

## 繊維補強鉄筋コンクリート構造部材に関する研究(2)

### — 曲げを受ける鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁 —

Study on Reinforced Concrete Members Using Fiber Reinforced Concrete(2)

小 林 一 輔\*・魚 本 健 人\*・西 村 次 男\*

Kazusuke KOBAYASHI, Taketo UOMOTO and Tsugio NISHIMURA

#### 1. は し が き

前報では,<sup>1)</sup>引張応力下における鋼繊維補強コンクリートの応力-変形モデルについて検討を行い、無筋コンクリートの場合には良い一致を示すことが明らかとなった。

本文では、曲げを受ける鋼繊維補強鉄筋コンクリートの特性について実験的に検討すると同時に、前報で提案したモデルの適用可能性を調べた。

#### 2. 実 験 概 要

実験に用いた鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁は、幅 10 cm、高さ 5 cm (有効高さ 4.5 cm)、長さ 120 cm (スパン 90 cm) の単鉄筋コンクリート梁で、図-1 に示すとおりである。鉄筋は D 6 を 2 本 ( $A_s=1.26\%$ ) 配してあり、その応力-ひずみ曲線は図-2 に示すものである。

実験に使用したコンクリート材料は前報<sup>1)</sup>と同じである。

コンクリートの配合は前報と同様に、水セメント比 50% で、繊維混入率 ( $V_f$ ) を 0~2% まで変化させた。なお、載荷試験時 (材令 6 週~7 週) におけるコンクリート圧縮強度は約  $550 \text{ kg/cm}^2$  である。

載荷実験に際しては、鉄筋およびコンクリートに貼付したひずみゲージで各荷重段階におけるひずみの計測を行うとともに、中央点等におけるたわみを測定した。なお、コンクリートの圧縮応力-変形曲線に関しては、コンプレッソメータを用い、 $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$  供試体で計測した。

#### 3. 鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁の性状

繊維混入率が異なった場合に、鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁のひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重、鉄筋降伏荷重 (鉄筋ひずみが  $2000 \times 10^{-6}$  到達荷重)、および最大荷重がどう変化するかを図-3 に示す。また、荷重-中央点たわみ曲線および、荷重-鉄筋ひずみ (中央点) 曲線が繊維混

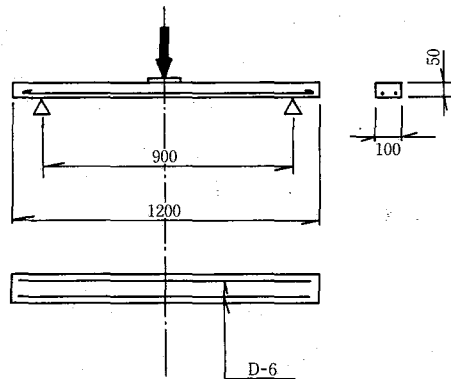


図-1 実験用鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁

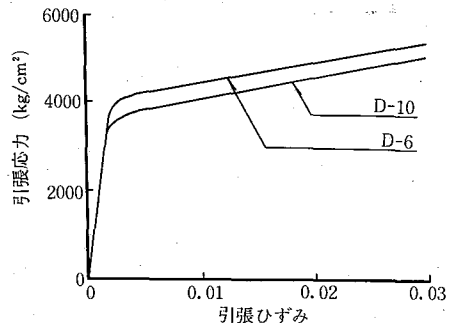


図-2 鉄筋の応力-ひずみ曲線

入率によってどのように変化するかを図-4 および図-5 に示す。

図-3 より明らかなように、繊維混入率が增大するにつれ、ひびわれ荷重、鉄筋降伏荷重および最大荷重のいずれもが増大しているが、その増加量はいずれの場合にもほぼ同程度である。また、図-4 および図-5 から明らかなように、繊維混入率の高いものほど鉄筋降伏までの剛性が大きく、ひびわれ発生後も鉄筋の荷重分担率は小さい。

これらの結果から、鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁に

\* 東京大学生産技術研究所 第 5 部

研究速報

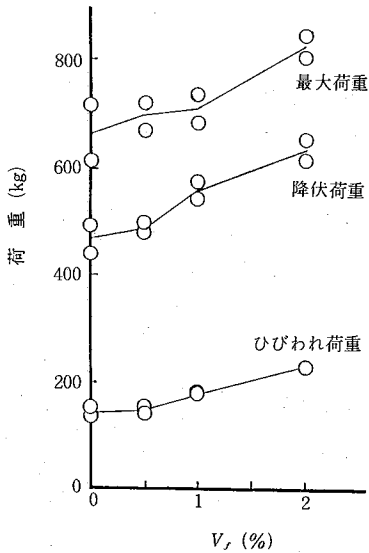


図-3 ひびわれ荷重、降伏荷重、最大荷重に及ぼす鋼繊維混入率の影響

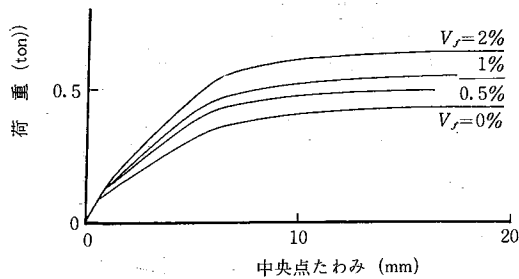


図-4 荷重-中央点たわみ曲線

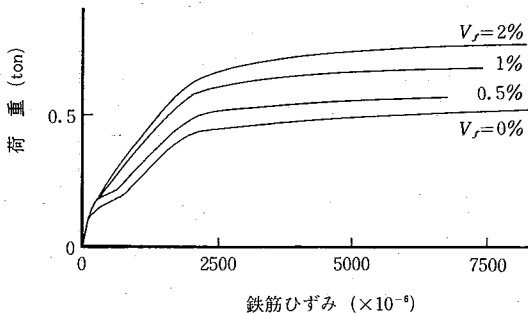


図-5 荷重-鉄筋ひずみ曲線(中央点)

おいては、梁に生じる引張力がある程度コンクリートが分担しており、鉄筋降伏後もひびわれ幅があまり大きくない場合には分担力も急激には減少していないと言えよう。すなわち、本実験で行ったような梁の場合には、鋼繊維補強コンクリートの引張耐力の影響が顕著に表れたものと考えられる。

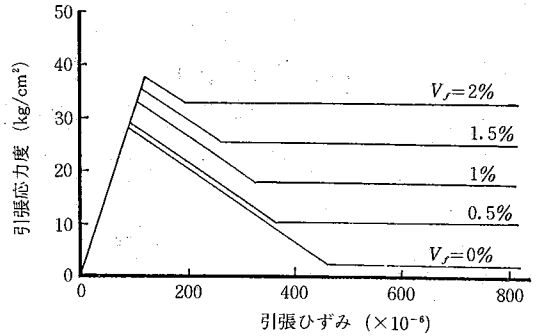


図-6 鋼繊維補強コンクリートの引張応力-ひずみ曲線(計算モデル)

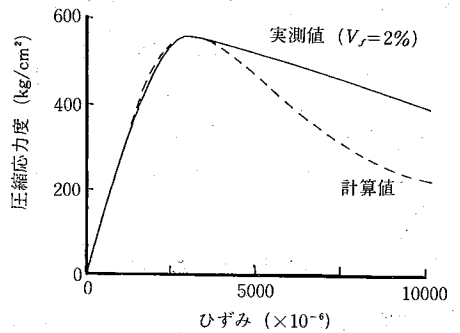


図-7 計算に用いた圧縮応力-ひずみ曲線

4. 鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁のモデル化

本実験で行った梁をモデル化するために、前報<sup>1)</sup>で得た鋼繊維補強コンクリートの圧縮および引張域における応力-変形曲線を使用した検討を行った。なお、前報で述べたように、応力の低下勾配  $\alpha_1$  に関しては荷重速度の影響が入るため、両引き試験から得られた実験値 ( $0.068 \text{ kg/cm}^2/10^{-6}$ ) を使用することとした。

図-6 は計算に使用した鋼繊維補強コンクリートの引張応力-ひずみ曲線であり、図-7 は次式で表される圧縮応力-ひずみ曲線である。

$$\sigma = 550 \cdot (\epsilon / 0.003) \cdot \eta \left\{ (\eta - 1) + (\epsilon / 0.003)^\eta \right\} (\eta = 2.5)$$

なお、鉄筋の引張応力-ひずみ曲線は図-2 に示した実験値を折れ線で近似させて用いることにした。

以上の応力-ひずみ曲線を用い、断面が保持されることおよび鉄筋とコンクリートの付着が完全であることを仮定して、繊維混入率の異なる梁の荷重-鉄筋ひずみ曲線を求めると図-8 が得られる。なお、参考のため全断面有効と仮定した場合と引張側コンクリートの分担力を無視した場合の計算値もあわせて図中に示す。

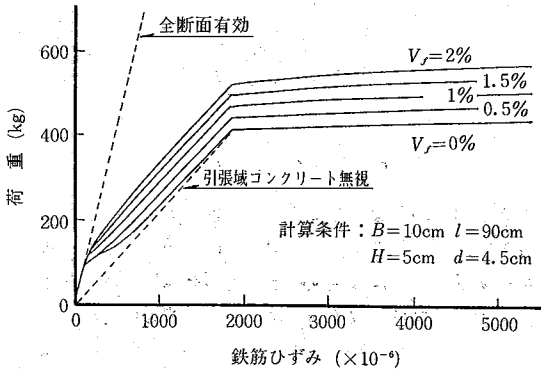


図-8 梁の荷重-鉄筋ひずみ曲線 (計算値)

この図を図-5と比較すると、ひびわれ発生後の鉄筋の荷重分担割合と繊維混入率との関係や、鉄筋降伏後の性状はほぼ実測値と合致している。すなわち、鋼繊維補強コンクリートを鉄筋と併用すると、普通コンクリートの場合に比べ引張強度が高いのみならず、残留耐力も高いため、ひびわれ発生後も梁の引張力を分担でき、剛性の急激な低下を防止する。また、鉄筋が降伏しても引張力を分担することから、鉄筋降伏後の梁耐力も増大させることになる。この傾向は繊維混入率の高いものほど顕著であり、図-6に示された残留耐力の影響が大きい。

図-8に示された各荷重段階における梁の応力分布を示すと図-9となる。(a)はまだひびわれが入らず、全断面有効な状態である。この状態では繊維混入率による違いはほとんど認められず、引張強度の違いだけである。(b)および(c)はひびわれ発生後の状態であり、荷重が増大するにつれコンクリートの耐力は残留耐力に近い値となり鉄筋が分担する引張力の割合が増大する。(d)は鉄筋降伏後の状態を示しており、さらに荷重を加えると(e)に示すように圧縮縁コンクリートも応力減少領域に入る。鉄筋の硬化等が生じなければこれ以上梁の耐力はほとんど増大しないことになるが、現実にはこの現象が生じるためさらに梁の耐力は増大する。

### 5. 降伏耐力の算定

上述のようなモデル化を行えば、鋼繊維補強鉄筋コンクリートの性状は良く説明できることから、本実験で行った計8本の梁の降伏荷重について、実験値と計算値とを比較した。

図-10は、繊維混入率を変化させた場合の梁の降伏荷重に対する実験値と計算値との関係を示したものである。なお、降伏荷重は実験値および計算値のいずれも鉄筋ひずみが2000 $\mu$ の場合としたため、圧縮縁のコンクリートは最大応力に達していない。

この図から明らかなように実験値と比較すると多少の

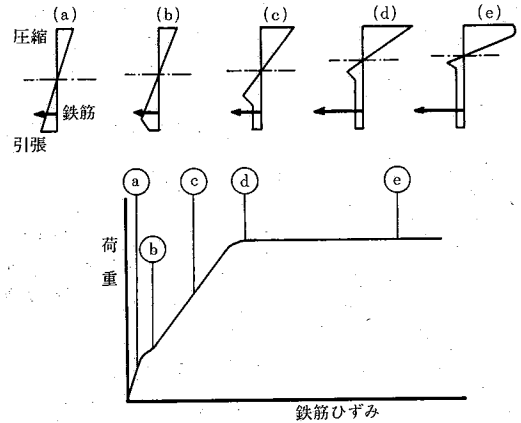


図-9 各荷重段階における梁の応力分布 (計算値)

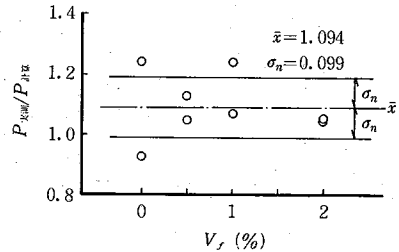


図-10 梁の降伏荷重に対する実験値と計算値の比較

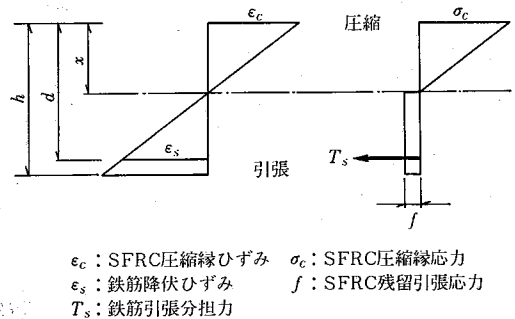


図-11 鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁の降伏荷重を求めるための簡易モデル

バラツキが認められる。しかし、繊維混入率0%の1供試体をのぞけばいずれも計算値の方がやや小さく、耐力の推定という立場から見れば安全側である。この図に示す全供試体の計算値に対する実験値の比( $P_{\text{実験}}/P_{\text{計算}}$ )は平均値1.094、標準偏差0.099であるため、実用上からも上記の方法で降伏荷重を求めることはほぼ妥当であると考えられる。

実際の設計に必要な降伏荷重を求める場合には、より簡単なモデルで計算の方が便利である。図-11は降伏荷

## 研究速報

重を求める場合のモデルである。図-9と異なる点は、引張を受けるコンクリートの応力-ひずみモデルを短形に変えたことである。

もし、圧縮縁のコンクリート応力が圧縮強度以下であれば、圧縮縁ひずみを  $\epsilon_c$ 、鉄筋ひずみを  $\epsilon_s$ 、中立軸までの距離を  $x$ 、有効高さを  $d$  として

$$\epsilon_c/x = \epsilon_s/(d-x) \dots\dots\dots (1)$$

また、コンクリートのヤング率を  $E_c$ 、鉄筋のヤング率を  $E_s$ 、梁の幅を  $b$ 、鉄筋面積を  $A_s$ 、コンクリートの残留応力を  $f$ 、梁の高さを  $h$  とすれば

$$0.5\epsilon_c E_c b x = A_s \epsilon_s E_s + f b (h-x) \dots\dots\dots (2)$$

この(1)および(2)式より、 $\epsilon_s$ を鉄筋降伏ひずみとすれば  $x$  を求めることが可能となる。また、その時の抵抗モーメント  $M_y$  は次式で計算できる。

$$M_y = \epsilon_c E_c b x^2 / 3 + A_s \epsilon_s E_s (d-x) + f b (h-x)^2 / 2 \dots\dots\dots (3)$$

このような簡略化したモデルで計算しても、本実験で行ったようにせん断スパン比の大きな梁の場合には大きな誤差を生じない。これは上述のモデルを用いた計算値と比較しても、ほぼ近い安全側の値が得られることから

も明らかである。なお、圧縮縁降伏時の場合にも安全弾塑性モデルを用いればより適用範囲が広がるものと考えられる。

## 6. あとがき

本文で明らかになったように、曲げを受ける場合の鋼繊維補強鉄筋コンクリートに関しては、前報で述べたモデルを使用すればほぼ実験結果に近い計算値を求めることができる。なお、数値的にはやや安全側の値を得る。

実際の曲げ部材の設計においては図-11に示すようなより簡略化したモデルで鉄筋降伏時耐力を計算しても、上記モデルにほぼ近い値となることを利用すればより便利であろう。

今後は、梁についてはせん断に対する検討を、また床版については曲げ特性について検討を進める予定である。  
(1983年7月20日受理)

## 参考文献

- 1) 小林, 魚本, 古越: 生産研究, Vol 35, No 10, 1983

