

論文 連続繊維シート補強 RC 梁のひび割れにおける挙動

佐藤 裕一*1・金 吉熙*2・藤井 栄*3

要旨：連続繊維シートによりせん断補強した実大RC梁4体，縮小梁4体の実験を行った。また部材のひび割れ形成とテンションスティフニング特性を把握するため，鉄筋およびシートとコンクリート間の局所付着構成則を用いて解析した。また，梁部材におけるシート局所応力を評価するには，断面分割解析と付着解析を組み合わせる必要があることも指摘した。
 キーワード：連続繊維シート，せん断補強，テンションスティフニング，ひび割れ

1. はじめに

完全弾性材料である連続繊維シートを用いてせん断補強されたRC柱・梁部材の耐力評価にあたっては，力の釣合いのみならず，変形の適合をも考慮する必要性が広く認識されつつある。

柱・梁部材においては，断面内でひずみが増加するだけでなく，隣接するひび割れ間でもテンションスティフニングによるひずみ変動が起こる。本研究では，8体のRC梁試験体について，テンションスティフニング特性とひび割れ性状を中心に，実験と解析を通じて検討した。

2. 実験

実験パラメータは以下の3つである。

- ・ 梁せい (300mm または 600mm)
- ・ せん断補強鉄筋量 (D6@110 または D6@50)
- ・ シート貼付け方法 (2面 または 4面貼付け)

Table 1 に試験体一覧を示す。表中，x-bar は主筋を，y-bar は横補強鉄筋を意味する。本実験では，せい300mm，スパン900mmの試験体をSシリーズ，せい600mm，スパン1800mmの試験体をLシリーズと呼び，いずれも4点逆対称荷に供した。なお，厚さはいずれも200mmである (Fig.1(a), (b))。

シート (炭素繊維) 補強は，2面 (側面) および4面 (閉鎖型) 貼付けの2通りとした。2面貼付け梁の名称はSF2 および LF2，4面貼付け梁はSF4 および LF4 である。横補強鉄筋はD6@110としている。シート割付とひずみゲージ位置を Fig.2(a), (b) に示す。コンクリートのひび割れ観察のため，厚さ0.167mmのシートを短冊状に2層

貼付けている。なお，鉄筋ひずみゲージリード線の配線計画の不備により，シート貼付け位置は不均等になっている。また，シートの影響と鉄筋の影響とを比較するため，せん断補強鉄筋量をD6@50に増やした試験体を作製した。試験体名はS1 および L1 である。

鉄筋力学的性質を Fig.1(c) に，炭素繊維シートおよび樹脂の性質を Fig.2(c) に示す。各試験体の最大せん断力，載荷終了時の平均ひび割れ間隔およびシート補強試験体のシート最大ひずみ (全ゲージの中で観測された最大値) を Table 2 に示す。

Sシリーズでは主筋に沿った付着割裂ひび割れが観察された。2面シート貼付けのSF2，LF2試験体では，シートの剥離によって耐力が失われた。4面貼付けのLF4試験体においてはシート破断によって終局に至った。一方，同じく4面貼付けのSF4試験体は，載荷途中で試験領域外のスタブがせん断破壊した。このためいったん除荷し，スタブを樹脂注入とシート貼付けにより補修・

Table 1 Specification of specimens

Specimen	Depth (mm)	x-bar (D16)	y-bar (D6)	FRP sheet (0.111%)	Concrete	
S0	300	4 bars	0.26%	---	$f_c = 30.6 \text{MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0.002568$	
S1			0.57%			
SF2			1.34%	0.26%		Lateral
SF4						Closed
L0	600	6 bars	0.26%	---	$f_c = 35.5 \text{MPa}$ $\epsilon_{cu} = 0.002745$	
L1			0.57%			
LF2			1.01%	0.26%		Lateral
LF4						Closed

*1 京都大学大学院助手 工学研究科 環境地球工学専攻 工博 (正会員)
 *2 京都大学大学院博士課程 工学研究科 環境地球工学専攻 工修 (正会員)
 *3 京都大学大学院助教授 工学研究科 環境地球工学専攻 工博 (正会員)

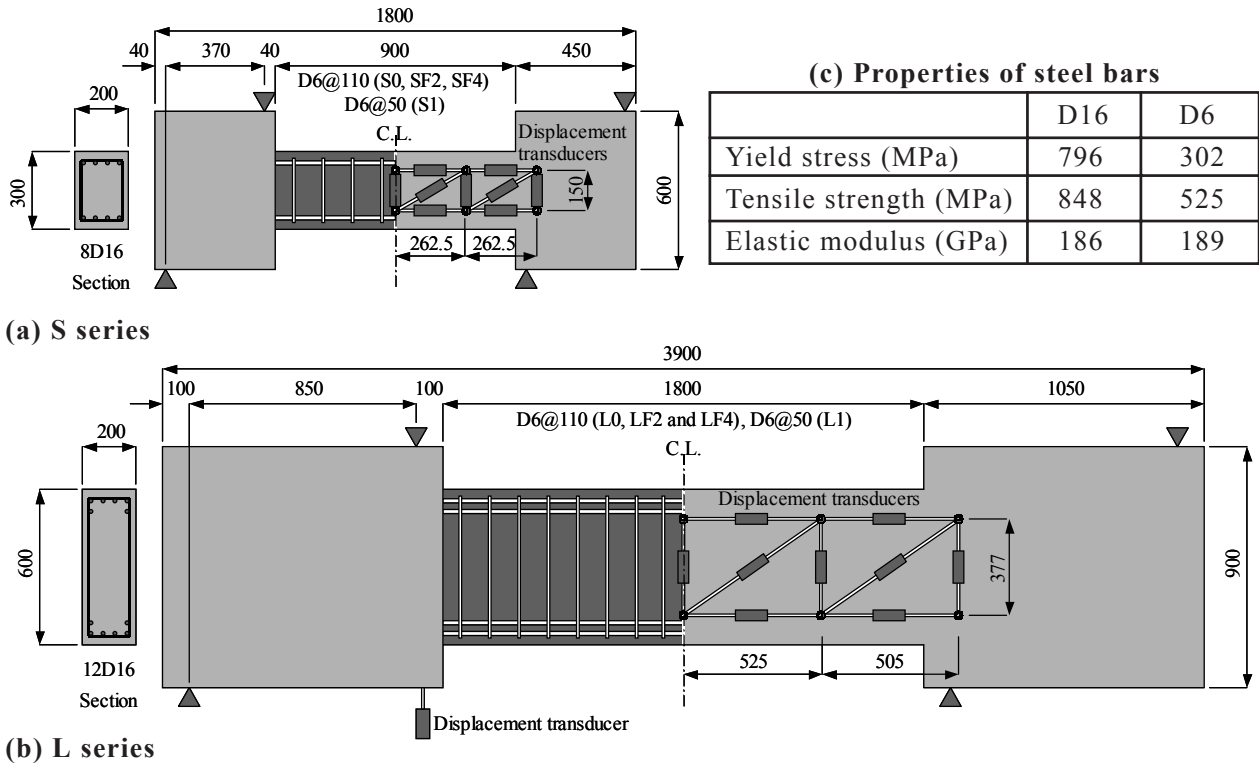


Fig.1 Geometry and bar arrangement

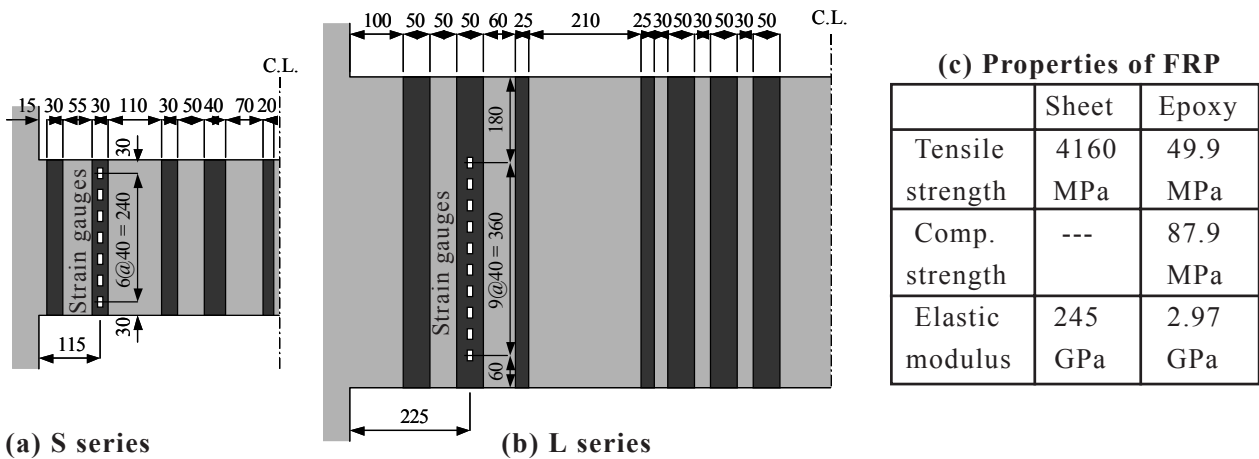


Fig.2 Sheet Jacketing and location of strain gauges

Table 2 Test results

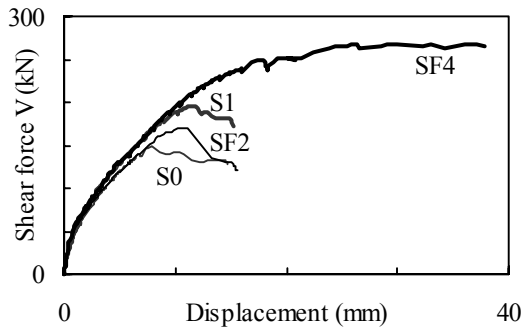
Specimen	V_{max} (kN)	Crack spacing (mm)	Sheet strain		Failure mode
			Max. ($\times 10^{-6}$)	Ave. ($\times 10^{-6}$)	
S0	149	80	---	---	Bond splitting
S1	196	58	---	---	Bond splitting
SF2	172	100	5494	2081	Sheet peeling
SF4	268	89	6040	3518	Bond splitting
L0	324	99	---	---	Hoop rupture
L1	421	94	---	---	Crush
LF2	433	118	6776	3229	Sheet peeling
LF4	507	149	12722	5758	Sheet rupture

補強した後、再度載荷した。その結果、シートは破断せず、付着割裂破壊により終局を迎えた。なお主筋は高強度鉄筋を用いたため、全ての試験体において弾性域にとどまった。

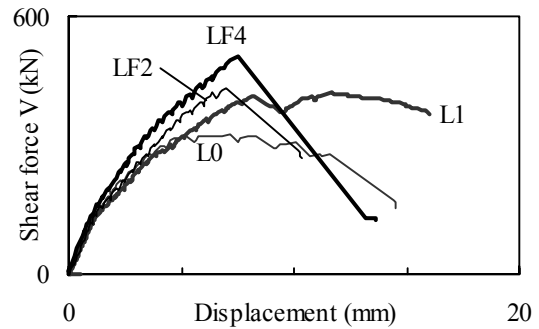
各試験体のせん断力～両側スタブ間相対変位関係を Fig.3(a), (b) に示す。

3. テンションスティフニング解析

部材のひび割れ形成とテンションスティフニング特性を解把握するため、本節では Fig.4 に示す鉄筋、連続繊維シートおよびコンクリートからなる一軸引張モデルを用いて解析を実施し、



(a) S series



(b) L series

Fig.3 Shear force-displacement relationships

コンクリート平均引張応力とひび割れ間隔を求める。

複数の補強材とコンクリートとの付着挙動は、次式により支配される¹⁾。

$$\frac{d^2 S_i(x)}{dx^2} = \frac{\psi_{s,i} \tau_{b,i}(x)}{A_{s,i} E_{s,i}} + \sum_{j=1}^n \left(\frac{\psi_{s,j} \tau_{b,j}(x)}{A_c E_c} \right) \quad (1)$$

ここに、 S は滑り、 τ_b は付着応力、 ψ は補強材の単位長さ当たり付着面積である。下添字 i は i 番目の補強材を意味する。また x は補強材軸方向座標で、隣接ひび割れ中間位置を原点とする。

鉄筋とコンクリートの付着応力～滑り関係は、藤井・後藤の研究²⁾を参考に次式で与える。

$$\frac{\tau_b}{\tau_{by}} = \frac{S}{S_y} \cdot \frac{1.5}{0.5 + (S/S_y)^{1.5}} \quad (2)$$

$$\tau_{by} = \frac{1}{8} \left(\frac{b}{n_s d_s} + 0.5 \right) \sqrt{f_c'} \quad (3)$$

$$S_{bF} = 0.02 (b/n_s/d_s - 1) \quad (4)$$

ここに n_s は鉄筋本数、 d_s は鉄筋径である。

またシートとコンクリートの付着応力～滑り関係は、金久保の研究³⁾に基づき次式で与える。

$$\frac{\tau_{bF}}{\tau_{bFy}} = \frac{S_F}{S_{Fy}} \cdot \frac{3}{2 + (S_F/S_{Fy})^3} \quad (5)$$

ここに、 τ_{bF} は最大付着応力=6.9MPa、 S_{bF} は最大付着応力時の滑り=0.065mmである。

計算は一軸モデル両端位置において鉄筋とFRPシートに等しい強制変位を与えて行う。初期ひび割れ発生後、変位の増大にともない、補強材との付着によりコンクリート引張応力が増加

する。任意の位置におけるコンクリート引張応力は次式で与えられる。

$$f_{c1}(x) = \sum_{i=1}^n \left(- \int_0^x \frac{\psi_{s,i} \tau_{b,i}(x)}{A_c} dx \right) + f_{c10} \quad (6)$$

ひび割れ中間位置引張応力 f_{c10} がコンクリート引張強度に達すると、この位置に新たなひび割れが発生する。

Table 3に計算モデルの一覧を示す。各モデルはそれぞれ次の部位を想定した断面・補強構成となっている。

- モデル1：Sシリーズの主筋部分 (S/x-bars)
- モデル2：Lシリーズの主筋部分 (L/x-bars)
- モデル3：S0試験体の横補強筋部分
- モデル4：S1試験体の横補強筋部分
- モデル5：SF4試験体の横補強筋+シート部分
- モデル6：L0試験体の横補強筋部分
- モデル7：L1試験体の横補強筋部分
- モデル8：LF4試験体の横補強筋+シート部分

Table 3における「Initial length (初期長)」は、各部位の補強材方向の長さであり、主筋部分であれば梁スパン、横補強筋部分であれば梁せいとしている。発生するひび割れの回数は補強条件により異なる。補強筋比の高い主筋部分のモデルでは4回ないし5回のひび割れが発生するのに対し、補強筋比の低い横補強鉄筋部分では、L1試験体を除き、初期ひび割れの1回のみである。Table 3には最終ひび割れ間隔もあわせて示す。

Fig.5に解析から得られたテンションスティフニング曲線の例を示す。平均コンクリート応力はコンクリート引張強度で除して無次元化している。Fig.6はひび割れ間隔～引張ひずみ関係の例を示す。両者ともモデル2 (Lシリーズの主筋部分) の計算結果である。

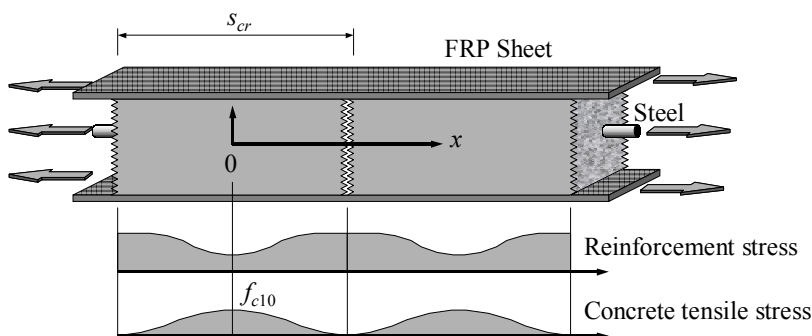


Fig.4 Tension chord model

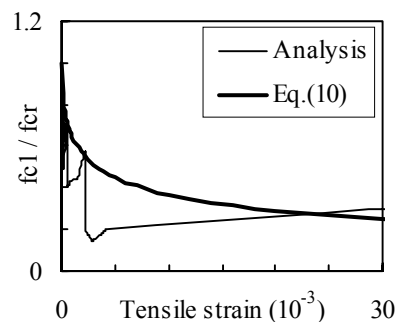


Fig.5 Tension stiffening curve

Table 3 Tension stiffening analysis

Model	Reference Specimen	Cross-sectional area			Initial length (mm)	Number of cracking	Crack spacing (mm)	T.S. coeff. <i>m</i>
		Steel (mm ²)	Sheet (mm ²)	Concrete (mm ²)				
1	S / x-bars	804.2	---	32000	900	4	56	300
2	L / x-bars	1206.4	---	40000	1800	5	56	300
3	S0	56.5	24.4	22000	300	1	150	3000
4	S1	56.5	---	22000	300	1	150	100
5	SF4	56.5	---	10000	300	1	150	2500
6	L0	56.5	---	22000	600	1	300	200
7	L1	56.5	---	10000	600	2	150	100
8	LF4	56.5	24.4	22000	600	1	300	150

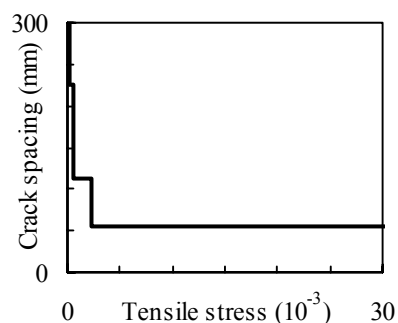


Fig.6 Crack spacing

Fig.5に示すように、平均コンクリート引張応力はひび割れ発生にともなって顕著な増減を繰り返す。後述のMCFTに基づく解析の便宜上、本節で求めたテンションスティフニング特性を、次式による単調な曲線⁴⁾により置き換える。

$$f_{c1} = \frac{1}{1 + \sqrt{m}\epsilon_1} \quad (7)$$

式中の係数 *m* が大きくなるほど、平均コンクリート応力の減少が早くなる。Fig.5においては、解析値が式(7)による曲線を大きく下回る「谷」の部分がある。しかしながら、現実の部材におけるひび割れは、解析で仮定するよりもランダムに発生する。このため「谷」の部分が埋まって式(7)による曲線に近づく傾向がある。

各モデル計算結果に適合する係数 *m* の値をTable 3に示す(T.S. coeff.)。係数 *m* は各モデルごとに計算結果をFig.5のように描き、目視により定めた。横補強鉄筋部分のモデルを比較すると、初期長が同じであれば、D6@110に比べてD6@50の係数 *m* は小さく、横補強鉄筋の増加にともなう平均コンクリート引張応力の増加が確

認できる。また横補強鉄筋にシートを加えたモデル4とモデル7も、横補強鉄筋のみのモデルに比べて平均コンクリート引張応力がやや増加している。

一方、補強条件が同じである場合、初期長が長い方(Lシリーズ)が、平均コンクリート引張応力は大きくなっている。これはLシリーズのひび割れ間隔がSシリーズの倍となり、付着により導入される引張力が大きくなるためである。

しかし初期長が長い場合でも、補強量が十分多く、多数のひび割れが発生する場合には、ひび割れ間隔が小さくなり、コンクリートに導入される引張力も低下する。Lシリーズの主筋部分(モデル2)の引張応力が、L0試験体の横補強鉄筋部分(モデル6)よりも低いのはこのためである。

また補強量が十分多ければ、初期長に関わりなく最終ひび割れ間隔がほぼ一定値に収束する。このため、Sシリーズ($\rho_t = 1.34\%$)とLシリーズ($\rho_t = 1.01\%$)の主筋部分の平均コンクリート引張応力の間に差はほとんど見られない。

以上の理由から、テンション・スティフニング

特性について次の2点が指摘できる。

1. 補強筋量がごく少ない部材のテンション・スティフニング特性は寸法の変化に敏感であり、補強筋方向の長さが長くなるほど平均コンクリート引張応力が増加する。
2. 一方、補強量が多くなると寸法の影響は減少する。補強筋比が1%を超えた場合には、補強筋方向の長さの影響が見られなくなった。

4. MCFTに基づく要素せん断解析

前節において求めたテンション・スティフニング特性と最終ひび割れ間隔を用いて、修正圧縮場理論 (MCFT)⁴⁾ に基づく要素解析を実施する。計算対象はSF2およびLF2試験体を除く6体である。SF2およびLF2試験体を除いた理由は、要素解析ではシートの剥離現象が適切に評価できないと考えられたことによる。

テンション・スティフニング特性について、MCFTは式(7)の係数 m を500に固定している。本研究においては、前節の計算から得られた主筋部分の係数 m_x および横補強鉄筋・シート部分の係数 m_y を次式で補間し、これより得られた m を用いて計算する。

$$m = \frac{1}{(\sin \theta / m_x) + (\cos \theta / m_y)} \quad (8)$$

ここに θ は主引張応力方向が部材軸となす角度である。

一方ひび割れ間隔について、MCFTはCEB-FIPの提案に若干の修正を加えて、次式で評価している。

$$s_{cr} = \frac{1}{(\sin \theta / s_{mx}) + (\cos \theta / s_{my})} \quad (9)$$

$$s_{mx} = 2 (c_x + s_x / 10) + 0.1 d_{sx} / \rho_x \quad (10)$$

$$s_{my} = 2 (c_y + s_y / 10) + 0.1 d_{sy} / \rho_y \quad (11)$$

ここに c_x と c_y は部材中心から主筋およびせん断補強筋までの距離、 s_x と s_y は主筋間隔およびせん断補強筋間隔である。

本研究では上式に代えて、前節の計算から得た最終ひび割れ間隔をそのまま用いる。すなわち s_{mx} に主筋部分のひび割れ間隔を、 s_{my} に横補強鉄筋およびシート部分のひび割れ間隔を代入する。Table 4に最終ひび割れ間隔の実験値と計算

値を比較する。ひび割れ間隔は主応力方向 θ に伴って変化する。

前述のように、SF4試験体においてはシート施工時の樹脂が、見かけ上の平均コンクリート引張応力の増加に寄与したと推定される。そこで式(10)の f_{c1} に、式(12)で与えられる樹脂の寄与 f_{rt} を加算した(平均厚さを15mmと仮定)。

$$\begin{aligned} f_{rt} &= (15/200) E_r \varepsilon_1 & (\varepsilon_1 \leq \sigma_{ru}/E_r) \\ f_{rt} &= 0 & (\varepsilon_1 > \sigma_{ru}/E_r) \end{aligned} \quad (12)$$

計算より得られたせん断力～せん断ひずみ関係をFig.7示す(A2)。図には実験結果(T)および元来のMCFTに基づく計算結果(A1)もあわせて示す。解析によるせん断力は、せん断応力計算値に bD を乗じて求めている。一方、せん断ひずみ実験値は、試験領域内にトラス状に組んだ変位計(Fig.1(a),(b))の計測値から求めている。全般として、本研究で求めたテンションスティフニング特性と最終ひび割れ間隔を用いることにより、剛性と最大耐力が実験結果に近づいている。SF4試験体における計算と実験の相違は、計算よりも実験側における計測の問題と考えられる。すなわち、本試験体はスタブせん断破壊後に補修して再度載荷したが、その際のスパン内変位計の盛換えが必ずしも適切ではなかったと考えられる。

一方、LF4試験体における耐力の過大評価は、本研究の解析モデルがシート破断を適切に予測できなかったことに起因する。この点に関して、次の2つの問題を指摘できる。

1. 本計算は要素解析であるため、実部材内部における応力・ひずみの分布が考慮できない。実

Table 4 Crack Spacing

Specimen	Test	Analysis	
		$\theta = 26.6^\circ$	$\theta = 45.0^\circ$
S0	80	71.7	57.5
S1	58	71.7	57.5
SF2	100	71.7	57.5
SF4	89	71.7	57.5
L0	99	91.2	66.7
L1	94	71.7	57.5
LF2	118	91.2	66.7
LF4	149	91.2	66.7

Unit: mm

際の梁部材におけるせん断応力・ひずみは、梁せい中央付近で最高となり、上端・下端に近づくほど低下する。シートは完全弾性体であるため、梁せい中央付近の局所ひずみが評価できなければ、破断を予測できない。せい方向のひずみ分布を求めるには、金久保らが採用したような断面分割法⁵⁾が有効と考えられる。

2. 梁せい方向のひずみ分布に加え、シートひずみは隣接ひび割れ間の付着によっても大きく変動する。シート破断予測には、ひび割れ間のひずみ分布の特定も必要である。ひび割れ間ひずみ分布の算定は、前節で用いたテンションスティフニング解析によって求められる。

本研究における解析によってシート破断を予測できなかった理由は上記の通りである。

5. まとめ

連続繊維シートによりせん断補強された実大RC梁4体、縮小梁4体のテンションスティフニング特性とひび割れ性状について、実験および解析による検討を行った。

ひび割れが少なければ、寸法の小さな部材ほどひび割れ間隔が小さくなり、補強筋との付着により導入されるコンクリート引張力が低下する。このため、テンションスティフニング効果、すなわち平均コンクリート引張応力が実大部材よりも低下したと推定される。

逆に、補強量が多くなると寸法の影響は減少する。本研究の解析では、補強筋比が1%を超えると補強筋方向の長さの影響がまったく見られなくなった。

本研究の解析から得たテンションスティフニング特性とひび割れ間隔は、修正圧縮場理論(MCFT)に基づく要素解析の精度を向上させたが、シートの局所ひずみは適切に予測できなかった。シートの局所ひずみを求めるには、断面分割解析を行った上で、付着を考慮したひび割れ間のシートひずみ分布を評価する必要がある。

本実験で用いたシートは(株)日鉄コンポジットより提供を受けた。またシート貼付けは(株)東邦アーステックの協力を受けた。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 佐藤裕一：連続繊維シートを用いた鉄筋コンクリート梁のせん断補強，京都大学博士学位論文，pp.136-139，2000.3
- 2) 藤井栄ほか：割り裂き付着強度算定式の評価，日本建築学会近畿支部研究報告集，pp.197-204，1981.6
- 3) 金久保利之，中場和正，吉田智基，吉澤弘之：連続繊維シートとコンクリートの局所付着応力-すべり量関係の提案，コンクリート工学論文集，Vol.12，No.1，pp.33～43，2001.1
- 4) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, ACI Journal, Vol.83, No.2, pp.219-231, 1986
- 5) 金久保利之，伊藤正通：Modified Compression-Field Theoryを用いたRC部材のせん断性状解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.67-70，2001.9

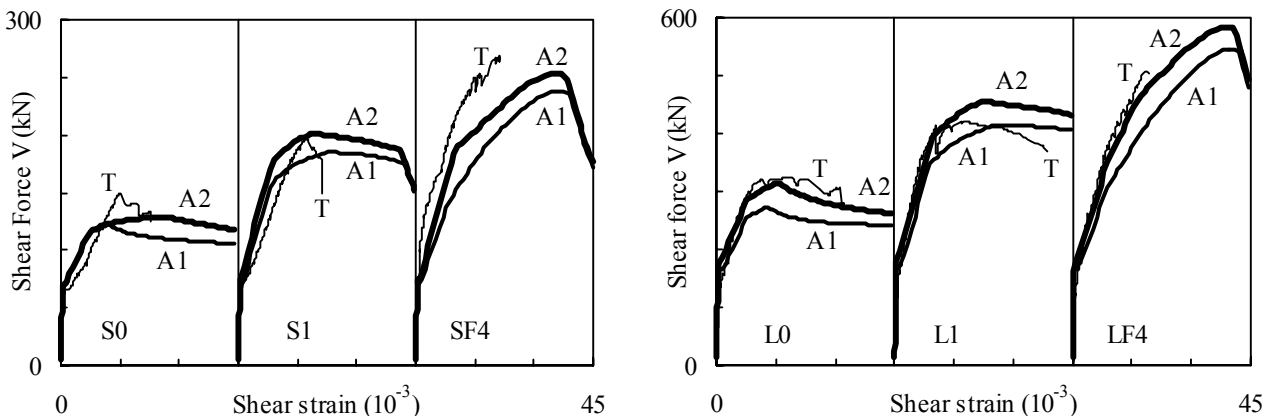


Fig.7 Experimental and analytical relationships between shear and shear strain