

# 鋼繊維補強コンクリートを適用した短スパン梁の開発

高橋 智也\*<sup>1</sup>・河本 慎一郎\*<sup>2</sup>・小河 雅広\*<sup>1</sup>・杉山 智昭\*<sup>1</sup>・渡辺 英義\*<sup>1</sup>

Keywords : steel fiber reinforced concrete, short span beam, diagonally reinforcing bar, crack width, hysteresis characteristic

鋼繊維補強コンクリート, 短スパン梁, X 形配筋, ひび割れ幅, 復元力特性

## 1. はじめに

近年、頻発する大地震や自然災害を鑑みて、高い耐震性と事業継続性に配慮した、レジリエントな建物が求められている。一方、建築計画としては自由性や更新性に富んだ空間構成とするため、耐震要素を建物外周部やコア部に集約させる架構計画が増えている。高い耐震性と自由性に富んだ建築計画を同時に実現する架構計画として、図-1 に示すような水平剛性の高い鉛直部材とそれをつなぐ境界梁によって耐震要素を構成し、それ以外の耐震部材を取り除くことで室内空間の自由度を高める構造計画が考えられる。しかし、境界梁のような短スパン梁を鉄筋コンクリート造で構築した場合、大地震時には高応力状態で大きな塑性変形が発生することから、過大なひび割れの発生やせん断破壊などが起こり、建物全体の性能確保や事業継続性に多大な影響を与える恐れがある。

コンクリートに鋼製の短繊維を混入した鋼繊維補強コンクリート(SFRC)は、コンクリートの力学特性を大幅に改善し、損傷を抑制できることが古くから知られている<sup>1)</sup>。しかしながら、SFRCをFc36~60N/mm<sup>2</sup>級の主要構造体へ適用した実績は土木建築の分野に関わらず少ない。また、最近、端部にフックが付いた高強度鋼繊維が開発されているが、その補強効果は十分明確になっておらず、プレキャスト化された場合の部材性能も明確ではない。

本論文では、鋼繊維補強コンクリートを適用したプレキャスト短スパン梁の構造性能を把握するために実施した曲げせん断実験の概要と結果を述べ、復元力特性の評価法について検討した結果を報告する。

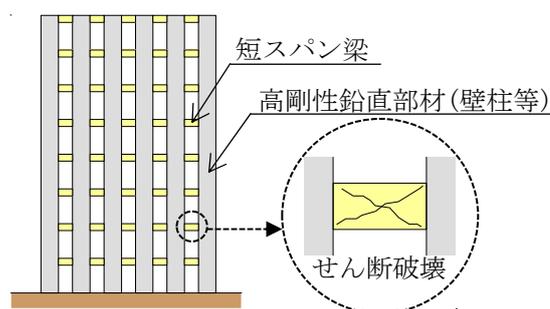


図-1 短スパン梁の架構適用例と地震時損傷イメージ  
Fig.1 Example of short-span beams and damage image

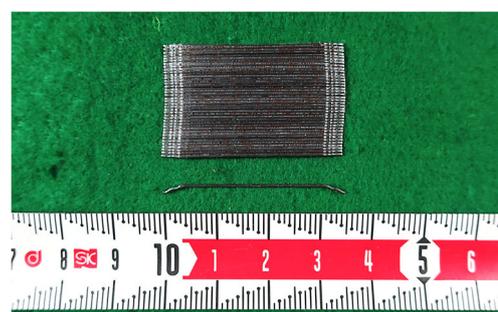


写真-1 鋼繊維の外観

Photo.1 Appearance of steel fiber

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

実験に使用した鋼繊維を写真-1 に示す。鋼繊維は両端フック付きの長さ 35mm、直径 0.55mm (アスペクト比 65)、公称引張強度 1850 N/mm<sup>2</sup>のものを用いた。コンクリート投入前は素線約 30 本毎に糊付けされた状態であり、梱包袋内で繊維同士が絡まることを防いでいる。コンクリート投入後、糊が分解され素線 1 本ずつに分散されるため、ファイバーボールの起こる可能性

\* 1 技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室

\* 2 設計本部 構造設計第三部

は少ない。

試験体一覧を表-1 に、試験体の形状を図-2 に、試験区間の断面と配筋を図-3 に示す。試験体は両側に剛強なスタブを有する矩形断面梁 9 体であり、試験区間の梁幅  $b \times$  梁せい  $D = 400 \times 350\text{mm}$  (実大断面の約 60%スケール想定) と引張主筋の配筋量 5-D22 (引張鉄筋比  $p_t = 1.6\%$ )、試験区間コンクリートの目標圧縮強度  $48\text{N/mm}^2$  は全試験体共通である。コンクリートの目標圧縮強度は、一般的な短スパン梁に用いられる強度領域として設定した。また、PCa 化を想定し、試験区間の端面には幅 350mm、深さ 20mm、付根部長さ 160mm のシャーキーを設けた。

実験パラメータは、主筋の配筋方法、せん断スパン比  $a/D$ 、鋼繊維の体積混入率  $V_{sf}$  とした。No.1~3 は一般的な梁配筋を想定し、上端および下端の主筋をすべて平行に配筋した。No.4~9 は付着割裂破壊が生じにくく、短スパン梁でせん断補強効果を発揮する X 形配筋とし、引張主筋 5 本のうち隅の 2 本を除いた 3 本を X 形に配筋した。横補強筋は No.1~3 では 4-U7.1@60( $p_w = 0.67\%$ )、No.4~9 では 2-U7.1@60( $p_w = 0.33\%$ )とした。 $a/D$  は No.1~6 では 1.0、No.7~9 では 0.7 としており、前者は一般的な短スパン梁を、後者は最も短い場合を想定している。 $V_{sf}$  は No.1,4,7 が 0.0%、No.2,5,8 が 0.5%、No.3,6,9 が 1.0%であり、各試験体とも試験区間のみに鋼繊維を混入している。鋼繊維補強効果がない場合、平行配筋試験体および  $a/D = 0.7$  の X 形配筋試験体は、終局時の曲げ耐力とせん断耐力が同等程度となるように設定した。

試験区間コンクリートの材料試験結果を表-2 に、鉄筋の材料特性を表-3 に示す。表-2 の  $V_{sf} = 0.5\%$  および 1.0%の結果は鋼繊維が混入された供試体の試験結果である。また、スタブコンクリートの圧縮強度は 55~64 $\text{N/mm}^2$  程度であった。主筋には SD490 のねじ鉄筋を、横補強筋には異形 PC 鋼棒 SBPD1275/1420 を用いた。

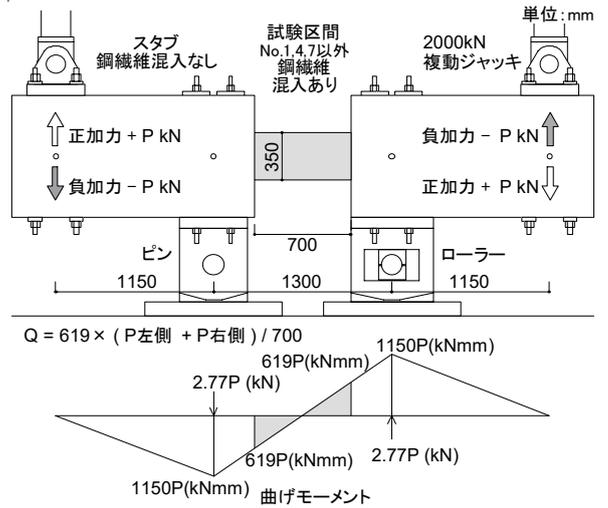


図-2 試験体形状と加力方法( $a/D=1.0$ )  
Fig.2 Specimen shape and Test setup( $a/D=1.0$ )

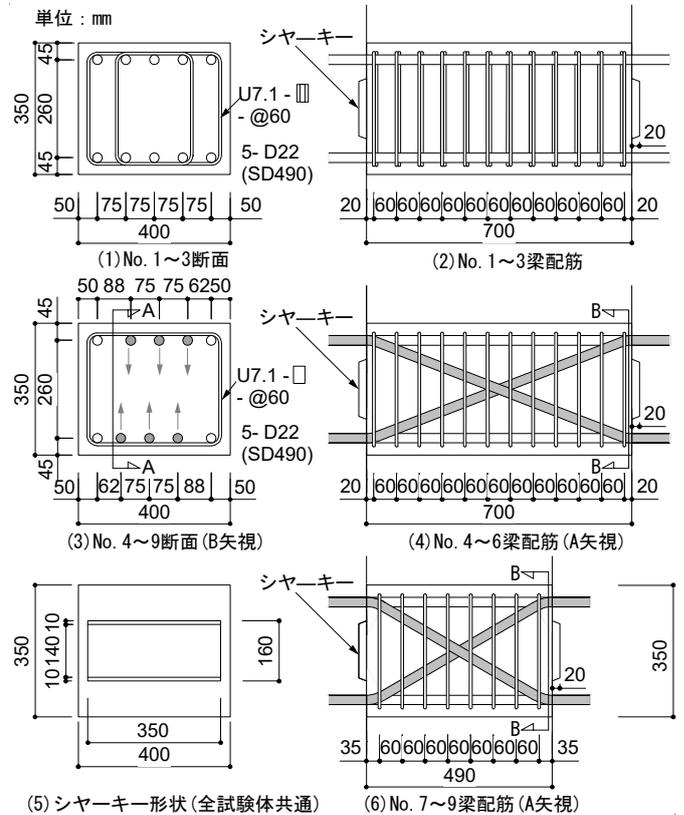


図-3 試験区間の断面と配筋

Fig.3 Details of specimens

表-1 試験体一覧

Table 1 List of test specimens

No.	断面 $b \times D$ (mm)	試験区間 目標 $f_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	主筋 SD490	せん断スパン比 $a/D$	主筋配筋方法	横補強筋 SBPD1275/1420	鋼繊維量 $V_{sf}$ (%)
1	400 × 350	48	上下共 5-D22	1.0	平行	4-U7.1 @60	0.0
2						0.5	
3						1.0	
4					X形	2-U7.1 @60	0.0
5						0.5	
6						1.0	
7				0.7	X形	2-U7.1 @60	0.0
8							0.5
9							1.0

表-2 コンクリートの材料特性

Table 2 Material properties of concrete

No.	$V_{sf}$ (%)	圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	ポアソン比
1, 4, 7	0.0	47.1	33.6	0.22
2, 5, 8	0.5	44.9	31.3	0.22
3, 6, 9	1.0	44.8	32.4	0.22

表-3 鉄筋の材料特性

Table 3 Material properties of reinforcement

鉄筋	鋼種	降伏強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	破断強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)
主筋 D22	SD490	522	191	679	16.0
横補強筋 U7.1	SBPD1275/1420	1386	206	1482	10.3

※横補強筋の降伏強度は0.2%オフセット耐力による値

## 2.2 荷重方法

加力方法を図-2 に示す。加力はスタブ端部に取り付けた 2000 kN ジャッキによって試験区間に逆対称の曲げせん断力が作用するように行い、部材角  $R=\pm 1/500$  を 1 回、 $\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25$  を各 2 回ずつの計 11 回の正負交番繰り返し荷重を行った後、最後に  $R=+1/20$  まで加力した。測定はせん断力  $Q$ 、部材角  $R$  や鉄筋ひずみ等について行った。

## 3. 実験概要

### 3.1 ひび割れ発生状況

ひび割れ発生状況を図-4 に示す。いずれも  $R=-1/25$  の 1 回目ピーク時のひび割れ状況である。各試験体とも  $R=\pm 1/500$  の加力で、梁端の付け根部分およびその近傍に曲げおよび曲げせん断ひび割れが発生した。曲げひび割れ発生荷重は  $V_{sf}$  の違いによる明確な傾向はみられなかった。せん断ひび割れは No.7 のみ  $R=-1/500$  の加力時に発生したが、その他の試験体では  $R=\pm 1/200$  の加力時に発生した。

$R=\pm 1/200$  以後のひび割れ発生状況について主筋の配

筋方法の違いに着目すると、平行配筋の No.1~3 では主筋に沿う付着割裂ひび割れおよびせん断ひび割れが顕著であった。X 形配筋の No.4~9 では主にせん断ひび割れが拡大し、 $a/D=0.7$  の No.7~9 は  $a/D=1.0$  の No.4~6 と比較して、ひび割れ幅が大きく、損傷が一部に集中する傾向にあった。 $V_{sf}$  の違いに着目した場合、 $V_{sf}=0.0\%$  の No.1,4,7 では一部のひび割れが大きく開く傾向にあった。それに対して、 $V_{sf}=0.5\%$  の No.2,5,8 ではひび割れ幅が相対的に小さく、ひび割れ本数が増える傾向となった。 $V_{sf}=1.0\%$  の No.3,6,9 ではさらに損傷が分散する傾向となり、試験区間全長にわたって比較的幅の小さいせん断ひび割れが多く発生した。 $V_{sf}$  が増えることで躯体損傷を抑制することができており、フック付き高強度鋼繊維は短スパン梁に高い補強効果を発揮した。

X 形配筋で  $a/D=1.0$  の No.4~6 のひび割れ幅推移を比較した結果を図-5 に示す。計測位置は図-4 中に示しており、 $a$  および  $a'$  は最初に発生した曲げせん断ひび割れの正荷重時と負荷重時、 $b$  および  $b'$  は試験区間の対角に生じたせん断ひび割れの正荷重時と負荷重時である。計測はクラックスケールを用いて目視で行った。

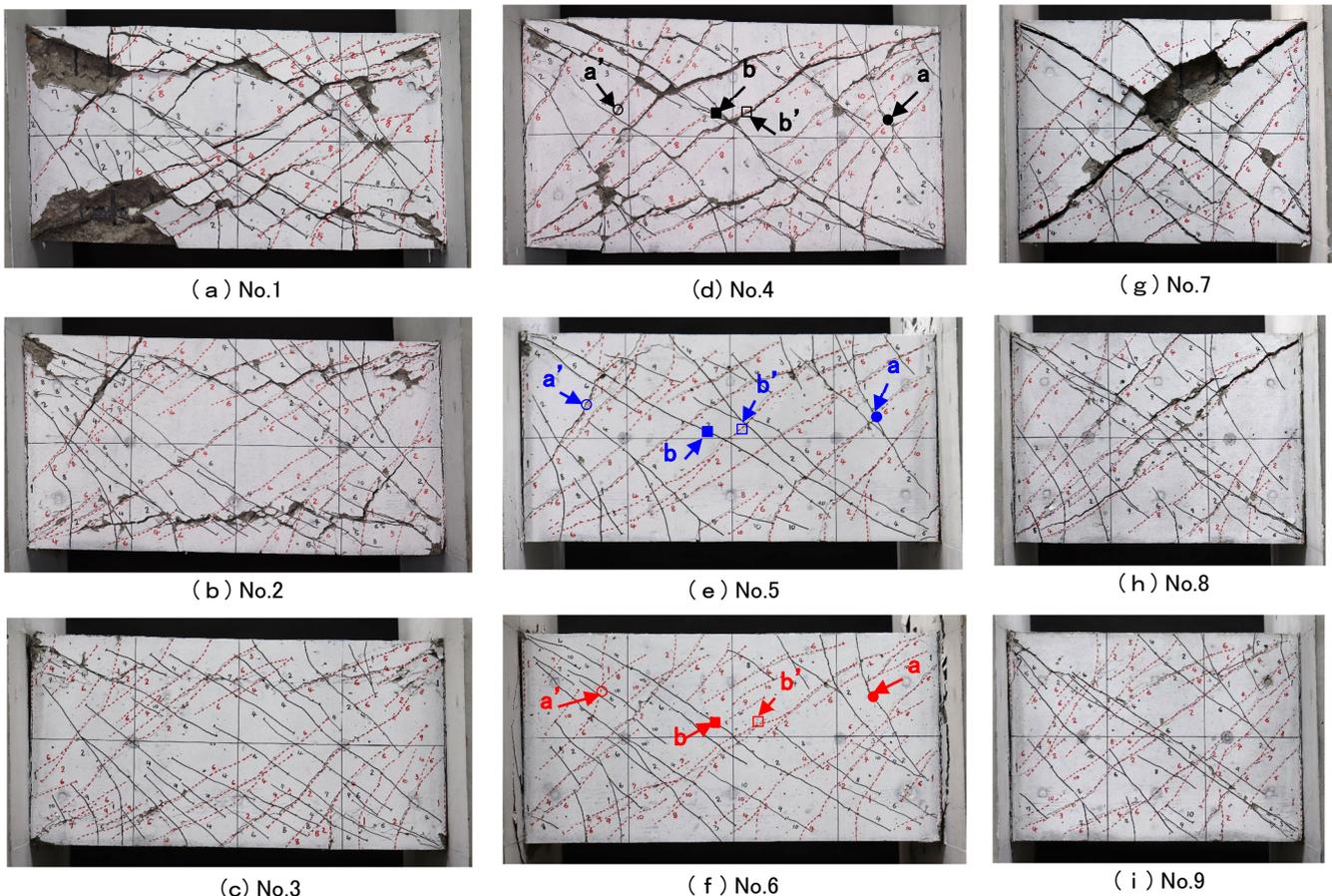


図-4 ひび割れ発生状況 ( $R = -1/25$ )  
Fig.4 Cracking and cover spalling ( $R = -1/25$ )

$V_{sf}=0.0\%$ のNo.4のピーク時ひび割れ幅 $pW_{cr}$ は、 $R=\pm 1/50$ 時で1.2mm以上のものがみられ、 $R=\pm 1/33$ 時では $pW_{cr}$ が1.4mm以上のものも観察された。 $V_{sf}=0.5\%$ のNo.5の $pW_{cr}$ は $R=\pm 1/50$ 時で最大0.55mmであり、No.4と比較して小さくなった。このようにNo.5はNo.4と比較して同一変形時のひび割れ幅が小さく、ひび割れ本数は増加する傾向となった。この傾向は $V_{sf}=1.0\%$ のNo.6でさらに顕著であり、構造躯体損傷は鋼繊維の混入により大きく改善することが示された。除荷時のひび割れ幅 $W_{cr}$ は、曲げせん断ひび割れおよびせん断ひび割れともにピーク時の1/3~2/3程度となった。

### 3.2 荷重-変形関係

せん断力 $Q$ -部材角 $R$ 関係の実験結果を図-6に示す。図中の1点鎖線 $Q_{mu}$ は応力中心間距離を $0.9d$  ( $d$ :梁有効せい)と仮定した略算式による曲げ耐力計算値である。破線 $Q_{Xmu}$ はX形配筋指針<sup>2)</sup>に示されているX形筋断面積を角度分の有効断面積( $\cos\theta$ 分)として上記方法で算出した値で、No.4~9は $Q_{Xmu}$ を曲げ耐力計算値と定義した。

平行配筋のNo.1~3では引張主筋が $R=+1/90\sim 1/60$ 前後で降伏ひずみに達し、その後 $R=+1/50$ 前後まで荷重が増加し最大耐力に至った。 $V_{sf}=0.0\%$ のNo.1は曲げ降

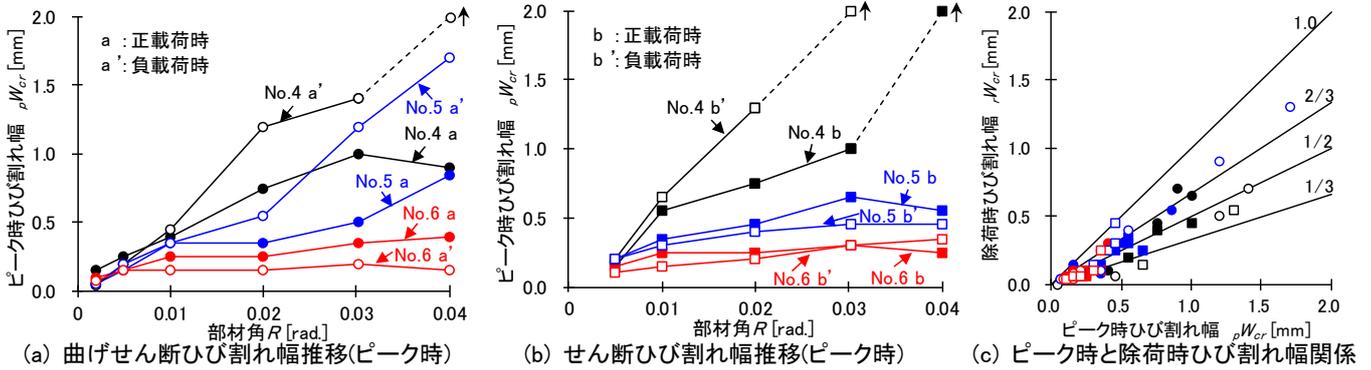


図-5 ひび割れ幅の比較(1サイクル時)

Fig.5 Comparison of crack width transitions at one cycle

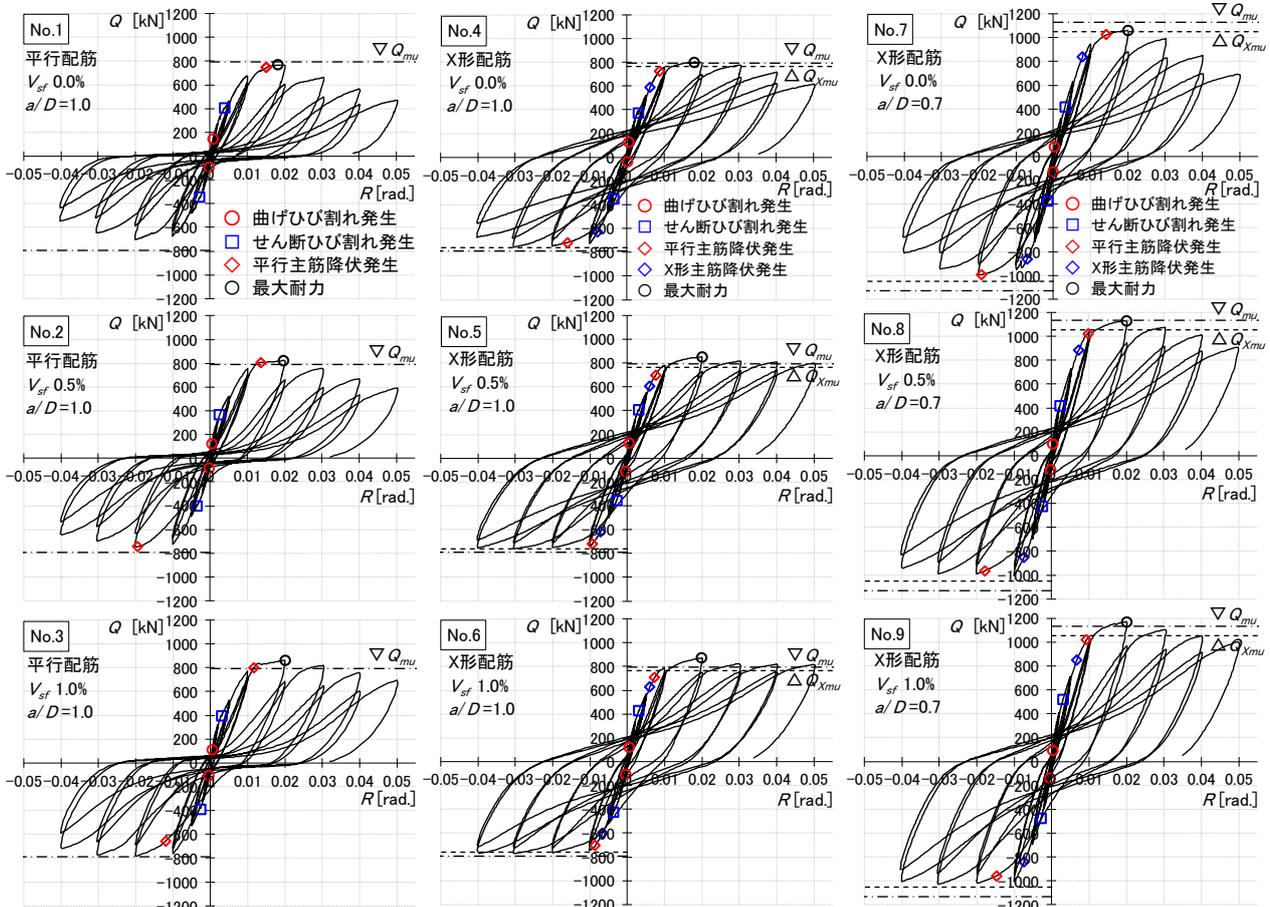


図-6 せん断力-部材角関係

Fig.6 Shear force-rotation angle relationships

伏前に付着割裂破壊を起こしたが、No.2, No.3 は曲げ降伏先行型であった。3体の試験体の履歴性状は付着割裂ひびわれの影響によりスリップ型となった。特に、No.2 は最大耐力後の繰り返し载荷で荷重低下が大きく、曲げ降伏後の付着割裂破壊を起こしたと考えられる。X形配筋で  $a/D=1.0$  の No.4~6 ではX形主筋が危険断面位置近傍で  $R=+1/170\sim 1/140$  前後、隅に配置された平行配筋が  $R=+1/140\sim 1/100$  前後で降伏ひずみに達し、いずれも曲げ降伏先行型であった。また、 $V_{sf}=0.0\%$  の No.4 は最大耐力後の繰り返し载荷で荷重低下が大きい。曲げ降伏後のせん断破壊を起こしたと考えられるが、 $V_{sf}=0.5\%$  以上の No.5 および No.6 の履歴性状は安定していた。X形配筋  $a/D=0.7$  の No.7~9 ではX形主筋が危険断面近傍で  $R=+1/150\sim 1/110$  前後、隅の平行配筋が  $R=+1/110\sim 1/60$  前後で降伏ひずみに達し、いずれも曲げ降伏先行型であった。ただし、No.7, No.8 はその後の繰り返し载荷で荷重低下が大きく、曲げ降伏後のせん断破壊を起こしたと考えられる。主筋の配筋方法や  $a/D$  によらず  $V_{sf}=0.5\%$  以上の試験体の最大耐力が高い傾向にあるが、鋼繊維の混入により圧縮縁コンクリートの損傷が少なく、かぶり部分を含めて有効に圧縮力を負担できるようになることや、X形主筋の塑性化が進展したことなどが理由と推測される。また、負荷の最大耐力が正載荷に比べ小さい傾向にあるが、これは、危険断面の圧縮側主筋が正載荷時の引張降伏による塑性変形の影響で圧縮力を負担し、コンクリートの応力負担が小さくなったためと考えられる。

### 3.3 変形成分の推移

本実験では図-7 に示す方法によって、試験区間を材軸方向に4区間に分割して変位計測を行い、試験区間の変形をせん断変形、曲げ変形、端部の回転変形、端部の主筋抜け出しに伴うずれ変形の4成分に変形分離した。全体変形に占める各変形成分の比率の推移を図-8 に示す。同図は各加力サイクルピーク時の正負平均である。

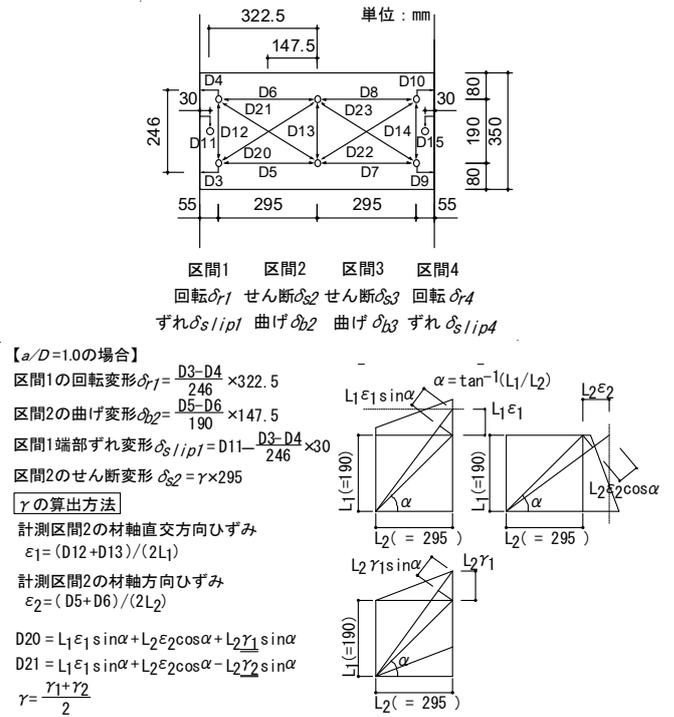


図-7 変形測定と分離方法

Fig.7 Deformation measurement and separation method

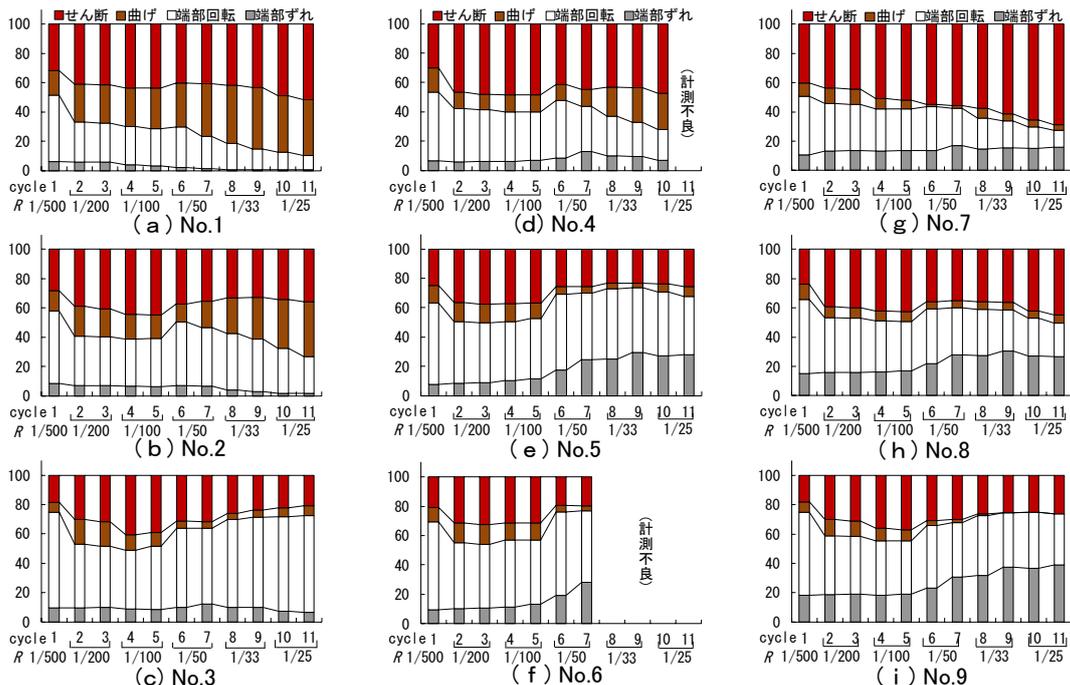


図-8 各変形成分比率の推移

Fig.8 Transition of each deformation component ratios

最終サイクルに着目すると、平行配筋の No.1~3 において  $V_{sf}=0.0\%$  の No.1 は、せん断変形成分が 50%程度、端部回転変形成分が 10%程度であり、 $V_{sf}=0.5\%$  の No.2 では、せん断変形成分が 35%程度、端部回転変形成分が 25%程度であった。 $V_{sf}=1.0\%$  の No.3 では、せん断変形成分が 20%程度、端部回転変形成分が 65%程度であり、 $V_{sf}$  が多くなるほどせん断変形成分の比率が小さくなり、端部回転変形成分が大きくなる傾向にある。また、X 形配筋の No.4~9 も平行配筋の No.1~3 と同様、 $a/D$  によらず  $V_{sf}$  が多くなるほど、端部回転変形成分が大きくなる傾向であった。試験区間コンクリートの損傷が鋼繊維の補強効果により抑えられるため、変形がプレキャスト仕口の端部に集中していると考えられる。X 形配筋の  $a/D$  の違いに着目すると、 $a/D=0.7$  と小さい No.7~9 が  $a/D=1.0$  の No.4~6 に比べてせん断変形成分が大きく、曲げ変形成分が小さい傾向にあった。また、 $V_{sf}=0.5\%$  以上の X 形配筋試験体で特に  $R=1/50$  以降、端部におけるずれ変形成分の割合が大きい。文献<sup>3)</sup>では、ビニロン繊維を混入した PCa 制振デバイスの曲げせん断実験において、躯体損傷を抑えることで端部にずれ変形が生じることが報告されている。本実験結果も同様の現象であり、さらに X 形主筋の抜け出しが角度をもって生じるため、その鉛直方向のずれに相当する変形がやや大きくなっていると推察される。

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 骨格曲線

荷重変形関係の実験結果と骨格曲線の評価結果の比較を図-9 に示す。骨格曲線は保有水平耐力規準<sup>4)</sup>に示されている曲げひび割れ時と曲げ終局時を結ぶトリニア形にモデル化した。コンクリートの材料特性は各図に記載した 3 試験体の平均値を用いた。弾性剛性は加力スタブの剛域として片側  $0.25D$  を考慮した曲げ剛性とせん断剛性から求めた<sup>5)</sup>。また、断面二次モーメントは軸方向鉄筋(X 形配筋は端部断面における  $\cos \theta$  分)を考慮したものをを用いている。曲げひび割れモーメント  $M_{cr}$  は  $V_{sf}$  による明確な傾向が実験からみられないため、保有水平耐力規準に示されている式(1)によって算出した。

$$M_{cr} = 0.56 \sqrt{F_c} Z_e \quad (1)$$

ここに、 $Z_e$  : 主筋を考慮した断面係数  
降伏点剛性低下率  $\alpha_y$  については、図-9 の結果より鋼繊維の補強効果によって、試験区間せん断変形ではなく端部回転変形を含めた曲げ変形が卓越していることや横補強筋が十分に配筋されていることから、ここでは  $a/D \geq 2.0$  を適用範囲としている式(2)<sup>4)</sup>を用いた。

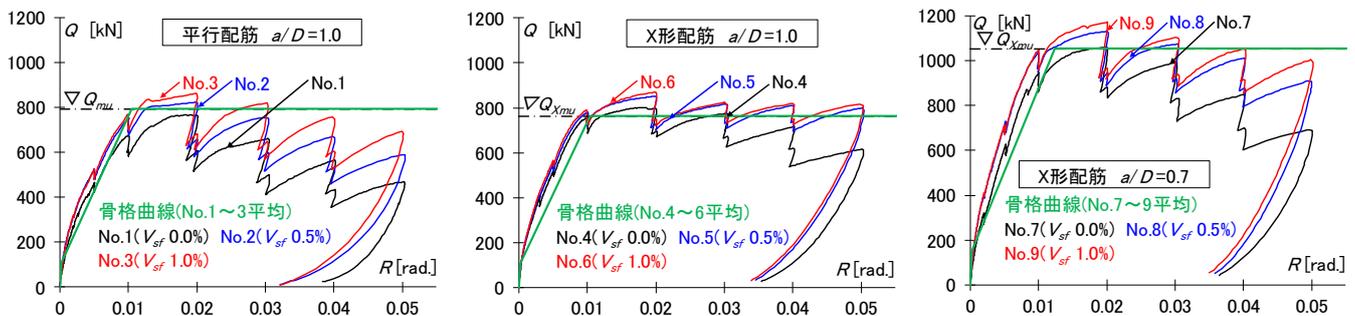


図-9 荷重-変形関係(包絡線)と骨格曲線の比較  
Fig.9 Comparison of load-deformation relationships (envelopes) and skeleton curves

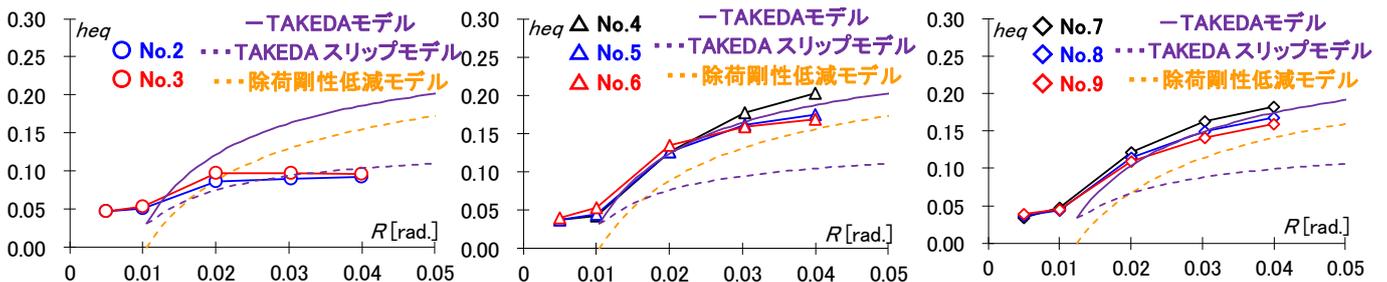


図-10 等価粘性減衰定数と計算モデルの比較  
Fig.10 Comparison of equivalent viscous damping ratios and calculation models

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n p_t + 0.043 \frac{a}{D}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (2)$$

ここに、 $n$ ：ヤング係数比、 $d$ ：梁有効せい、 $p_t$ ：引張鉄筋比(X形配筋は  $\cos \theta$  分)、 $a$ ：せん断スパン長さ

図-9 より、式(1)～(2)を用いた緑色実線の骨格曲線は、X形配筋の試験体で曲げひび割れ以後の剛性を多少低く評価する傾向にあるが、実験結果を概ね評価できている。

#### 4.2 履歴特性

曲げ降伏先行型の8体の試験体について、各試験体の繰り返し載荷2回目正側の等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  と部材角の関係を図-10 に示す。図中には、履歴特性として TAKEDA モデル<sup>6)</sup>、TAKEDA スリップモデル<sup>7)</sup>、除荷剛性低減モデル<sup>8)</sup>を用いた場合の等価粘性減衰定数の計算値もあわせて示している。また、実験による荷重-変形関係と TAKEDA モデルおよび TAKEDA スリップモデルの比較例として、No.3 と No.6 を代表して図-11 に示す。TAKEDA モデルによる評価は式(3)～(4)を、TAKEDA スリップモデルによる評価は式(4)～(5)を、除荷剛性低減モデルによる評価は式(6)によって行った。

$$h_{eq}^T = \frac{h_0}{\pi} \quad (3)$$

$$h_0 = 1 - \mu^\alpha \cdot \frac{1 + D_C/D_Y}{1 + Q_C/Q_Y} \cdot \{1 + \beta \cdot (\mu - 1)\} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (4)$$

$$h_{eq}^{TS} = \frac{h_0}{2\pi} \cdot \left\{ \frac{h_0}{(1+h_0)\mu^{\lambda-1}} + 1 \right\} \quad (5)$$

$$h_{eq}^R = 1/\pi (1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (6)$$

ここに、 $h_{eq}^T$ ：TAKEDA モデルによる等価粘性減衰定数、 $h_{eq}^{TS}$ ：TAKEDA スリップモデルによる等価粘性減衰定数、 $h_{eq}^R$ ：除荷剛性低減モデルによる等価粘性減衰定数、 $D_C/D_Y$ ：降伏変位に対するひび割れ変位の比(ここでは図-9 に示す骨格曲線に用いた変位により算定)、 $Q_C/Q_Y$ ：降伏荷重に対するひび割れ荷重の比(ここでは図-9 に示す骨格曲線に用いた荷重により算定)、 $\alpha$ ：剛性低下係数(=0.4)、 $\beta$ ：降伏点剛性に対する降伏後剛性の低下率(=0.01 とする)、 $\lambda$ ：スリップ剛性係数(=1.0 とする)、 $\mu$ ：塑性率

図-10 より、平行配筋 No.2 および No.3 の等価粘性減衰定数は TAKEDA スリップモデルと同程度の結果となっており、付着割裂ひび割れによるスリップ型の性状を良く評価できている。また、X形配筋とした No.4～9 は TAKEDA モデルと同程度の値となっている。 $R=1/25$

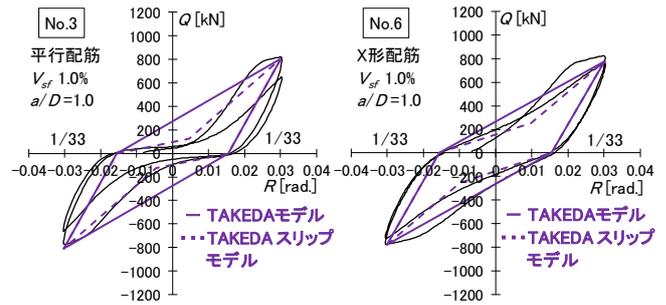


図-11 荷重-変形関係と計算モデルの比較  
Fig.11 Comparison of load-deformation relationships and calculation models

の大変形時に  $V_{sf}$  の多い No.6 や No.9 がやや小さい値となっているが、鋼繊維の補強効果により大変形時のピーク荷重の低下が小さく、等価ポテンシャルエネルギー<sup>8)</sup>が大きくなる影響のためであり、履歴エネルギー量は大きい。また図-11 より、実験の荷重-変形関係と設定したモデルは概ね対応しており、図-9 に示した骨格曲線の特性値を用い、履歴特性として平行配筋は TAKEDA スリップモデル、X形配筋は TAKEDA モデルを用いることで履歴特性が適切に評価できる。

#### 5. まとめ

短スパン RC 梁における鋼繊維補強効果を把握することを目的に、主筋の配筋方法、せん断スパン比、鋼繊維混入量をパラメータとした実験を行い下記の知見を得た。

- 1) 鋼繊維混入量が多いほどひび割れ幅が小さく、ひび割れが分散する傾向にあり、最大耐力後の荷重低下が小さく、高い靱性能を有する。
- 2) 鋼繊維混入量が多いほど、試験区間の損傷を抑制するため試験区間内のせん断変形成分の割合が小さくなり、端部の変形成分の割合が大きくなる。
- 3) 復元力特性の評価は、骨格曲線について保有水平力規準による降伏点剛性低下率が  $a/D \geq 2.0$  の場合の評価式、履歴特性について平行配筋は TAKEDA スリップモデル、X形配筋は TAKEDA モデルによって可能である。

本開発技術を用いることで、事業継続性に配慮し、自由性と高い耐震性を兼ね備えた構造架構計画を実現することができる。

#### 謝辞

実験の実施に際して、横浜国立大学大学院杉本訓祥准教授

の御指導を頂きました。ここに深く謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 小林一輔：繊維補強コンクリートー開発研究の現状と将来ー，コンクリート工学，Vol.15，No.3，pp.2-6，1977.3
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，2010
- 3) 北爪秀和，松崎育弘，中野克彦，八太伸幸：高靱性型セメント系複合材料を用いた制振デバイスの構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.331-336，2003
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987
- 6) T.Takeda，M.A.Sozen，N.N.Nielsen：REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES，Journal of the Structural Division，ASCE，Vol.96，No.ST12，pp.2557-2573，1970.12
- 7) 江戸宏影，武田寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1877-1878，1977.10
- 8) 柴田明德：最新耐震構造解析(第 2 版)，森北出版株式会社，2004