

鋼纖維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線

六郷恵哲*・内田裕市**・加藤英徳***・
小柳 治****

引張軟化曲線を組み込んだ数値解析が、鋼纖維補強コンクリートの曲げ破壊性状や曲げ強度の寸法依存性について検討する場合に有用なことを示した。引張軟化曲線の概形を求めるには修正 J 積分法が有効なことを示した。はり高さが異なる (10, 20, 40 cm) 供試体の荷重一変位曲線を解析した結果、実験結果とよく一致した。鋼纖維補強コンクリートはりの曲げ載荷試験で得られた第1ピーク荷重はマトリックスの抵抗によるものであり、第2ピーク荷重は鋼纖維の補強効果により現れることを、解析により示した。

Keywords: fiber reinforced concrete, fracture mechanics, tension softening, modulus of rupture

1. まえがき

鋼纖維補強コンクリートは各種の特性を生かして、トンネルのライニング、道路舗装、吹き付けコンクリート、コンクリート製品等に使用されている。さらに施工の合理化の観点から、鋼纖維補強コンクリートを使用すると配筋を省略あるいは低減できる点も注目されている。

鋼纖維補強コンクリートとしては、長さ数cmの鋼製の短纖維を容積比で1%前後混入したものが比較的多く用いられている。鋼纖維補強コンクリートの性能は、曲げ試験や圧縮試験により求めた強度やタフネスの値により一般に評価されている¹⁾。しかし、これらの値のみでは実際の構造物における鋼纖維補強コンクリート部材の破壊性状を十分には把握することができないため、部材の設計に反映させ易い材料特性のパラメータを用いた、より適切な評価手法の確立が望まれている。

一方、破壊力学パラメータの一つであるコンクリートの引張軟化曲線（ひびわれ発生後に伝達される引張応力とひびわれ幅との関係）を組み込んだ数値解析手法は、コンクリートの破壊性状や強度の寸法依存性について検討するうえで有用なことが知られている^{2), 3)}。

Hillerborg ら⁴⁾は、引張軟化曲線を組み込んだ数値解析により普通コンクリートの曲げ強度の寸法依存性について初めて検討を行った。筆者ら⁵⁾も同様の解析ならびに実験に基づき寸法効果を含んだ曲げ強度の算定式を提案している。Li ら⁶⁾は、切欠きはりの曲げ試験から J 積分を介してコンクリートの引張軟化曲線を求める試験方法を提案しており、筆者ら⁷⁾はこの Li らの試験方法を改良した修正 J 積分法を提案している。さらに、Li ら⁶⁾は、

鋼纖維、アラミド纖維等の各種の短纖維で補強された纖維補強コンクリートについて、引張軟化曲線を用いた性能評価を試みている。

本研究においては、鋼纖維補強コンクリートを対象とし、荷重変位関係で表わされる曲げ破壊性状や曲げ強度の寸法依存性について、載荷試験ならびに数値解析により検討した。

2. 試験方法

本研究においては、鋼纖維補強コンクリートの曲げ強度と破壊性状について検討することを目的として寸法が異なる供試体の曲げ試験を行うとともに、引張軟化曲線と破壊エネルギーを測定するため、切欠き供試体の曲げ試験を行った。なお、寸法が異なる供試体の曲げ試験の試験方法ならびに試験結果については文献⁸⁾にも述べている。

(1) 鋼纖維補強コンクリート

図-1に示すような形状のインデント付きストレート鋼纖維 ($\phi 0.6 \times 30 \text{ mm}$) を、容積比で1%混入した鋼纖維補強コンクリート (SF1と呼ぶ) を用いた。ベースコンクリートにはレディミクストコンクリート(呼び強度 350 kgf/cm^2 、粗骨材最大寸法 15 mm 、スランプ 15 cm 、空気量4%)を使用し、鋼纖維は生コンプレントにて混入した。なお、鋼纖維混入により打設時のスランプは、 3 cm となった。試験時材令における鋼纖維補強コンクリート (SF1) の強度試験結果を表-1に示す。

(2) 寸法が異なる供試体の曲げ試験

はり高さを 5 cm , 10 cm , 20 cm , 40 cm と変化させた正方形断面のはり供試体 (以下 S5, S10, S20, S40と呼ぶ) について載荷試験を行った。供試体長は原則としてはり高さの4倍とし、載荷スパン長ははり高さの3倍とした。図-2に示すように載荷方法は3等分点載荷とし、いずれの供試体も打設方向に直角に載荷した。支

*正会員 工博 岐阜大学助教授 工学部土木工学科
(〒501-11 岐阜市柳戸1-1)

**正会員 工修 岐阜大学助手 工学部土木工学科

***正会員 工修 大林組(株)

****正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科

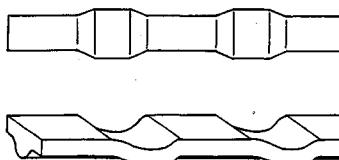


図-1 鋼纖維の形状

表-1 鋼纖維補強コンクリートの材料特性

コンクリートの種類	強度 (kgf/cm^2)			弾性係数 (kgf/cm^2)	破壊エネルギー (kgf/cm)
	圧縮	引張	曲げ		
SF1	390	31.1	51.5	3.2×10^5	3.5
F1	484	38.0	65.9	2.5×10^5	4.5
F2	480	40.3	85.9	3.0×10^5	8.5

注) SF1は今回行った試験の結果であり、F1とF2は過去に行なった試験の結果[10]である。SF1ならびにF1の鋼纖維混入率は1%であるが、F1の方がSF1よりも強度が大きい。

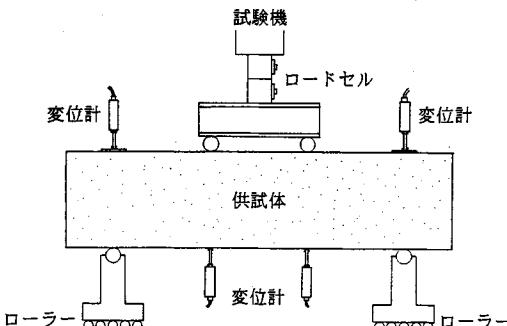


図-2 3等分点曲げ載荷試験

点における拘束を取り除くために両支点ともローラー支持とした。載荷試験は供試体が湿潤状態の下で、材令39日より46日の間に行った。はり高さが5 cmの供試体(S5)については最大荷重のみを計測し、他の供試体については、すべて荷重-変位曲線の計測を行った。荷重は容量が10 tonfまたは50 tonfのロードセルにより計測し、変位はストロークが25 mmの高感度変位計により計測した。図-2に示すように、変位計は供試体の載荷点直下と支点上に設置し、供試体の荷重方向の変位の計測値から支点沈下の影響を取り除いた。最大荷重点以降に急激な破壊が生じないよう、必要に応じて除荷と再載荷の操作を繰返し、荷重-変位曲線を計測した。なお、試験には各寸法とも4本以上の供試体を用いた。

(3) 切欠き供試体の曲げ試験

コンクリートの破壊エネルギー G_F を求めるためのRILEMの試験法⁹⁾に準じて、供試体寸法を $10 \times 10 \times 84$ (スパン80)cmとし、切欠き深さを5 cmとした。試験には5本の供試体を用いた。図-3に示すような3点曲げ試験より得られる荷重-載荷点変位と切欠き先端のひびわれ幅(開口変位)-載荷点変位の関係から、筆者ら⁷⁾が

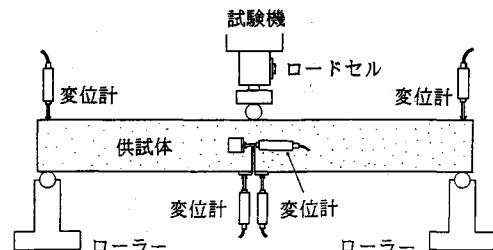


図-3 切欠きはりの3点曲げ載荷試験

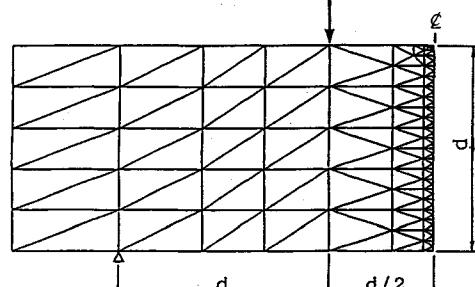


図-4 要素分割

提案した修正J積分法により引張軟化曲線を推定した。

なお、Liら⁶⁾が提案したJ積分法では、切欠き長さがわずかに異なる2体の曲げ供試体の計測結果の差を用いて引張軟化曲線を推定するため計測値のばらつきの影響を受けやすいが、筆者ら⁷⁾が提案した修正J積分法では、1体の供試体の計測結果から引張軟化曲線を推定できるため計測値のばらつきの影響を受けにくいという特徴がある。

3. 解析方法

解析には、供試体中央に仮想ひびわれモデルを組み込んだ有限要素法を用いた。すなわちこの解析では、引張主応力が引張強度に達したとき仮想ひびわれが発生すると仮定し、ひびわれは節点を分離することでモデル化され、分離された節点に引張軟化曲線から定まるひびわれ間の結合力を等価節点力として作用させるものである。解析ではひびわれを1節点づつ進展させるように制御されているために、最大荷重点以降、スナップバック(snap-back)現象が生じるような場合でも安定して解析できる。本研究で解析した供試体は、3等分点載荷を受ける切欠きのない曲げ供試体である。解析に用いた要素分割図を図-4に示す。対称性により供試体半分のみをモデル化し、供試体の中央の引張縫から鉛直にひびわれが進展していくものとした。解析には、表-1に示す材料特性を用いた。

4. 曲げ破壊性状と曲げ強度の試験結果

載荷試験より得られたS10, S20ならびにS40の荷

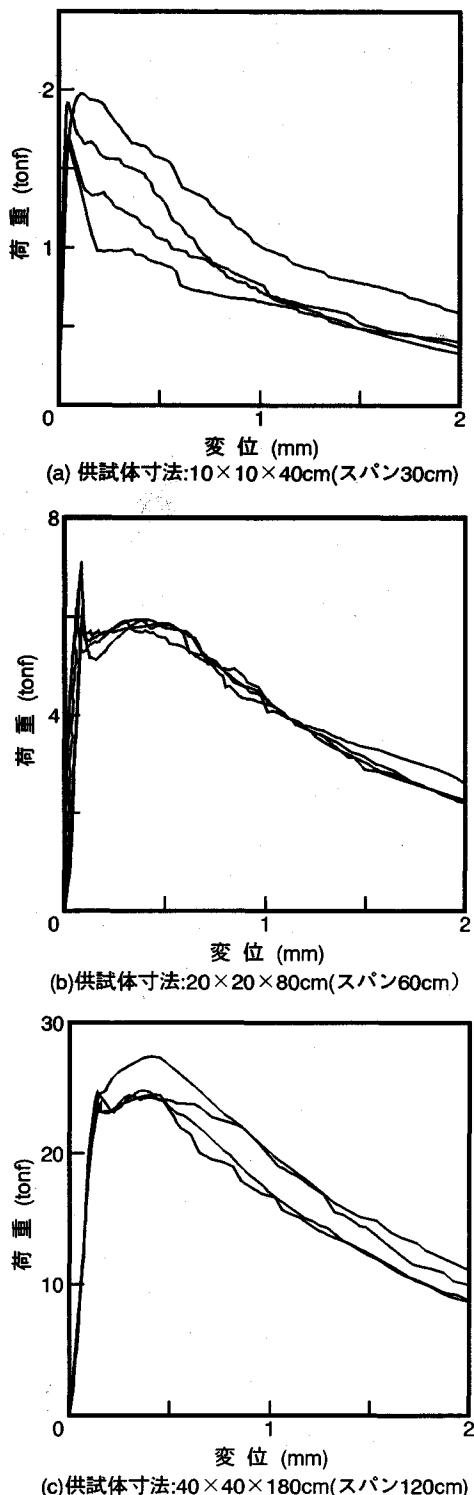


図-5 荷重一変位曲線の計測結果

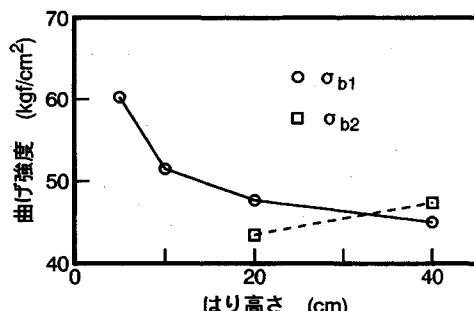


図-6 曲げ強度とはり高さとの関係(実験結果)

重一変位曲線を図-5(a)～(c)に示す。今回実験を行った鋼纖維補強コンクリート供試体の荷重一変位曲線では、はり高さが20cm以上の供試体において2つのピーク荷重が現れた。最初に現れたピーク荷重を P_1 、次に現れたものを P_2 とし、それぞれ表-2に示す。なお、各寸法の供試体数は前述のようにいずれも4本以上であり、表に示した値は得られた荷重の平均値である。はり高さが20cmの供試体では、第1ピーク荷重 P_1 が第2ピーク荷重 P_2 よりも大であったが、はり高さ40cmの供試体では、逆に第2ピーク荷重 P_2 が第1ピーク荷重 P_1 より大きくなつた。なお、はり供試体に発生した目視できるひびわれは、いずれの場合も1本のみであった。

各ピーク荷重 P_1 、 P_2 から求めた曲げ強度 σ_{b1} 、 σ_{b2} を表-2に示す。それぞれの曲げ強度は、自重の影響を加えた作用曲げモーメントを断面係数で除して求めたものである。はり高さと曲げ強度 σ_{b1} 、 σ_{b2} との関係を図-6に示す。 σ_{b1} ははり高さの増加とともに減少したが、はり高さが20cmから40cmへ増加すると σ_{b2} は増加した。

5. 引張軟化曲線と破壊エネルギー

(1) 破壊エネルギー G_F

切欠き供試体の3点曲げ載荷試験より得られた荷重一変位曲線から、RILEMの試験法⁹⁾を準用して破壊エネルギー G_F を算出した結果、 $G_F = 3.5 \text{ kgf/cm}$ であった。なお、繊維補強コンクリートの場合、RILEMの方法を準用して求めた G_F の値には供試体の圧縮域における圧壊のエネルギーが若干含まれている。

(2) 修正J積分法により求めた引張軟化曲線

修正J積分法により求めた鋼纖維補強コンクリート(SF1)の引張軟化曲線(以下、J曲線と呼ぶ)を図-7に示す。軟化開始応力点(引張強度点)後に、ひびわれ幅の増大に伴い伝達される応力は急激に低下するが、ひびわれ幅が約0.03mmに達すると応力の低下は小さくなり鋼纖維の補強効果が現れている。

この修正J積分法は、 G_F を求めるためのRILEMの試験法に組み合わせることができ、引張軟化曲線の概形を求めるには簡単で便利であるが、引張軟化曲線のごく初

表-2 実験結果および解析結果

供試体	供試体寸法 幅×高さ ×スパン (cm)	実験結果				解析結果 (モデルIを使用)					
		ピーク荷重 (tonf)		曲げ強度 (kgf/cm ²)		ピーク荷重 (tonf)		曲げ強度 (kgf/cm ²)		ピーク荷重時の ひびわれ幅(mm)	
		P ₁	P ₂	σ _{b1}	σ _{b2}	P ₁	P ₂	σ _{b1}	σ _{b2}	COD ₁	COD ₂
S5	5×5×15	0.52	-	60.3	-	0.48	-	58.1	-	0.023	-
S10	10×10×30	1.75	-	51.5	-	1.72	-	51.6	-	0.050	-
S20	20×20×60	6.49	5.91	47.7	43.5	6.19	6.01	46.4	45.1	0.073	0.566
S40	40×40×120	24.1	25.32	45.0	47.4	22.03	23.12	41.3	43.3	0.084	0.609

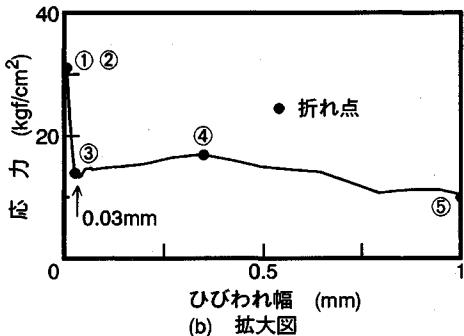
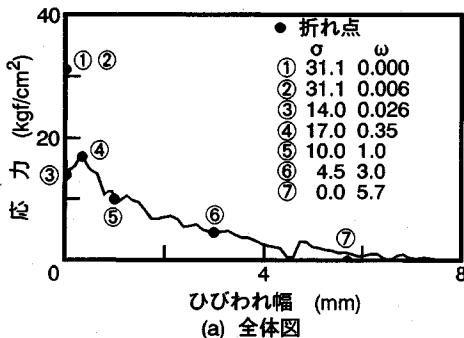
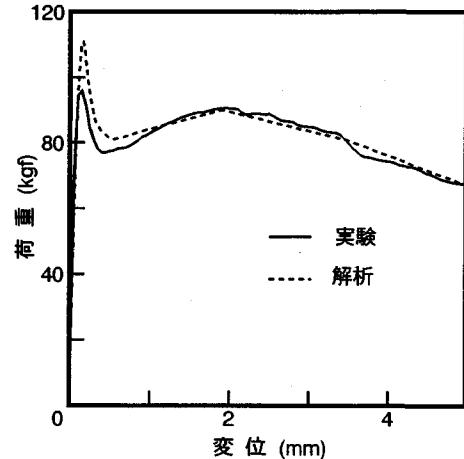


図-7 修正J積分法により求めた引張軟化曲線

図-8 切欠きはりの荷重一変位曲線
(実験結果ならびに解析結果)

期の部分（軟化開始点の応力である引張強度）と最終部分（伝達される応力がゼロとなる完全ひびわれ幅）を正確には求められないため、割裂引張試験から求めた引張強度を軟化開始応力とし、引張軟化曲線下の面積が G_F の値に一致するように完全ひびわれ幅を決めている⁷⁾。

J 曲線を用いて切欠きはりの荷重一変位曲線を解析し、実験で求めた荷重一変位曲線とともに図-8に示す。解析結果は実験結果に比較的よく対応している。なお、 J 曲線を解析に用いる場合には、 J 曲線の形状の特徴を損なわない程度に多直線で近似したものを用いた。近似した多直線の折れ点の位置を図-7の中に示す。

(3) 引張軟化曲線のモデル

一般に、曲げを受けるはり供試体の荷重一変位曲線をうまく再現できるよう解析を行うことにより引張軟化曲

線を推定できる。本研究では、各寸法の供試体のピーク荷重の値、2つのピークの有無、荷重一変位曲線全体の形状等の再現性がより良くなるよう、反復試行により J 曲線を改良した。全体を5本の直線で表した引張軟化曲線のモデル（以下、モデルIと呼ぶ）を図-10に示す。 J 曲線に比べ、モデルIでは折れ点②から③に至る間の引張軟化曲線下の面積が大きい。モデルIの折れ点③（ひびわれ幅0.1 mm）を点Aとよぶ。

モデルIを用いて解析した荷重一変位曲線を図-9に示す。前述のように J 曲線を用いた荷重一変位曲線の解析結果も比較的よく実験結果と対応しているが、改良したモデルIを用いた解析結果では第1ピークから第2ピークへ至る間の性状等が、特に供試体の高さが10 cmと40 cmの場合に、改善されている。なお、次章以降の解析ではモデルIを用いる。

以上のことより、コンクリートの引張軟化曲線は、直接引張試験により計測することが本来望ましいが、直接引張試験による計測が困難な場合には、切欠き供試体の曲げ試験から修正J積分法により引張軟化曲線の概形を求めることが有効であり、場合によっては、この概形を解析を併用して改良することも有効であると考える。

6. 曲げ試験時のピーク荷重

はり高さが20 cmおよび40 cmの場合、実験および

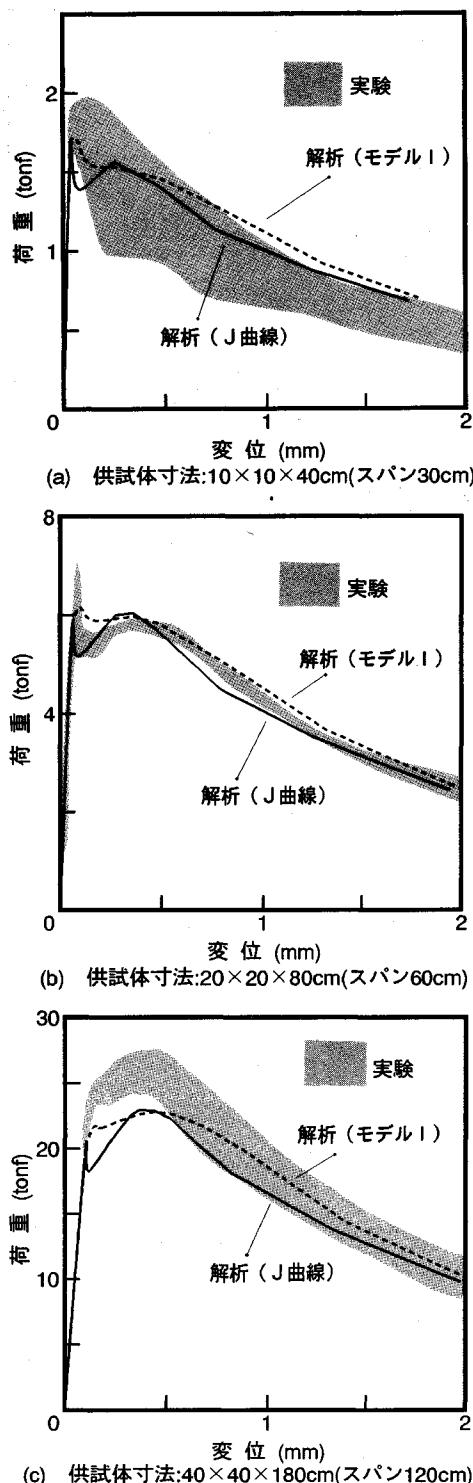


図-9 荷重-変位曲線の解析結果

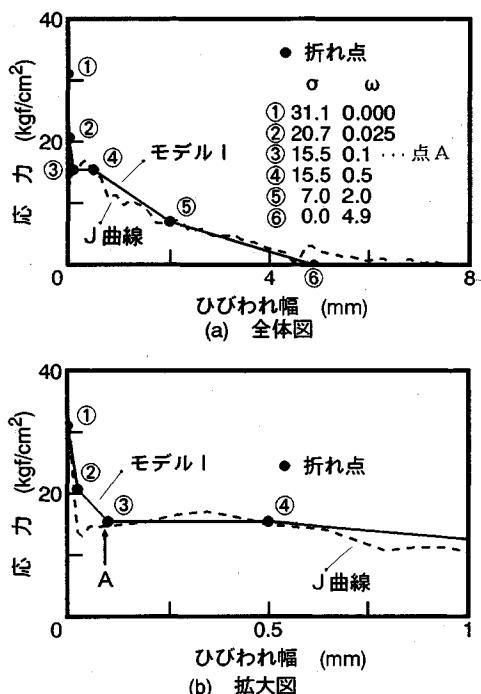


図-10 引張軟化曲線のモデル

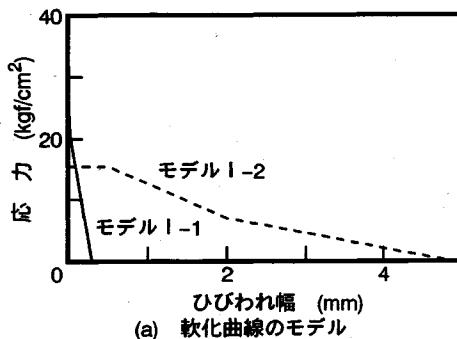
モデルIを用いた解析では、荷重-変位曲線にピーク荷重が2つ現れた。表-2に解析値として、ピーク荷重の値に加えて、それぞれのピーク荷重 P_1 , P_2 の時の供試体下縁のひびわれ幅 COD_1 , COD_2 を示す。

解析結果からわかるように、 COD_1 はモデルIの点A(図-10に示すように、応力15.5 kgf/cm², ひびわれ幅0.1 mm)より小さく、 COD_2 は点Aより大きい。したがって、マトリックスの抵抗を表す点Aまでの軟化曲線の形状の影響を第1ピーク荷重 P_1 は受け、一方第2ピーク荷重 P_2 は点A以降の鋼纖維の補強効果が現れた部分の影響を受けるものと考えられる。

$P_1 < P_2$ となるはり高さ40 cmの供試体を例にとり、モデルIを図-11(a)に示すようにモデルI-1とI-2に分けて解析し、結果を図-11(b)に示す。モデルI-1より求めた荷重-変位曲線の最大荷重は、モデルIによる荷重 P_1 と一致し、モデルI-2より求めた荷重-変位曲線の最大荷重は、モデルIによる荷重 P_2 とほぼ同一となった。この解析結果から、点Aがマトリックスの抵抗を表す限界点であることがわかる。

上記の解析結果から、第1ピーク荷重 P_1 から求めた曲げ強度 σ_{b1} はマトリックスが示す曲げ強度であり、第2ピーク荷重 P_2 から求めた曲げ強度 σ_{b2} は鋼纖維による補強効果が発揮された曲げ強度であると考えられる。

$P_1 > P_2$ となるようなはり高さが小さい供試体(S5, S10, S20)では、今回試験した鋼纖維補強コンクリートの補強効果が最大荷重に対して十分生かされておらず、逆に、



(a) 軟化曲線のモデル

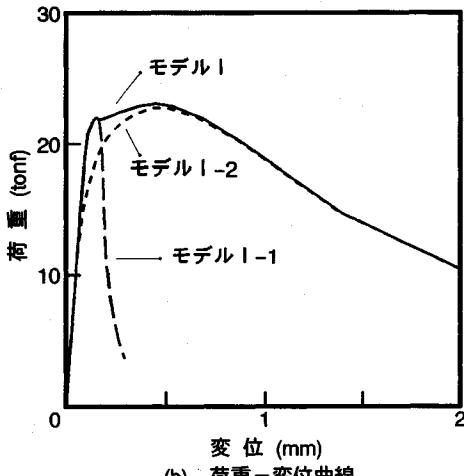


図-11 引張軟化曲線の前・後半部と荷重-変位曲線

$P_1 < P_2$ となるはり高さが大きい供試体 (S40) では、最大荷重に対して鋼纖維の補強効果が現れているものと考えられる。

7. 曲げ強度の寸法依存性

表-2に解析より得られた曲げ強度 σ_{b1} と σ_{b2} を併記する。前述のようにそれぞれの曲げ強度は、自重の影響を加えた作用曲げモーメントを断面係数で除して求めたものである。

図-12には、解析より得られた曲げ強度とはり高さの関係を示す。実験を行っていないはり高さが 60 cm, 80 cm, 100 cm の供試体 (以下 S60, S80, S100 と呼ぶ) の解析結果も示す。また、1/4 モデル (引張軟化曲線の二直線モデルで折れ点の応力を引張強度の 1/4 としたもの) を使用した普通コンクリートの解析結果 ($f_c = 28.5 \text{ kgf/cm}^2$, $G_F = 0.1 \text{ kgf/cm}^3$ ⁵⁾ も同図に示す。図-12からわかるように、解析結果においても、鋼纖維補強コンクリートの曲げ強度ははり高さの増大に伴って減少した。はり高さの増大とともに曲げ強度 σ_{b1} の減少する傾きは、普通コンクリートの曲げ強度の減少する傾きと同様であった。また、はり高さの増大とともに σ_{b2}

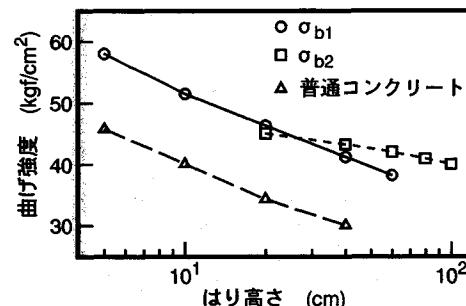


図-12 曲げ強度とはり高さの関係（解析結果）

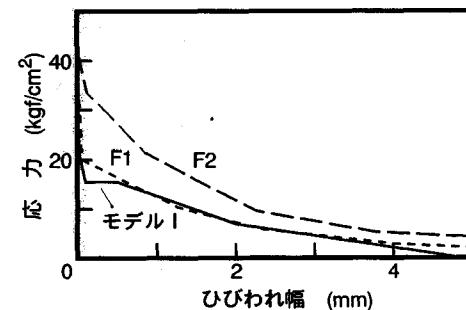


図-13 配合が異なる鋼纖維補強コンクリートの引張軟化曲線 (F1, F2 のモデルとモデル I)

が減少する割合は σ_{b1} の減少割合に比べて小さかった。これは、荷重 P_2 に達する時のひびわれ幅 COD_2 が、引張軟化曲線の勾配が緩やかな領域 (モデル I の点 A 以後) にあり、ひびわれ断面の引張側における応力分布の変化が、寸法が増加しても小さくなるためであると考えられる。

鋼纖維補強コンクリートの曲げ強度を $\sigma_{b\max} = \max(\sigma_{b1}, \sigma_{b2})$ と定義した場合、曲げ強度に寸法依存性が認められるものの、今回の実験でははり高さが 20 cm から 40 cm に増大すると、鋼纖維の補強効果が現れ、曲げ強度の寸法依存性が小さくなることが、本章の解析結果ならびに 4 章の実験結果より示された。

8. 荷重-変位曲線に及ぼす材料特性の影響

ここでは、引張軟化曲線の形状、破壊エネルギー G_F ならびに弾性係数など、材料特性が異なる場合の荷重-変位曲線に及ぼす影響について解析により検討する。比較検討の対象は、図-13 に示す引張軟化曲線であり、それぞれの鋼纖維補強コンクリートの材料特性を表-1 に示す。図に示した引張軟化曲線は、モデル I のほかに、今回実験で使用した鋼纖維と同一の形状・寸法で、纖維混入率が 1 % と 2 % の鋼纖維補強コンクリート (以後これらのコンクリートを F1, F2 と呼ぶ) の引張軟化曲線¹⁰⁾ である。今回試験した鋼纖維補強コンクリート (SF1) に比べ、F1 の圧縮強度は 25% 程度大きく、

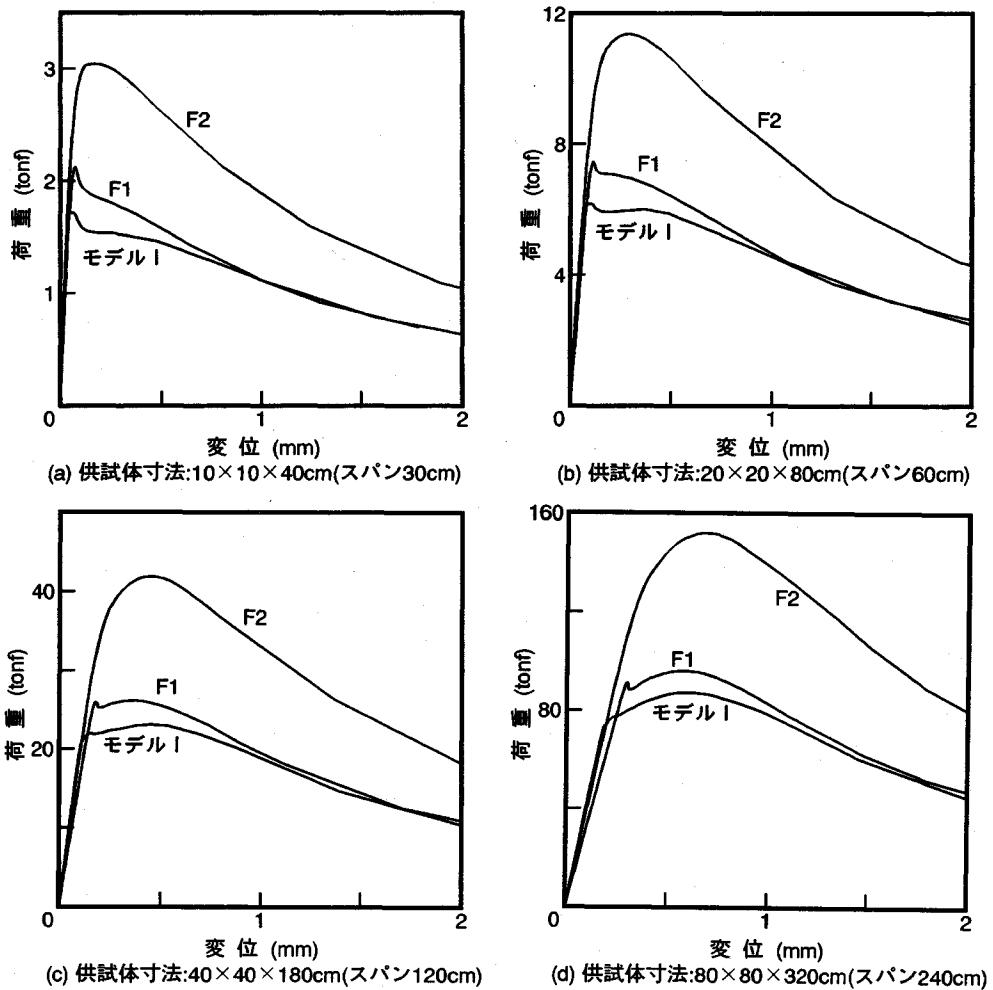


図-14 引張軟化曲線の形状と荷重-変位曲線

破壊エネルギー G_F も 30% 程度大きい。

F1, F2 のモデルとモデル I とを用いて、はり高さ 10 cm, 20 cm, 40 cm, 80 cm の正方形断面供試体（載荷試験の場合と同様に以下、S10, S20, S40, S80 と呼ぶ）が 3 等分点曲げを受ける場合について解析した。得られた荷重-変位曲線を図-14 に示す。F1 のモデルではモデル I に比べ引張強度が大きいだけでなく、ひびわれ幅が 0.1~0.3 mm の区間で引張軟化曲线下の面積が広いために、最大荷重付近での荷重-変位曲線の形状が異なり最大荷重が大きくなった。

一方、ピーク荷重については、F1 のモデルを用いた場合、図-14 (b) から分かるように S20 では第 2 ピーク荷重 P_2 が現れなかった。S40 では、F1 のモデルとモデル I のいずれを用いた解析においてもピーク荷重が 2 つ現れ、その大小関係は、 $P_1 < P_2$ であった。S80 ではモデル I を用いた場合、 P_1 が現れなかった。F2 (鋼纖維を 2 % 混入した鋼纖維補強コンクリート) のモ

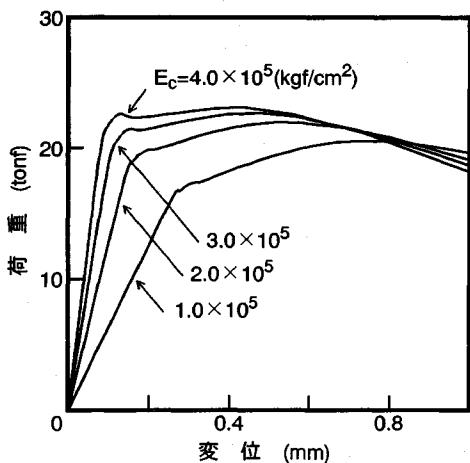


図-15 ヤング係数と荷重-変位曲線（解析結果）

ルの場合、いずれの供試体においても1つしかピーク荷重が現れなかった。

弾性係数が異なる場合 ($E_c = 1.0 \times 10^5$, 2.0×10^5 , 3.0×10^5 , 4.0×10^5 kgf/cm²) について、モデルIを用いて得られるS40の荷重—変位曲線の解析例を図-15に示す。この解析結果から分かるように弾性係数が大きくなると、初期勾配が大きくなるだけでなく、ピーク荷重の値も大きくなつた。

9. まとめ

鋼纖維を1%混入した鋼纖維補強コンクリートを対象とし、寸法を変化させた供試体の曲げ載荷試験を行い、曲げ強度の寸法依存性や荷重—変位曲線の形状について数値解析を併用して検討した。

筆者らが提案する修正J積分法によって切欠きはりの試験結果から引張軟化曲線 (J曲線) を求めたところ、本実験ではひびわれ幅が約0.03 mmに達すると鋼纖維の補強効果が現れた。このJ曲線を用いた解析により、寸法が異なるはりの荷重—変位曲線を比較的よく再現することができた。J曲線を解析によりさらに改良した引張軟化曲線のモデル (モデルI) も示した。

寸法が大きい供試体 (はり高さ20 cmと40 cmの供試体) では、ピーク荷重が2つ現れ、はり高さが40 cmの供試体では第2ピーク荷重 P_2 が第1ピーク荷重 P_1 よりも大となつた。マトリックスの抵抗を表す軟化曲線の初期の部分の影響を P_1 は受け、一方 P_2 は鋼纖維の補強効果が現れた部分の影響を受けることを引張軟化曲線を組み込んだ解析により明らかにした。鋼纖維補強コンクリートの曲げ強度にも寸法依存性が認められるものの、大きな供試体 (はり高さ40 cm) では鋼纖維補強の効果が現れ、曲げ強度の寸法依存性が小さくなつた。

以上のことから、鋼纖維補強コンクリートの引張や曲げに対する性能を評価するためのパラメータとして引張軟化曲線が有用なこと、ならびに引張軟化曲線を組み込んだ破壊力学的解析手法が鋼纖維補強コンクリートの曲げ破壊性状の検討に有用なことを指摘した。

TENSION SOFTENING DIAGRAM AND FLEXURAL FAILURE BEHAVIOR OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE

Keitetstu ROKUGO, Yuichi UCHIDA, Hidenori KATOH and Wataru KOYANAGI

It is described that numerical analysis with tension softening diagram is effective to discuss the size effect on modulus of rupture and the flexural failure behavior of steel fiber reinforced concrete (SFRC). It is shown that the tension softening diagram, which is determined by means of our modified J-integral based method, is valid and that the diagram can be improved through analysis. Load-displacement curves of SFRC beams (depth : 10, 20, 40 cm) are simulated and the numerical results are in good accordance with the test results. Numerical analysis can fairly explain that the first peak load of SFRC beams depends on the matrix resistance and that the second peak load appears due to the fiber reinforcement.

謝辞：本研究は、文部省科学研究費補助金一般研究C (No. 03650391) ならびに財団法人鹿島学術振興財団研究助成金により行われたことを付記し、謝意を表します。

参考文献

- 1) 繊維補強コンクリート研究委員会：繊維補強コンクリートの試験方法に関する規準、日本コンクリート工学協会、JCI-SF, 1984年。
- 2) コンクリートの破壊力学研究委員会：コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム、第1部・委員会報告、日本コンクリート工学協会、JCI-C19, 1990年。
- 3) 三橋博三・白井伸明・六郷恵哲：コンクリート構造への破壊力学の応用、コンクリート工学、Vol. 30, No. 6, pp. 5~17, 1992年6月。
- 4) Hillerborg, A., Modeer, M. and Petersson, P.E. : Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, Vol.6, No.6, pp.773~782, 1976.
- 5) 内田裕市・六郷恵哲・小柳 治：コンクリートの曲げ強度の寸法効果に関する破壊力学的検討、土木学会論文集、No. 441, V-16, pp. 101~107, 1992年2月。
- 6) Li, V.C. and Ward, R.J. : A novel testing technique for post-peak tensile behavior of cementitious materials, Fracture Toughness and Fracture Energy, Balkema, pp.183~195, 1989.
- 7) 内田裕市・六郷恵哲・小柳 治：曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測、土木学会論文集、No. 426, V-14, pp. 203~212, 1991年2月。
- 8) 加藤英徳・栗原哲彦・内田裕市・六郷恵哲・小柳治：鋼纖維補強コンクリートの曲げ強度の寸法依存性、セメント・コンクリート論文集、No. 46, 1992年。
- 9) RILEM Draft Recommendation (50-FMC) : Determination of the fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams, Materials and Structures, Vol.18, No.106, pp.285~290, 1985.
- 10) 六郷恵哲・岩佐正徳・鈴木泰生・小柳 治：各種コンクリートの破壊力学パラメタ、コンクリート工学年次論報告集、Vol. 11, No. 1, 1989年。

(1992.4.6受付)