF）を混入した高強度セメント材料を梁に用いた場合の耐力，エネルギー吸収性能，ひび割れ分散性，せん断補強筋の低減の可能性などを見極めることを目的とし，50階クラスの高層RC造集合住宅の最も配筋量が多い梁を想定して曲げせん断実験を行った。

## 2. 試験体および実験方法

表 - 1 に試験体一覧を，試験体の形状および配筋を図 - 1 に示す。主な実験パラメータは，SFの混入量（体積比混入率），SFの種類（繊維径と形状が異なるもの），セメントの圧縮強度である。SF混入量は，施工性を考慮した場合の現実的な混入量であると考えられる 0.0%，1.0%，2.0%の3水準とした。SFには長さ13mm，径

表 - 1 試験体一覧

試験体名	繊維混入量(種類)	養生方法	セメント設計基準強度
SFF0-L	0%	封かん	Fc180
SFF1-L	1%(タイプF)	封かん	Fc180
SFF2-L	2%(タイプF)	封かん	Fc180
SFB2-L	2%(タイプB)	封かん	Fc180
SFF1-H	1%(タイプF)	90 48h	Fc250
SFF2-H	2%(タイプF)	90 48h	Fc250

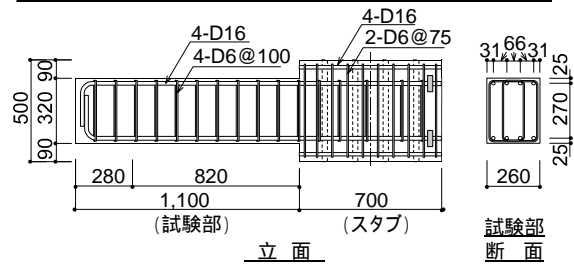


図 - 1 試験体の形状および配筋

0.16mm，アスペクト比81の直線タイプのもの（タイプF）と長さ30mm，径0.6mm，アスペクト比50の両端フック付き（タイプB）の2種類を使用した。セメントの圧縮強度は設計基準強度 Fc180N/mm<sup>2</sup>とFc250N/mm<sup>2</sup>の2種類とした。

梁断面は，b×D=260mm×320mmで，かぶり厚さはせん断補強筋外面まで10mm，せん断スパンは820mm (M/QD=2.56)，主筋は上端筋・下端筋とも4-D16(Pt=1.04%)，せん断補強筋は溶接閉鎖型で4-D6@100 (Pw=0.49%)で，全試験体共通である。

\*1 竹中工務店技術研究所 建設技術開発部 主任研究員 工博（正会員）

\*2 竹中工務店技術研究所 先端研究開発部 主任研究員（正会員）

SF混入量0.0%の場合のセメントの調査を表-2に示す。水結合材比を17%、骨材には珪石微粉と珪砂を用い、セメントは低熱ポルトランドセメントを使用した。SF混入量0.0%の場合を標準としたため、SF1.0%および2.0%混入の合計体積はそれぞれ1.01m<sup>3</sup>および1.02m<sup>3</sup>となる。

練り混ぜは250リットル、パン型ミキサーを用いて行った。ミキサーに材料を投入後、空練りを15秒行い、15分間練り混ぜた。その後、繊維を添加して3分間練り混ぜた。試験体の養生は圧縮強度 $F_c180\text{N/mm}^2$ のものはセメント打設後、表面に水を含んだ布を敷きビニルシートで被い、現場封かん養生とした。 $F_c250\text{N/mm}^2$ のものは、打設5日後に90～48時間水中養生としたが、強度発現が少なかったため、その後180時間のオートクレーブを12時間かけた。表-3にセメントの圧縮試験および曲げ試験結果を示す。また、図-2には100×100×400mm供試体による曲げ試験結果の一例を示す。柱主筋には降伏点強度 $671\text{N/mm}^2$ のD16高強度鉄筋を、横補強筋には降伏点強度 $681\text{N/mm}^2$ のD6高強度鉄筋を用いた（ヤング係数はそれぞれ199および191kN/mm<sup>2</sup>）。

載荷はスタブ部分を固定し、梁端部より820mmの位置に試験体軸心が回転中心となるようなピンを取り付け、片持ち梁形式で正負繰り返しせん断力を作用させた。載荷履歴は、 $R=$

表-2 セメントの調査

水結合材比(%)	細骨材率(%)		重量(kg/m <sup>3</sup> )				
	珪石微粉(C+SF)	珪砂(C+SF)	水W	セメントC	シリカフェーダSF	珪石微粉	珪砂
17	30	50	208	981	245	368	613

表-3 セメントの材料試験結果

試験体名	圧縮試験		曲げ試験
	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )	曲げ強度(N/mm <sup>2</sup> )
SFF0-L	187.6	52300	4.72
SFF1-L	187.2	52100	21.28
SFF2-L	189.5	53900	27.45
SFB2-L	182.8	54400	23.01
SFF1-H	221.8	53600	20.75
SFF2-H	231.1	53800	26.71

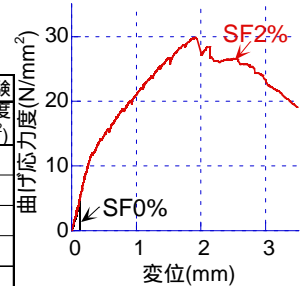


図-2 曲げ応力度 - 変位関係

注1) 各値は3本の平均を示す。  
注2) 圧縮試験体寸法: 100×200mm

$\pm 1, 2, 3, 3, 5/1000\text{rad}$ .で各1サイクル、 $R= \pm 7.5, 10, 20, 30, 40, 50/1000\text{rad}$ .で各2サイクルを原則とした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 試験経過及びせん断力 - 部材角関係

図-3にせん断力 - 部材角の関係を示す。表-4に実験結果の一覧を示す。なお、限界部材角 $R_L$ は、包絡線上で、最大耐力の80%に耐力が低下した時、あるいは同一変位における繰り返し載荷により耐力が80%以下に低下した時の部材角と定義した。

いずれの試験体も $R=7 \sim 10/1000\text{rad}$ .付近で主筋の降伏が生じ、 $R=16 \sim 17/1000\text{rad}$ .付近で最大

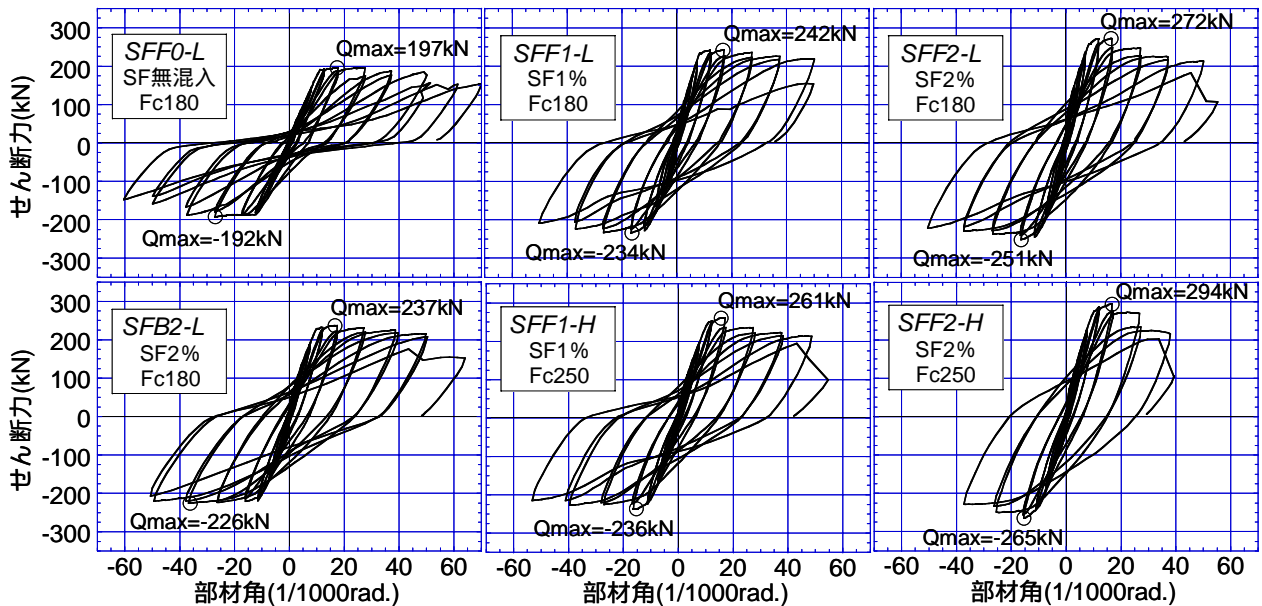


図-3 せん断力 - 部材角の関係

耐力を發揮した。セメント強度が高い試験体の方が主筋降伏時期が遅れる傾向にあった。最大耐力は、SF混入量が多いほど高くなり、同一混入量であればセメント強度が高いほうが高くなった。SF無混入試験体SFF0-Lに対してSF混入量2%で $f'c190$ ( $f'c$ :セメント実験時強度)のSFF2-Lの最大耐力は1.39倍、混入量2%で $f'c231$ のSFF2-Hは1.49倍となった。試験体の剛性は、曲げひび割れ発生で大きく低下するが、その後の第2勾配は主筋降伏までほぼ一定であり、その傾きはSF混入量が多いほど、セメント強度が高いほど大きかった。限界部材角は最大耐力が大きい試験体の方が小さくなる傾向が見られた。

### 3.2 ひび割れ発生状況

写真 - 1 に最終ひび割れ状況を示す。SF無混

入のSFF0-Lでは梁端部2/3D(D:梁せい)の領域のモルタルが剥落しヒンジが形成されているのが明瞭であるが、SF混入試験体ではこのようなモルタル剥落領域は見られず、梁端危険断面位置のひび割れが大きく開いていた。危険断面位置以外では、SF混入試験体のひび割れは無混入のものに比べ、細かく分散して多数入っていた。

### 3.3 ひび割れ幅の推移

試験体基部より100, 200, 300mm位置近傍に生じた曲げひび割れ、せん断ひび割れそれぞれ3本の幅をクラックスケールで測定した。この3本のひび割れ幅の平均値と変形部材角の関係を図 - 4 に示す。なお、図は各サイクルピーク時と除荷時について示しており、0.04mm未満のひび割れ幅は0.03mmとしてプロットしている。

表 - 4 実験結果一覧

試験体名	曲げひび割れ発生			せん断ひび割れ発生			鉄筋の降伏		最大耐力					限界部材角 Ru (rad.)
	Q (kN)	R (N/mm <sup>2</sup> )	R (rad.)	Q (kN)	R (N/mm <sup>2</sup> )	R (rad.)	Q (kN)	R (rad.)	Qmax <sup>*1</sup> (kN)	R (rad.)	Qcal <sup>*2</sup> (kN)	Qmax/Qcal	SF0%に対する比	
SFF0-L	15.9	0.24	0.00026	40.2	0.60	0.00135	171.1	0.00975	196.6	0.01734	172.6	1.14	-	0.060
SFF1-L	47.3	0.71	0.00028	71.1	1.06	0.00110	203.5	0.00692	242.2	0.01673	172.6	1.40	1.23	0.050
SFF2-L	58.8	0.88	0.00023	196.6	2.93	0.00520	241.7	0.00761	272.3	0.01650	172.6	1.58	1.39	0.046
SFB2-L	52.2	0.78	0.00083	63.3	0.94	0.00122	212.6	0.00882	237.1	0.01657	172.6	1.37	1.21	0.056
SFF1-H	58.6	0.87	0.00108	79.4	1.18	0.00174	247.1	0.01071	260.9	0.01560	172.6	1.51	1.33	0.050
SFF2-H	67.2	1.00	0.00106	146.9	2.19	0.00409	275.1	0.01020	293.7	0.01674	172.6	1.70	1.49	0.034

\*1) 実験値Qmaxは正負の内大きい方の値を示す。

\*2) 計算値Qcal = 0.9a<sub>t</sub> y<sub>d</sub> / a [ 記号 a<sub>t</sub>: 引張鉄筋断面積, y<sub>d</sub>: 引張鉄筋の降伏点強度, d: はりの有効せい, a: せん断スパン ]

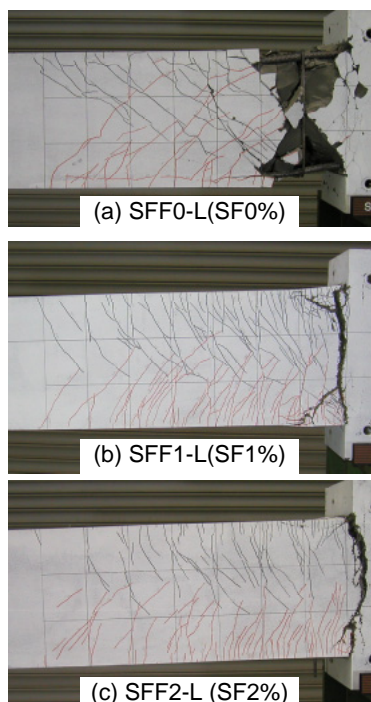


写真 - 1 最終ひび割れ状況

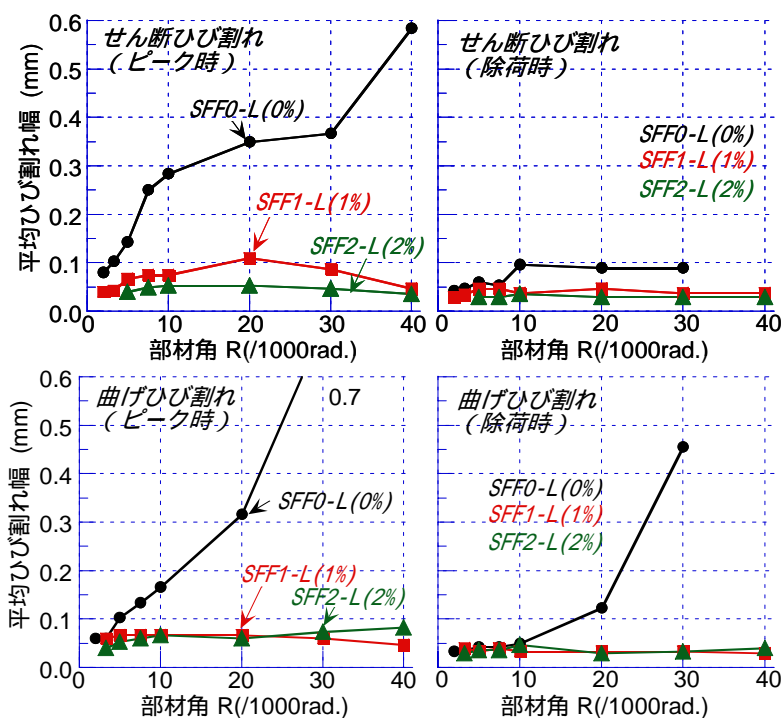


図 - 4 ひび割れ幅の推移

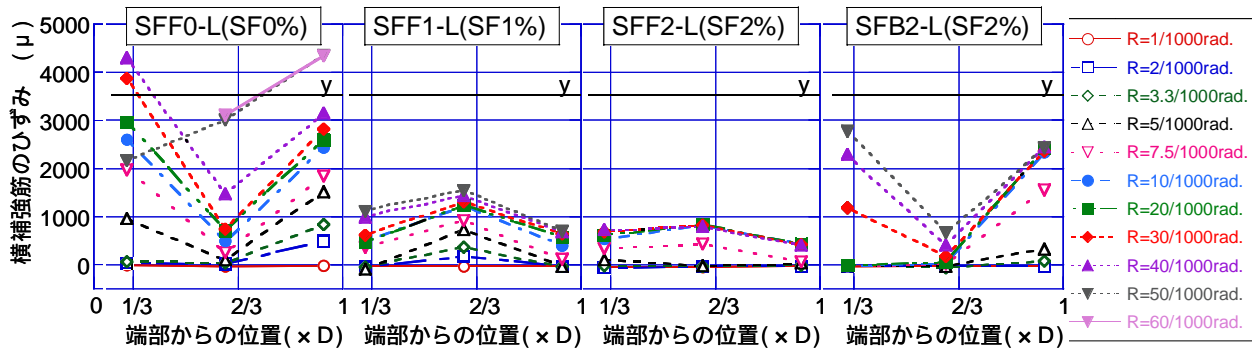


図 - 5 横補強筋のひずみ分布

SF無混入試験体SFF0-Lではピーク時の曲げひび割れ幅，せん断ひび割れ幅ともに部材角の増加とともに増大しているが，SF混入試験体ではひび割れ幅の増加はほとんどない。ピーク時せん断ひび割れ幅ではSF混入量の多い方がひび割れ幅が小さい。除荷時の残留せん断ひび割れ幅はSF無混入の場合 $R=10/1000rad$ .以降 $0.1mm$ 程度になるが，SF混入の試験体では $R=40/1000rad$ .まであまり差がなく $0.05mm$ 以下である。残留曲げひび割れ幅は，SF無混入では $R=20/1000rad$ .以降 $0.1mm$ を超えるが，SF混入試験体では $R=40/1000rad$ .まで $0.04mm$ 未満である。従って，SF混入試験体では $R=20/1000rad$ .を超える大変形時には危険断面位置のひび割れが大きく開くものの，他の部位での顕著な損傷は見られない。

### 3.4 横補強筋ひずみ

梁端部から1D以内の横補強筋ひずみをSFタイプFで混入量が異なるSFF0-L，SFF1-L，SFF2-LおよびSFタイプBのSFB2-Lを比較して図-5に示す。SFタイプFを用いた場合，混入量の増加に伴い横補強筋ひずみが減少し，SF2%混入のSFF2-Lでは試験終了時まで $1000\mu$ 以下（降伏歪の1/3以下）であった。従って，SF混入による横補強筋の低減が可能であると思われる。SFタイプBを用いた場合タイプFを用いたものよりも横補強筋ひずみは大きい傾向にあった。

### 3.5 等価粘性減衰定数

各試験体について部材角による等価粘性減衰定数(heq)の推移を図-6に示す。すべての領域でSF混入試験体の方が大きなheqを示しており，エネルギー吸収能力が高いことを示している。

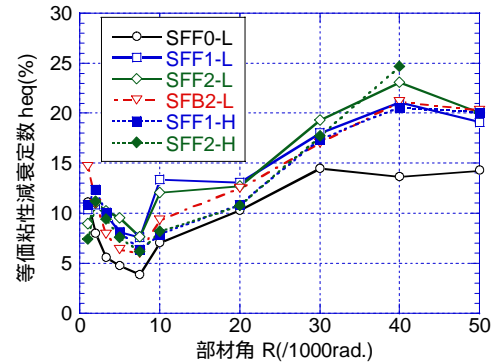


図 - 6 等価粘性減衰定数の推移

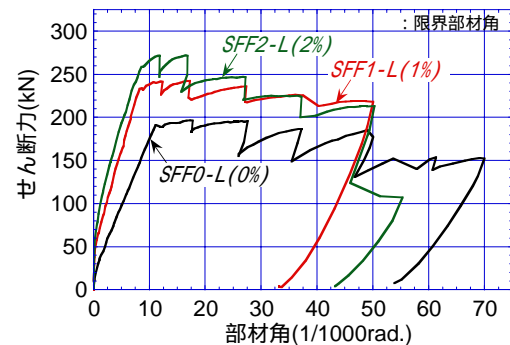


図 - 7 せん断力 - 部材角関係の包絡線比較

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 包絡線の比較

図-7に各試験体の正載荷時の包絡線を示す。各試験体ともSFの混入により最大耐力，曲げひび割れ発生点（最初に剛性が低下する点），その後の第2勾配の大きさが増大している様子が確認できる。限界部材角 $R_u$ は最大耐力が大きい試験体ほど小さくなる傾向が見られたがいずれも $R=30/1000rad$ .を超える $R_u$ が得られている。

### 4.2 最大耐力

最大耐力実験値と計算値を比較したものを前出の表-4に示す。SF無混入のSFF0-Lの実験値/計算値は1.14であり，鉄筋の降伏後の強度上



昇を考慮すると良い適合を示している。一方，SF混入試験体の実験値 / 計算値は1.37～1.70であり，SFタイプFを用いた場合にはSF混入量が多いほど，またセメント強度が大きいほど計算値に対する比が大きい。SF無混入のSFF0-Lの実験値を基準とするとSF1%混入のSFF1-Hで最大耐力は1.3倍，SF2%混入のSFF2-Hで1.5倍の耐力となった。

## 5. 解析的検討

### 5.1 解析の目的

実験結果に示したように繊維補強の効果として耐力が1.2～1.5倍に上昇し，鉄筋降伏に至るまでの剛性も大きくなっている。これを繊維補強コンクリートの引張強度，および引張強度後の軟化性状の違いでどの程度評価できるかを確かめるため，ファイバーモデルによる解析とFEMによる解析を行った。

### 5.2 ファイバーモデルによる解析

片持ち梁の基部近傍の断面をファイバーモデルとして曲げモーメントと曲率の関係を求めた。図-8に解析モデルを示す。また解析結果の曲げモーメント-曲率関係を図-9に示す。解析に用いた引張特性は図-2を参考に剛性低下点(12.0MPa)とその後の剛性低下率(0.5)を定め，引張強度後の負勾配は梁の実験耐力と合うように同定した。図-10に各解析の降伏点付近の梁成方向のコンクリート応力分布を示す。ひび割れ後の引張応力が全体の曲げモーメントのバランスに寄与しており，最大耐力を増加させてい

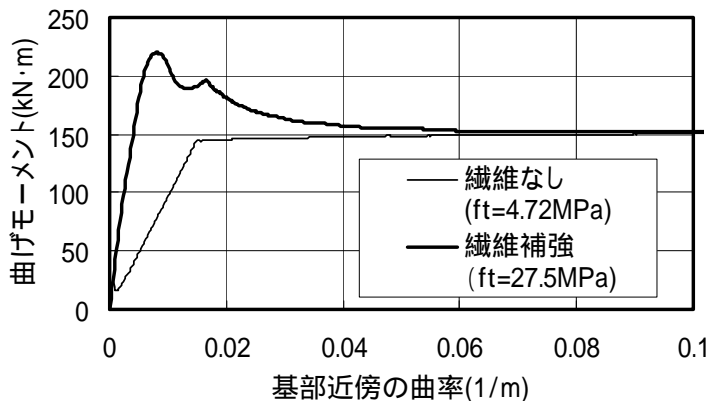


図-9 曲げモーメント - 基部近傍曲率関係

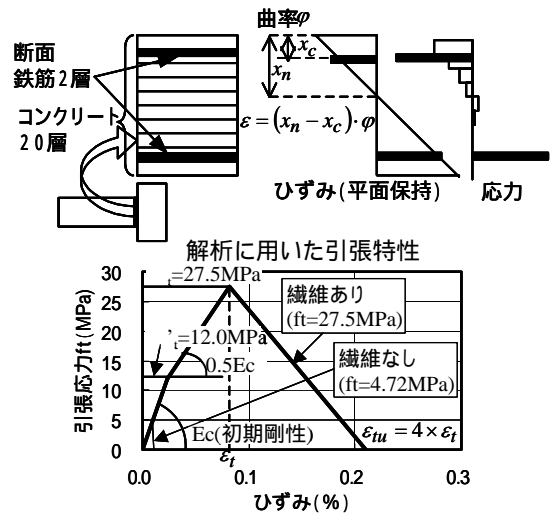


図-8 ファイバーモデルの概要

ると考えられる。

### 5.3 FEM解析による検討

解析には当社保有の解析ソフトNAPISOSを用いた<sup>1), 2)</sup>。図-11に解析モデルを示す。このような解析では梁基部の鉄筋拔出の影響が大きく，変形を評価するためには鉄筋拔出を評価する必要がある。ここでは基礎部の要素は弾性要素として基礎部変形の影響を考慮した。基礎部からの鉄筋の拔出量は別途行った鉄筋引抜き実験結果をもとに図-12に示すようにモデル化した鉄筋拔出しばねを梁基部に用いて評価した。解析ケースは図-13に示す繊維ありとなしの2ケースとした。図中の引張軟化曲線は解析結果が実験値と同程度の耐力上昇を示すように同定したものである。解析結果の部材角-せん断力関係を図-14に示す。ファイバーモデルではせん断変形の影響は考慮されないため，耐力を合わせるように引張特性を同定した場合，

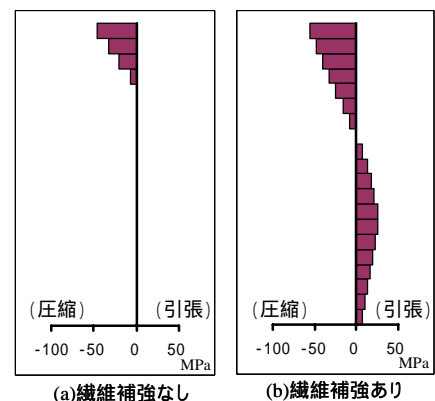


図-10 コンクリート応力分布

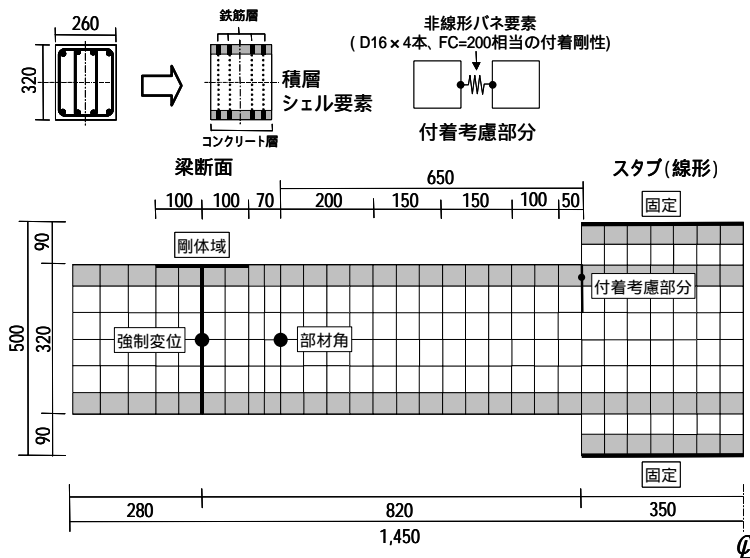


図 - 11 FEM 解析モデル

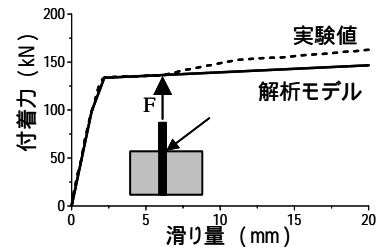


図 - 12 鉄筋抜け出しバネ

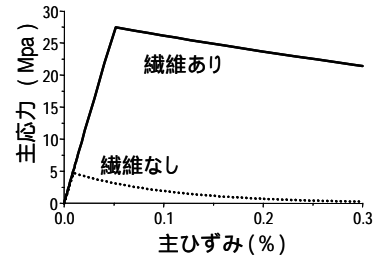


図 - 13 FEM 解析に用いた引張軟化特性

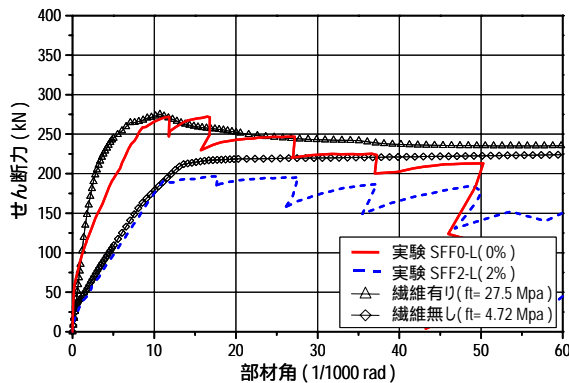


図 - 14 部材角 - せん断力関係

図-8と図-13には違いが生ずる。

#### 5.4 解析結果の考察

ファイバーモデルの解析より実験値における耐力上昇のメカニズムは繊維補強による引張強度の上昇および引張強度後の軟化特性で定性的に説明できる可能性が示された。また、FEMによる解析結果は、実験結果の変形状もひび割れ軟化特性の設定により評価できる可能性を示している。

#### 6. まとめ

鋼繊維を混入した圧縮強度 $190 \sim 230 \text{ N/mm}^2$ の高強度セメント材料を梁部材に用いた梁の曲げせん断実験により以下のことがわかった。

- (1) SFを1.0～2.0%混入することにより、ひび割れは細かく分散して多数入り、 $R=20/1000 \text{ rad}$ を超える大変形時にも危険断面の一箇所にひび割れは集中するものの、他の

部位では顕著な損傷は見られない。

- (2) 最大耐力はSF混入量の増加に伴い線形的に上昇し、同一混入量であればセメント強度が高いほうが高くなった。
- (3) SFの混入により横補強筋のひずみが減少した。SF2%混入の場合には歪が $1000 \mu$ 以下にとどまり、横補強筋の低減が可能である。
- (4) SFの混入により、等価粘性減衰定数も増加し最大で1.5～2.0倍となった。
- (5) セメント材料の引張特性を考慮した解析により、SF混入による曲げ耐力の上昇、ひび割れ後の剛性の増大などの傾向を把握できることが分かった。

#### 参考文献

- 1) Ueda, M., Seya, H., Ohmiya, Y., Taniguchi, H., Kambayashi, A.: Nonlinear analysis on RC shearwall shaking table test, Transactions of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Vol. H, pp.433-440, 1997
- 2) 上林厚志, 他: PWR型原子炉建屋の非線型FEM地震応答解析による安全余裕評価(その2.非線型FEMの適用性と3次元モデルによる非線型応答性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造, pp.1153-1154, 1999年9月