

炭素繊維シート補強によるRC引張部材の ひび割れ特性に関する研究

吉澤弘之¹・呉 智深²

¹正会員 工修 茨城大学理工学研究科 情報・システム科学専攻 (〒316-0033 茨城県日立市中成沢町 4-12-1)

²正会員 工博 茨城大学工学部 助教授 (〒316-0033 茨城県日立市中成沢町 4-12-1)

本研究では炭素繊維シートで補強されたRC引張供試体について鉄筋量、かぶりコンクリート厚さ、コンクリート強度、炭素繊維シートのヤング率及び補強量等をパラメータとして一連の実験を実施し、ひび割れ特性に関して検討を行った。その結果、引張荷重を受けるRC部材のひび割れ間隔、ひび割れ開口幅はシート補強を行ったものは補強しないものより大幅に小さくなった。炭素繊維シートで補強されていない場合は鉄筋量、コンクリート強度、コンクリートのかぶりに依存する鉄筋降伏前後の平均ひび割れ間隔、平均ひび割れ開口幅は、シートで補強した場合その影響が非常に小さくなる事が判明した。また、炭素繊維シートの引張硬化 (Tension-Stiffening Effect) につき算定した。

Key Words: carbon fiber sheet, crack spacing, crack width, debonding, tension-stiffening effect, strengthening

1. はじめに

曲げモーメントが作用するRC部材の、引張応力作用面に表面接着された連続繊維シートの補強効果は、耐力の向上、剛性の向上、ひび割れの拘束及びその分散等が考えられる。RC部材のコンクリートに引張ひび割れが生じた際に、連続繊維シートは鉄筋とともにひび割れ部で荷重を負担し、その荷重を連続繊維シートとコンクリートの界面のせん断力としてコンクリートに伝達する。連続繊維シートに生じる引張応力は、ひび割れの開口を拘束し、シートによりコンクリートに伝達された応力と鉄筋コンクリート付着面の付着滑り効果によって伝達された応力との複合作用により、既存のひび割れの間新たな引張ひび割れを生じさせ、ひび割れを分散する。

RC部材に引張ひび割れが生じた場合、ひび割れ部で鉄筋にはコンクリートから引き抜き応力が作用する。鉄筋とコンクリート界面の付着機構は、接着作用、摩擦作用、及び機械的抵抗作用によるもので、付着滑りが発生すると同時に摩擦効果を大きく発揮し、鉄筋コンクリートの複合効果を発揮していく。この付着機構、応力の伝達機構及びひび割れ間隔、ひび割れ開口幅に関しては多くの研究がなされている(例えば¹⁾、²⁾、³⁾、⁴⁾。RC部材を連続繊維シートで補強し

た場合において、連続繊維シートとコンクリート間の層間剥離が発生していないときには、ひび割れの分散効果、及びひび割れ開口幅の抑制効果が大きく発揮される。しかし、接着層の塑性変形などの非線形挙動が発達し、層間剥離が連続繊維シートとコンクリートの界面に生じると、シートとコンクリート界面には摩擦がほとんど働かないと考えられるため、剥離部分のせん断力保持能力が極端に低下すると思われる⁵⁾。また条件によっては、この剥離によって連続繊維シートの応力集中を緩和し、構造システムの変形能力を向上させるなどの効果も期待できると考えられる。しかし、この剥離が接着面全体に急速に伝搬し、建造物の最終破壊につながる場合がある(例えば⁶⁾)。今後これらの破壊メカニズムの解明及びその複合効果を、定量的に評価することが期待されている。

著者らは連続繊維シート補強されたRC引張部材に関して、破壊力学的手法を用いた破壊エネルギー解析方法を提案し、ひび割れ開口幅、ひび割れ先端での連続繊維シートの応力集中等に関して検討を実施してきた⁷⁾、⁸⁾。モデルの信頼性を高めるためには、詳細な実験による計算パラメータの同定が必要とされる。また、連続繊維シートで補強された引張荷重が作用するRC部材に関して、ひび割れ間隔、ひび割れ

表-1 供試体仕様

	No.	鉄筋	供試体幅、高さ mm	コンクリート強度 MPa	鉄筋比 ρ_s %	炭素繊維シート種類	炭素繊維シート目付 g/m^2	炭素繊維シート比 ρ_{cf} %	供試体数量	コメント
無補強	Nr19	D19②	100	22.4	2.95	-	-	-	2	無補強リファレンス供試体
	Nr19-Lc	D19②	100	11.8	2.95	-	-	-	1	コンクリート強度の影響
	Nr13-W100	D13②	100	22.4	1.28	-	-	-	2	鉄筋量の影響
	Nr13-W67	D13②	66.5	22.4	2.95	-	-	-	2	かぶり高さの影響
	Nr22	D22②	100	22.4	4.03	-	-	-	2	鉄筋量の影響
炭素繊維シート補強	S19	D19①	100	22.4	2.95	高強度	300	0.34	2	補強リファレンス供試体
	S19-Lc	D19①	100	11.8	2.95	高強度	300	0.34	2	コンクリート強度の影響
	S19-HM	D19①	100	22.4	2.95	高弾性	300	0.34	2	シートヤング率の影響
	S19-0.67P	D19①	100	22.4	2.95	高強度	200	0.22	1	シート補強量の影響
	S19-3P	D19①	100	22.4	2.95	高強度	300×3	1.03	2	シート積層枚数の影響
	S13-W100	D13①	100	22.4	1.28	高強度	300	0.34	2	鉄筋量の影響
	S13-W67	D13①	66.5	22.4	2.95	高強度	200	0.34	2	かぶり高さの影響
	S22	D22①	100	22.4	4.03	高強度	300	0.35	2	鉄筋量の影響

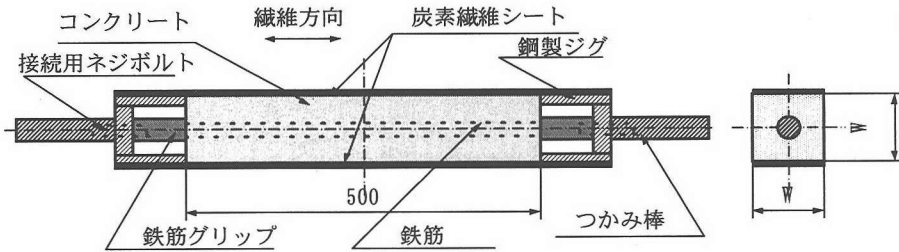


図-1 供試体寸法形

幅及び連続繊維シートのひび割れ近傍での挙動は、構造補強設計を行うための非常に基本的な性質であるが、実験的、解析的な検討はほとんど行われていない⁹⁾。さらに、連続繊維シートのひび割れ拘束効果及びひび割れの分散に関する報告も少ない^{10)、11)}。

そこで本研究では、連続繊維シートとしてもっとも一般的に用いられている炭素繊維シートを用いて補強したRC引張供試体を用い、鉄筋量、かぶりコンクリート厚さ、コンクリート強度、炭素繊維シートのヤング率及び補強量等をパラメータとして一連の実験を実施した。そして、炭素繊維シート補強した構造物の設計指標及び、炭素繊維シートとRC部材の複合効果をモデル化するための基礎データとしてひび割れ間隔、ひび割れ開口幅を実験的に測定し、ひび割れ幅の予測、引張硬化 (Tension Stiffening Effect) 及びひび割れ周辺の炭素繊維シートの剥離挙動に関して検討を実施した。

2. 実験方法

図-1に示すような正方形断面で長さ500mmのコンクリート中に鉄筋を埋め込んだRC供試体の向かい合う2面に、炭素繊維シートを貼り付け補強した。供試体の幅Wは100及び66.5mmとした。供試体中央に

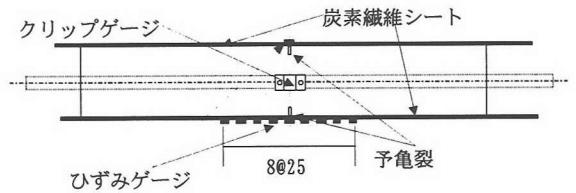
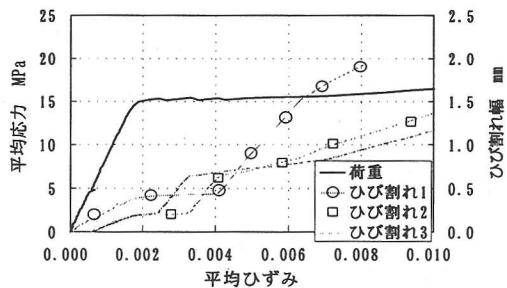


図-2 予亀裂部詳細

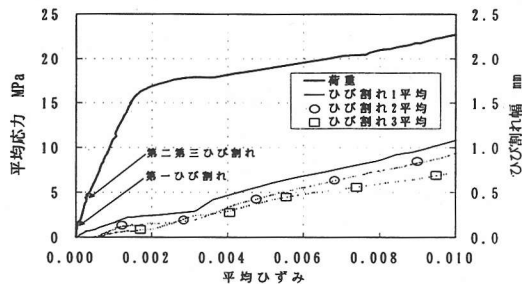
表-2 使用材料の機械的性質

材料		性質		
炭素繊維シート	高強度タイプ	繊維目付 200g/m ²	設計厚さ 0.111 mm	
			ヤング率 230 GPa	
	繊維目付 300g/m ²		引張強度 4200 MPa	
			設計厚さ 0.167 mm	
	高弾性タイプ	繊維目付 300g/m ²	ヤング率 230 GPa	
			引張強度 4200 MPa	
コンクリート	目標強度 24.0	セメント	普通ポルトランドセメント	
		粗骨材	G _{max} =20mm	
	目標強度 10.0	セメント	普通ポルトランドセメント	
		粗骨材	G _{max} =20mm	
	鉄筋 SD295A	D13	①	f _y : 395MPa f _u : 585 MPa
			②	f _y : 370MPa f _u : 580 MPa
D19		①	f _y : 385MPa f _u : 580 MPa	
		②	f _y : 365MPa f _u : 560 MPa	
D22		①	f _y : 385MPa f _u : 585 MPa	
		②	f _y : 365MPa f _u : 570 MPa	

f_y: 鉄筋降伏強度、f_u: 鉄筋引張強度



(a) 炭素繊維シート補強無 (Nr22)



(b) 炭素繊維シート補強 (S22)

図-3 平均応力、ひび割れ幅と平均ひずみの関係例

は予亀裂(幅1mm, 深さ5mm)を設けた。これは、ひび割れを供試体中央に発生させて、ひび割れ開口幅、ひび割れ近傍の炭素繊維シートの挙動等を詳細に観察するためである。鉄筋の降伏荷重以上の荷重をジグを介して供試体に負荷させる目的で、鉄筋の両端には鉄筋グリップを取り付け、その先端に接続用ネジボルトを介して鋼製引張ジグ及びつかみ棒を取り付けた。つかみ棒はRC部材及び炭素繊維シートが、荷重を十分保持した場合にも降伏しないように考慮した。炭素繊維シートの端部は鋼製引張ジグに接着し、剥離しないように鋼製プレートとボルトで締め付けた。载荷は荷重制御で行い、荷重速度は2500N/min一定とした。供試体の変形は、供試体の両端に取り付けた鋼製ジグの間隔を変位計を用いて測定した。

連続繊維シートで補強されるコンクリート部材は、劣化により打設時よりもコンクリートの強度が低下していることがある。そのためリファレンスとして、通常の現場打ち床版等に使用されている圧縮強度24.0MPa程度のコンクリートと、圧縮強度をリファレンスの半分程度としたコンクリートの2種類を用意した。実験時の圧縮強度はそれぞれ22.4、及び11.8MPaであった。

炭素繊維シートは高強度タイプ、高弾性タイプの2種類を用いた。鉄筋にはSD295AのD13, D19, D22を使用した。表-1に供試体の一覧を示し、表-2に使用した材料の機械的性質を示す。

供試体はディスクサンダーでコンクリート表面の下地ケレンを行った後、プライマーを塗布し、パテで段差等の処理を行った上に炭素繊維シートをエポキシ樹脂で接着した。エポキシ樹脂の養生期間は1週間以上とした。

図-2に示すようにゲージ長5mmのひずみゲージを予亀裂付近に10箇所接着し、予亀裂部近傍の炭素繊維シートのひずみを測定した。また、供試体中央には、ゲージ長50mmのクリップゲージを供試体の

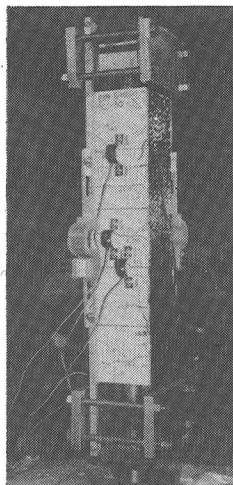


写真-1 試験状況

表、裏面に取り付け、予亀裂から発生するひび割れの開口幅の測定を行った。なお、供試体中央部に発生するひび割れ以外の、最も初期に発生するひび割れ2本に関しては、ひび割れが観察された時点でクリップゲージを供試体の表、裏面に取り付けひび割れ幅を測定した。ひび割れ開口幅は供試体の裏面のクリップゲージで測定された開口幅の平均値を用いた。試験状況を写真-1に示す。

3. 実験結果

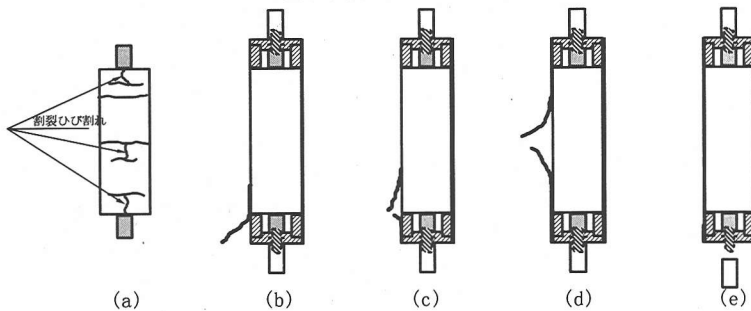
(1) 供試体の破壊形態

コンクリート、鉄筋、炭素繊維シートに作用する平均応力、コンクリートのひび割れ幅と平均ひずみの関係の例を図-3に示す。ここで平均ひずみは、変位量を供試体長さで除したもの(鉄筋の平均ひずみ)とした。無補強のリファレンス供試体としたNr19のひび割れが、鉄筋降伏前では1つしか発生しなかったため、図-3にはNr22及びS22の結果を示

表-3 試験結果のまとめ

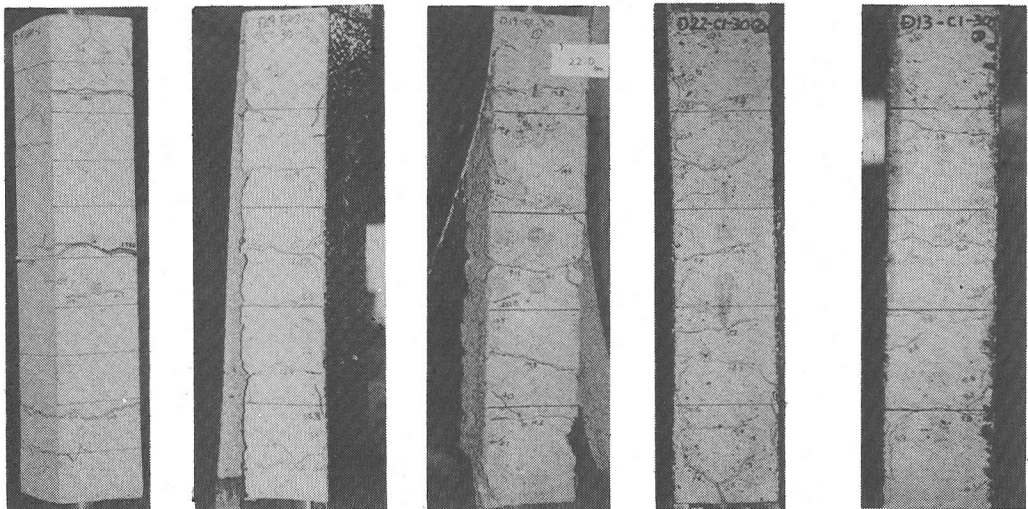
	No.	鉄筋降伏 荷重 kN	最大 荷重 kN	最大平均 ひずみ	鉄筋降伏 直前のひび 割れ数	破壊時の ひび割れ 数	破壊形態	
無補強	Nr19	1	101.4	130.2	0.0240	1	5 ^{*1}	割裂ひび割れが顕著になり試験終了
		2	102.3	129.1	0.0236	1	8 ^{*1}	割裂ひび割れが顕著になり試験終了
	Nr19-Lc	1	99.8	128.9	0.0169	1	5 ^{*1}	割裂ひび割れが顕著になり試験終了
		2	45.4	62.2	0.0218	1	2	割裂ひび割れが生じた時点で試験終了
	Nr13-W100	1	45.4	62.2	0.0218	1	2	割裂ひび割れが生じた時点で試験終了
		2	46.3	61.6	0.0204	1	2	割裂ひび割れが生じた時点で試験終了
	Nr13-W67	1	48.5	49.6	0.0106	3	4	割裂ひび割れが生じた時点で試験終了
		2	48.5	55.3	0.0210	3	7 ^{*1}	割裂ひび割れが顕著になり試験終了
	Nr22	1	143.9	188.2	0.0193	3	5 ^{*1}	割裂ひび割れが顕著になり試験終了
		2	143.4	173.9	0.0143	2	3	割裂ひび割れが生じた時点で試験終了
炭素 繊維 シート 補強	S19	1	132.8	225.4	0.0135	4	9	鋼製ジグから剥離
		2	128.7	201.0	0.0115	4	7	鋼製ジグから剥離
	S19-Lc	1	126.5	211.1	0.0112	5	6	鋼製ジグから剥離
		2	127.5	199.7	0.0122	3	7	鋼製ジグから剥離
	S19-HM	1	135.3	215.7	0.0074	3	5	鋼製ジグ部継ぎ目で破断
		2	137.3	181.4	0.0053	4	6	鋼製ジグから剥離
	S19-0.67P	1	131.0	179.0	0.0074	4	6	繊維破断
		2	150.7	248.3	0.0073	4	7	鉄筋グリップ破壊
	S19-3P	1	157.6	251.3	0.0060	4	5	鉄筋グリップ破壊
		2	67.8	100.1	0.0058	4	5	接続ネジボルト破壊
	S13-W100	1	67.8	100.1	0.0058	4	5	接続ネジボルト破壊
		2	71.6	117.4	0.0072	4	4	接続ネジボルト破壊
	S13-W67	1	58.1	86.3	0.0118	4	12	鋼製ジグから剥離
		2	165.9	243.6	0.0164	3	8	鋼製ジグから剥離
	S22	1	165.9	243.6	0.0164	3	8	鋼製ジグから剥離
		2	162.5	245.3	0.0126	3	7	鋼製ジグから剥離

*1) 降伏以降のひび割れは鉄筋の引き抜けに伴う割裂ひび割れに付随している



(a) 割裂ひび割れ, (b) シートのジグからの剥離, (c) シートのジグとの境での破断, (d) シートの破断, (e) ジグの破壊

図-4 試験片破壊の模式図



(a) Nr19 (b) S19 (c) S19-HM (d) S22 (e) S13-W100

写真-2 試験終了時のひび割れ状況例

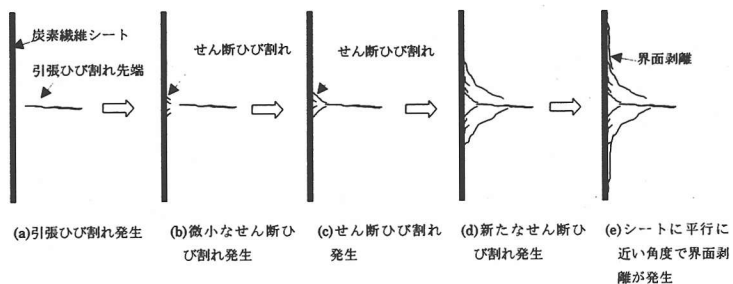


図-5 ひび割れ先端の挙動の模式図

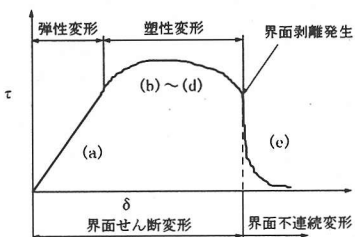


図-6 シート・コンクリート界面のせん断変形の模式図

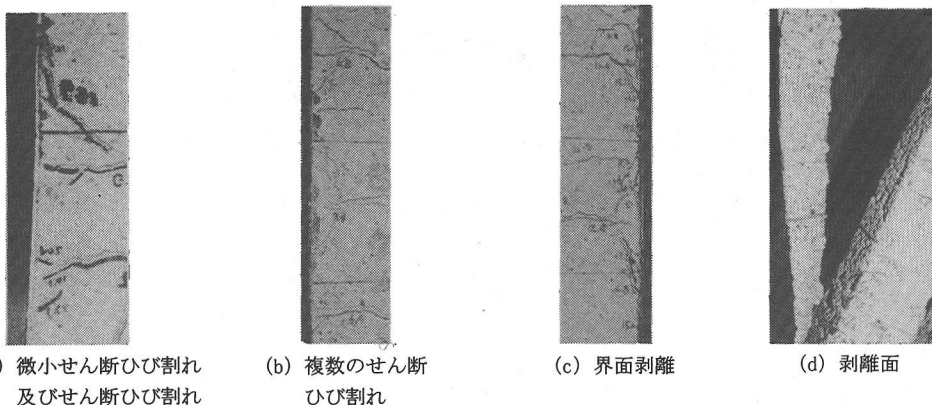


写真-3 ひび割れ先端部拡大写真

した。供試体両端に引張荷重を負荷していくと、コンクリートにはひび割れが生じ、これが開口しながら供試体全体が変形していく。(b)に示すように炭素繊維シートで補強した場合には、炭素繊維シートが応力を負担するため、鉄筋の降伏後もひずみの増加に従って応力が増加している。表-3に各供試体の破壊形態、鉄筋降伏荷重等を示す。炭素繊維シート補強無し供試体は図-4(a)に模式的に示すように、鉄筋の降伏後に鉄筋の引き抜けにともなうコンクリートの割裂ひび割れを生じ、割裂ひび割れから新たなコンクリートの引張ひび割れを生じる。炭素繊維シートで補強した供試体の最終的な破壊は、炭素繊維シートの鋼製ジグからの剥離(図-4(b))、鋼製ジグとコンクリート部の境でのシート破断(図-4(c))、もしくは鉄筋グリッパ部の破壊(図-4(e))であった。炭素繊維シートがコンクリートのひび割れ先端部で破断(図-4(d))したのは、今回の実験の範囲で炭素繊維シートの補強量が0.22%と他の補強した供試体より少ないS19-0.67Pのみであった。この供試体の場合、供試体の平均ひずみが0.0074で、炭素繊維シートが破断した。高強度及び高弾性炭素繊維シートで補強した場合、炭素繊維シートのコンクリートに対する体積比が0.3%以上であれば、本

実験の範囲では鉄筋量、コンクリートのかぶり厚さが変化しても、ひび割れ先端で炭素繊維シートの破断は生じなかった。

試験終了時の供試体のひび割れ状況例を写真-2に示す。

(2) ひび割れ先端部の炭素繊維シート挙動

図-5にひび割れ先端の挙動を示し、図-6にシート・コンクリート界面のせん断変形の模式図を示す。図-6中の(a)~(e)の記号は図-5中の図番号に対応している。今回の実験では、炭素繊維シート補強した供試体でコンクリートに引張ひび割れが生じて、図-5(a)に示すように、載荷初期にはひび割れは供試体中央部では開口するが、炭素繊維シートのひび割れ拘束効果により端部の炭素繊維シート接着面付近でほとんど開口しなかった。この時点でのシートとコンクリートの接着界面の変形は、図-6の弾性変形域に当たると考えられる。

図-5(b)及び写真-3(a)に示すように、荷重を負荷していくと微小なせん断ひび割れが、引張ひび割れ先端に発生した。その後に図-5(c)及び写真-3(a)に示すように、引張ひび割れ先端付近からせん断ひび割れが生じた。図-5(d)及び写真-3(b)に示すよう

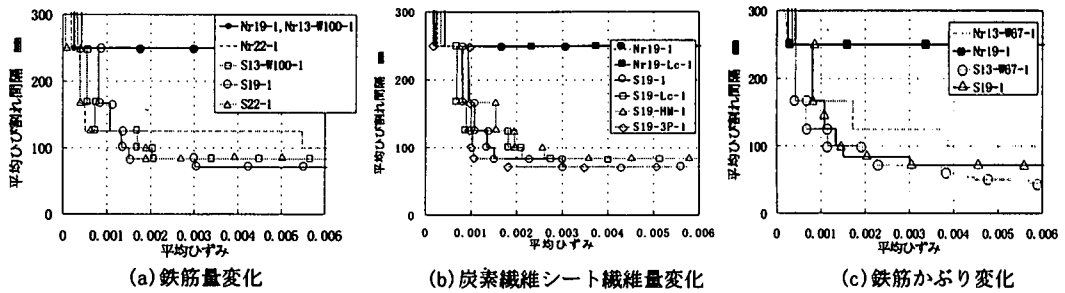


図-7 平均ひび割れ間隔と平均ひずみの関係

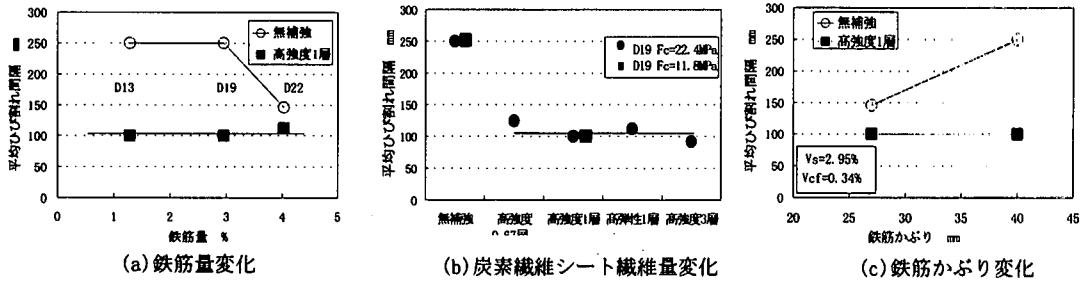


図-8 平均ひび割れ間隔の各種要因での変化 (平均ひずみ: 0.0015)

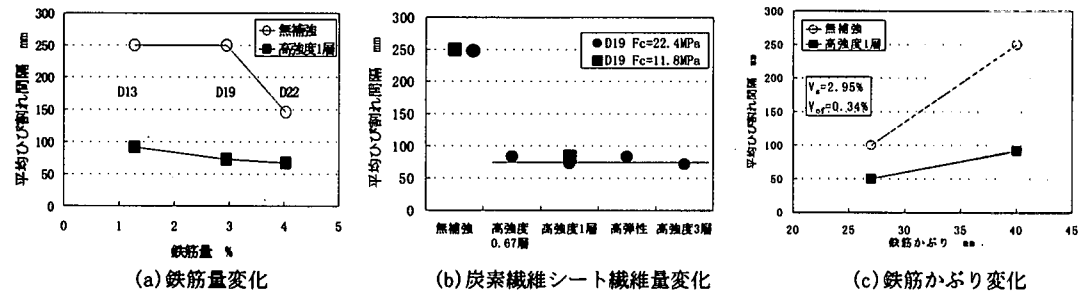


図-9 平均ひび割れ間隔の各種要因での変化 (平均ひずみ: 0.005)

に、さらに荷重を供試体に負荷すると炭素繊維シートとコンクリート界面に新たな微小なせん断ひび割れが観察され、その後新たなせん断ひび割れが生じた。これらの部分は図-6の塑性変形域に当たると考えられる。

図-5(e)及び写真-3(c)に示すようにせん断ひび割れ先端から炭素繊維シートとコンクリートの界面に界面剥離(不連続せん断変形)が生じた。最終的に炭素繊維シートが鋼製ジグから剥離したものは、ジグからの剥離と同時にコンクリート面と炭素繊維シートも写真-3(d)に示すように剥離した。炭素繊維シート下面には、細骨材等がかなり付着していたため、接着層近傍のコンクリート表面層に生じる剥離破壊であると思われる。しかし、この層間剥離した部分は鉄筋コンクリート間の付着すべりや、コンクリートひび割れ間のせん断伝達機構と違って、界

面の摩擦効果や機械的ななみ合い作用などが非常に小さいため、層間の不連続変形にともない、接着層近傍のせん断力伝達機能が急激に低下していると考えられる。そしてせん断力の再配分が層間の不連続部周辺に生じ、図-6のようなメカニズムで層間剥離がさらに進展していくものと思われる。

4. ひび割れ特性に関する検討

(1) 平均ひび割れ間隔

図-7に平均ひび割れ幅と平均ひずみの関係を示す。今回の試験では、炭素繊維シート補強していない無補強リファレンス供試体Nr19, Nr13-W100, 及びコンクリートの圧縮強度の低いNr19-Lcでは、ひび割れは載荷初期に中央部で生じただけで、それ以

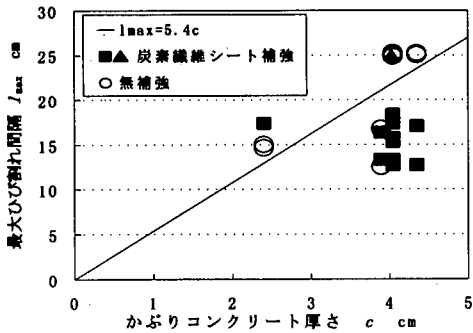


図-10 最大ひび割れ間隔とかぶり厚さの関係

上のひび割れは、平均ひずみが数%の範囲では生じなかった。

炭素繊維シート補強した場合には、(a)鉄筋量を変化させたケース、(b)炭素繊維シートのヤング率、積層枚数及びコンクリートの圧縮強度を変化させたケース、(c)鉄筋かぶりを变化させたケースとも平均ひび割れ間隔は、無補強の場合に比較して大幅に小さくなり定常状態で約80mm程度となった。

炭素繊維シートによる接着せん断力伝達機構は、鉄筋の付着による伝達機構と異なり付着滑りが生じない。このため、鉄筋の場合には鉄筋の引き抜け量に対して、コンクリートに伝達されるせん断力が頭打ちとなるが、炭素繊維シートの場合は剥離が生じるまでせん断力を伝達する。そのためある程度の荷重までは、鉄筋とコンクリート間の付着すべりによるせん断力伝達によって、ほぼ一定間隔のコンクリートひび割れ分布が生じる。そしてこの付着すべりによるせん断力伝達が次第に弱くなるにつれ、ひび割れ間に生じる炭素繊維シートのせん断伝達により、さらに新しいひび割れが分散する。このためシートによるひび割れの分散、拘束効果が発揮される。このことによりシートで補強した場合のひび割れ間隔は、補強しない場合より大幅に小さくなると考えられる。また、炭素繊維シートの拘束効果が荷重の増加につれ、鉄筋によるひび割れの拘束効果に卓越し、繊維シート補強されたRC部材のひび割れ挙動がコンクリート強度、鉄筋比などによる影響をあまり受けなくなるので、平均ひび割れ間隔が各重要因でほとんど変化しないと考えられる。

図-8に鉄筋降伏前の平均ひずみ0.0015の時点(鉄筋降伏ひずみは約0.0018)での各種条件での平均ひび割れ間隔を示し、図-9に鉄筋降伏後の平均ひずみ0.005の時点での平均ひび割れ間隔を整理したものを示す。図-8に示すように、平均ひずみが0.0015の時点では炭素繊維シート補強したものは、補強していない場合より平均ひび割れ間隔が大幅に

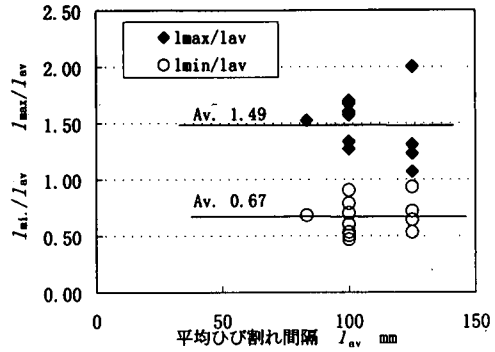


図-11 I_{\min}/I_{av} 、 I_{\max}/I_{av} と平均ひび割れ間隔との関係(炭素繊維シート補強した場合)

小さくなり、炭素繊維シートによるひび割れの分散効果が確認できる。平均ひずみが0.0015の時点の平均ひび割れ間隔は、本実験の範囲で炭素繊維シート補強を行ったものはすべてのケースで約100mmとなった。

平均ひずみが0.005の時点では図-9(a)に示すように炭素繊維シート補強したものは鉄筋量が増加すると、わずかながら平均ひび割れ間隔が減少する傾向が見られた。図-9(c)に示すように、鉄筋かぶりが小さくなると、平均ひび割れ間隔も若干減少した。しかし、炭素繊維シート補強した場合の鉄筋量、かぶりの変化による平均ひび割れ間隔の変化の度合いは、無補強の場合に比べるとその影響が少なくなった。また、(b)に示すようにコンクリート強度、炭素繊維シートの積層数、ヤング率を変化させても、平均ひび割れ間隔はほとんど一定値の約80mmとなった。

なお、試験は各種類ほぼ2本ずつ実施したが、ひび割れが発生する平均ひずみには少々ばらつきがあったが、定常状態の平均ひび割れ間隔にほとんど差はなかった。

(2) 最大、最小ひび割れ間隔

図-10に鉄筋降伏直前の最大ひび割れ間隔 l_{\max} と鉄筋かぶり c との関係を示す。炭素繊維シート補強していないRC引張部材に関して角田³⁾は実験的検討を行い、横ふし型鉄筋の場合、最大ひび割れ間隔 l_{\max} とかぶりコンクリート厚 c との間に $l_{\max} = 5.4c$ の関係があることを示した。本実験においても無補強のケースではほぼその関係が成り立っている。

炭素繊維シート補強を行った場合には、予亀裂部から試験片端部の間でひび割れが生じなかった供試体(図-10の黒三角プロット、S19-HM-1)のデータを一点除いて考えると、データにばらつきはあるも

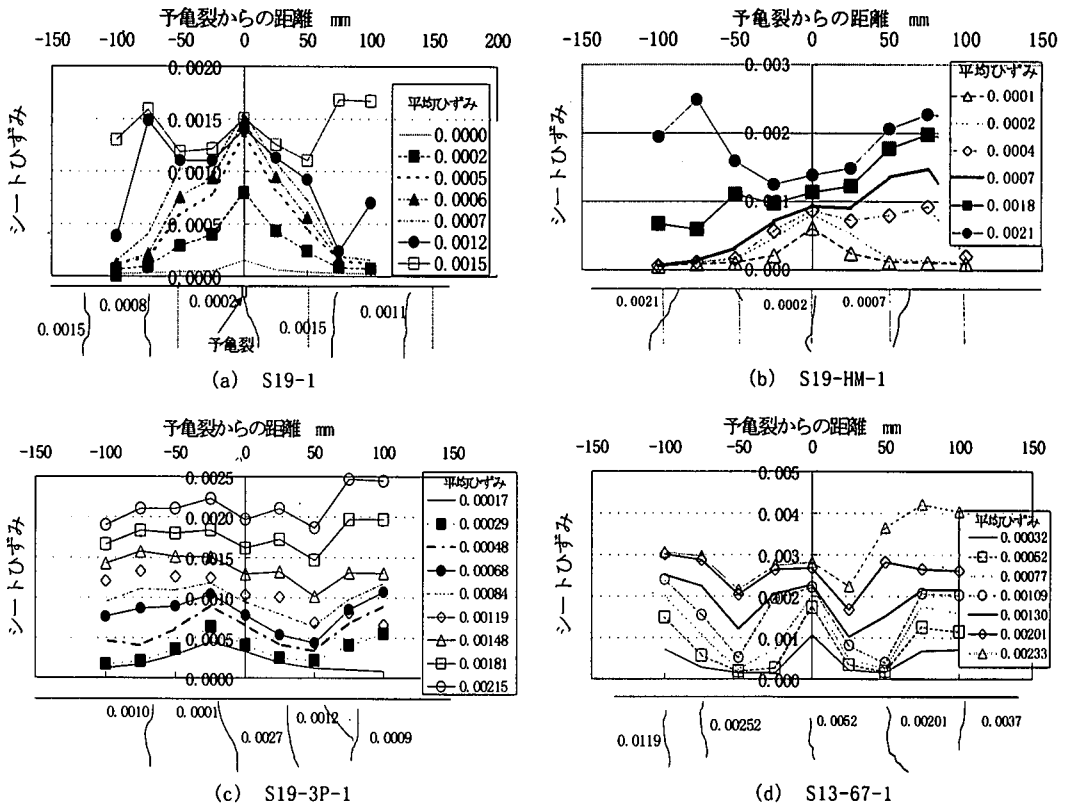


図-12 シートひずみと予亀裂からの距離及びひび割れ図例 (载荷初期)

表-4 鉄筋によりコンクリートに伝達される応力の推定

供試体	試験片幅 mm	L=50mm		L=75mm		L=100mm	
		$u \cdot \tau_{max} \cdot L$ N	コンクリートの 引張応力 MPa	$u \cdot \tau_{max} \cdot L$ N	コンクリートの 引張応力 MPa	$u \cdot \tau_{max} \cdot L$ N	コンクリートの 引張応力 MPa
S19(HM, 3P)	100	6400	0.66	9600	0.99	12800	1.32
S13-67	66.7	3440	0.99	5160	1.48	6880	1.97
S13-100	100	6051	0.61	9076	0.92	12101	1.23
S22	100	6580	0.69	9870	1.03	13160	1.37

の、鉄筋かぶり、炭素繊維シートの補強量、炭素繊維シートのヤング率、コンクリートの圧縮強度によらず、ほぼ一定となる傾向が見られた。

既往の連続繊維シートで補強されていないRC部材の実験結果(例えば¹²⁾と比較するために、図-11に炭素繊維シートで補強したRC部材の、鉄筋降伏直前の最小ひび割れ間隔 l_{min} を鉄筋降伏直前の平均ひび割れ間隔 l_{av} で除した l_{min}/l_{av} 及び最大ひび割れ間隔 l_{max} を平均ひび割れ間隔で除した l_{max}/l_{av} の関係を示す。連続繊維シートで補強していない場合には l_{min}/l_{av} と l_{max}/l_{av} の関係は定常状態で2:1となることが実験で示されている¹²⁾。本実験においても炭素繊維シート補強した場合にほぼ同様な関係が認められた。

(3) コンクリートに伝達される引張応力

a) 鉄筋によりコンクリートに伝達される引張応力の推定

角田³⁾はひび割れ間におけるコンクリートと、鉄筋の平均付着応力の最大値 τ_{max} を求めるために鉄筋径、供試体の幅及び長さを変化させ実験的な検討を行っており

$$\frac{u \tau_{max}}{\sigma_{cr}} = \frac{k A_c}{c} \quad (1)$$

の関係を導いている。

ここで u : 鉄筋の円周長, τ_{max} : 平均せん断応力の最大値, A_c : コンクリートの断面積, c : かぶりコン

クリート厚, σ_{cc} : コンクリートの引張強度, k : 比
 例定数である。

炭素繊維シートで補強した場合には, 鉄筋により
 コンクリートに伝達されるせん断力は, 無補強のもの
 に比べて変化する可能性があるが, その影響を無
 視した場合, 鉄筋によってコンクリートに伝達され
 る最大せん断力及びコンクリートに生じる引張応力
 を式 (1) を用いて算出すると表-4 になる。こ
 こで l はひび割れからの距離である。表-4 に示す
 ように試験体の幅が 100mm の場合には, 鉄筋によつて
 コンクリート中に生じる引張応力度は, ひび割れか
 ら ($l=$) 100mm 程度離れた位置ではコンクリートの
 引張強度に到達しない。式(1)から炭素繊維シート
 で補強していない RC 引張部材のコンクリートが, 引
 張強度に到達するひび割れからの距離 l は, D19 鉄
 筋を使用した供試体では 167mm 程度となる。ここで
 コンクリートの引張強度は, コンクリートの引張強
 度と圧縮強度の比を 0.09 倍⁽¹³⁾として, 圧縮強度
 24.0MPa のコンクリートの引張強度を 2.2MPa 程度
 であると想定している。

鉄筋によりコンクリートに伝達される応力に関し
 ては, 鉄筋にひずみゲージを貼り追加実験で確認す
 る予定である。

b) 炭素繊維シートによるコンクリートへの応力伝 達

図-12 に予亀裂周辺の炭素繊維シートのひずみ分
 布を示す。縦軸は炭素繊維シートのひずみ, 横軸は
 供試体中央からの距離, 凡例中の数字は供試体の平
 均ひずみである。また, グラフ下部の図はコンク
 リートに生じたひび割れのスケッチ図であり, この
 横方向のスケールはグラフの横軸に一致させてあ
 る。スケッチ図中の数値はひび割れ発生時の平均ひ
 ずみである。

図-12(a) に示すように供試体 S19-1 の中央には,
 平均ひずみが 0.0002 の際にひび割れが発生した。炭
 素繊維シートのひずみはひび割れ部に集中し, 平均
 ひずみが 0.0008 となった際に中央から約 75mm 離
 れた場所 (-75mm) に新たなコンクリートの引張ひび
 割れが生じた。この時, 中央のひび割れ上の炭素繊維
 シートのひずみと 75mm 離れた場所の炭素繊維シ
 ートのひずみ差は約 0.0013 であり, これにより炭素繊維
 シートにより中央から 75mm の部分のコンクリートへ
 伝達される引張応力は, 供試体裏表の炭素繊維シ
 ートの応力状態が等しいと仮定すると, $230 \times 10^6 \text{ Pa} \times 0.1 \text{ m} \times 0.000167 \text{ m} \times 2 \text{ 層} \times 0.0013 = 9987 \text{ N}$
 でコンクリートの引張応力に換算すると 1.03MPa であ
 る。また中央から約 75mm 離れた場所 (+75mm) に平均
 ひずみが 0.0015 の際に新たなひび割れが生じたが,

表-5 各供試体のひび割れ発生位置、炭素繊維、
 鉄筋により生じる応力

	初期ひび割れ からの距離 mm	シート ひずみ の差	コンクリートの引張応力 MPa		
			炭素繊維 シートで伝達	鉄筋により 伝達	合計
S19	75	0.0013	1.03	0.99	2.0
	-75	0.0011	0.91	0.99	1.9
S19-HM	75	0.0008	1.07	0.99	2.1
	-90	0.0009	1.15	1.19	2.3
S19-3P	-50	0.0005	1.19	0.66	1.9
	75	0.0004	1.02	0.99	2.0
S13-67	50	0.0017	1.36	0.99	2.4
	-25	0.0015	1.20	0.50	1.7

同様にコンクリートに生じる引張応力は 0.91 MPa であ
 る。

このようにして, 各供試体のひび割れ近傍のひず
 み及びひび割れ発生位置からひび割れ位置でのコン
 クリートの引張応力度を算出し, まとめたものを
 表-5 に示す。コンクリートの引張強度を 2.2MPa と
 すると, 炭素繊維シートにより生じたコンクリート
 の引張応力と, 鉄筋とコンクリート間のせん断力が
 伝達することによりコンクリートに生じた引張応力
 度の合計がほぼコンクリートの引張強度にほぼ一致
 している。また, 表-5 に示すように予亀裂から次の
 ひび割れが発生するまでの距離は, 炭素繊維シート
 補強した場合の定常状態の値に非常に近い値となつ
 た。

5. ひび割れ開口幅に関する検討

図-13 にひび割れ開口幅と平均ひずみの関係を示
 す。この図にはひび割れ開口幅は中央に生じるひび
 割れのみを示した。図-13 に示すように炭素繊維
 シートで補強した場合は, 炭素繊維シート補強しな
 い場合に比較して, ひび割れ開口幅が大幅に小さく
 なる。ひび割れ幅は平均ひずみにほぼ比例して増加
 し, 鉄筋降伏後もその関係を維持している。

ある程度の変形量に RC 部材が達すると, シート
 によるひび割れの拘束効果が強く発揮されるため,
 炭素繊維シートで補強した場合ひび割れ開口幅が,
 補強しない場合より大幅に小さくなるものと考えら
 れる。

図-14 に鉄筋降伏前の平均ひずみ 0.0015 の時点
 のひび割れ開口幅を整理したものを示す。ここでは
 供試体中央に生じたひび割れの開口幅 (2 体同条件
 で試験を実施している場合には平均値) を示してい
 る。炭素繊維シート補強した場合のひび割れ開口幅
 は, 鉄筋量, 炭素繊維シートの剛性, 鉄筋のかぶり
 等の条件を変化させてもほぼ一定の値 (約 0.15mm)
 となった。

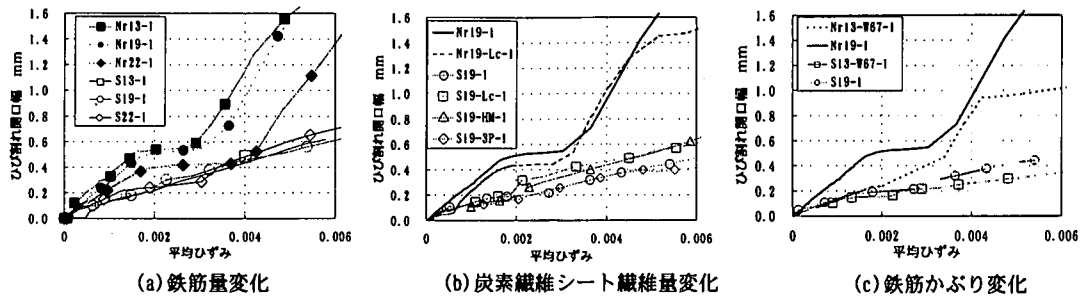


図-13 平均ひずみとひび割れ開口幅の関係

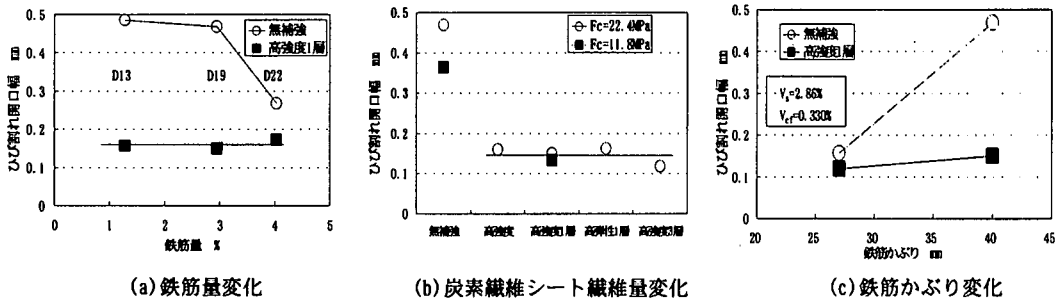


図-14 各種条件によるひび割れ開口幅 (平均ひずみ0.0015の時点)

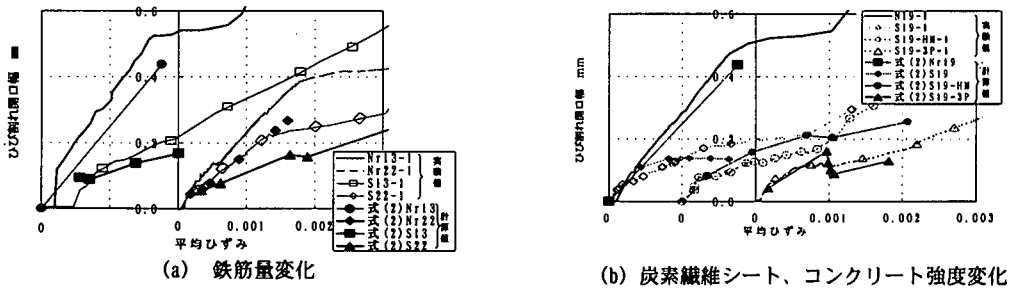


図-15 ひび割れ幅の計算値との比較

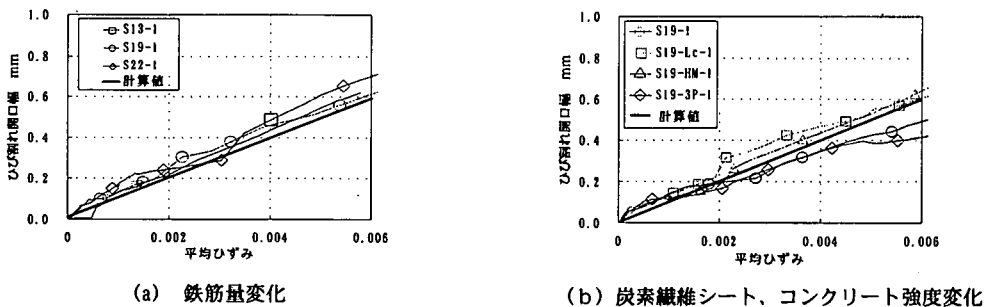


図-16 ひび割れ幅の計算値との比較

RC 部材のひび割れ幅は、ひび割れ間隔 l が与えられたときに一般に次式で表すことができる。

$$w = \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} - \bar{\epsilon}_c \right) l \quad (2)$$

ここで $\bar{\sigma}_s$: ひび割れ間の鉄筋平均応力, E_s : 鉄筋のヤング率, $\bar{\epsilon}_c$: 荷重, クリープ, 収縮等で生じたコンクリート表面の平均ひずみである. $\bar{\epsilon}_c$ を無視してひび割れ幅を算出し, 実験値と比較したものを図-

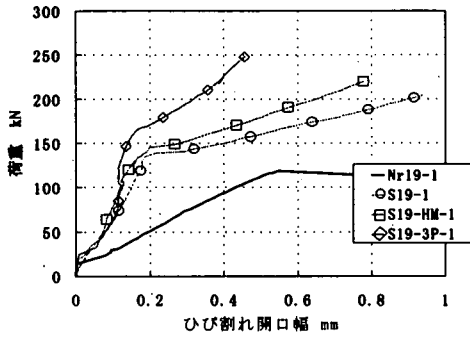


図-17 荷重とひび割れ幅の関係例 (シート剛性変化)

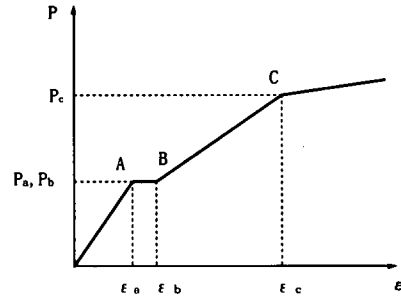


図-18 荷重-平均ひずみの関係の模式図

15に示す。ここでひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ量となる σ_s/E_s には、実験で得られた平均ひずみ ϵ_{mean} を、ひび割れ間隔 l には平均ひび割れ間隔 l_{mean} を用いた。図-15の計算値のプロットは、供試体のコンクリートにひび割れが生じた平均ひずみにおけるひび割れ開口幅を示している。炭素繊維シート補強した場合にも実験値と計算値は良い一致を示す。

このことより炭素繊維シートで補強したRC引張部材の中央に生じたひび割れの、ひび割れ幅 w_1 と平均ひび割れ間隔 l_{mean} と平均ひずみ ϵ_{mean} の関係は

$$w_1 = l_{mean} \epsilon_{mean} \quad (3)$$

の関係があると考えられる。このためひび割れ幅は、鉄筋量、かぶりコンクリート厚さ、炭素繊維シート補強量、炭素繊維シートのヤング率によらず、

$$w_1 = 100 \epsilon_{mean} \quad (\text{mm}) \quad (4)$$

となる。ここで l_{mean} は今回の実験から得られた鉄筋降伏前の平均ひび割れ間隔100mmを用いた。式(4)とひび割れ開口幅を比較したものを図-16に示す。図中の実験値は第一ひび割れのみを示した。ひび割れ発生から鉄筋の降伏後も、実験値と計算値は良く一致をしている。また、供試体の中央に生じるひび割れ以外は、初期ひび割れ幅を測定できていないため計測値の正確な比較は困難であるが、各供試体のひび割れゲージによる目視観察では、鉄筋の降伏以後しばらくの間のひび割れ幅は、中央に生じたひび割れが最大であった。従ってこの範囲では式(4)は最大ひび割れ幅を表すとして良いと考えられる。

図-17に荷重とひび割れ幅の関係例としてシートの引張剛性(断面積, ヤング率)を変化させたものを示す。炭素繊維シートの引張剛性を高くすると、低い場合に比べ同じ荷重を負荷した場合のひび割れ開口幅が小さくなり、炭素繊維シートのヤング率及び多層積層の効果が確認できた。

6. 引張硬化(Tension-Stiffening効果)に関する検討

ひび割れを有するコンクリートの引張剛性は、鉄筋とコンクリート間の付着滑りにより改善され、コンクリートだけの剛性に比べて大きくなる。この引張硬化^(例えば4)(Tension-Stiffening効果)に対して炭素繊維シートが及ぼす影響について検討を行った。そこで供試体がひび割れた際に、炭素繊維シートがRC部材の荷重-ひずみの関係に及ぼす複合効果を鉄筋と比較するために、実験により得られた荷重-平均ひずみの関係と既往の簡易式との比較を実施した。

図-18に模式的に示すように炭素繊維シート補強されたRC部材は、A点で最初のひび割れが発生する。A点から鉄筋の降伏が生じるC点までの間にコンクリートは新たなひび割れを生じながら、荷重分担率を低下するため、RC部材は剛性を低下していく。図-18の荷重-ひずみ線図においてA点:ひび割れ発生, B点:ひび割れ直後(荷重制御時), C点:鉄筋の降伏である。

A点のひずみは、コンクリートのひび割れひずみにより以下の様に求めた。

$$\epsilon_a = \frac{f_t}{E_c} = \epsilon_{ct}, \quad P_a = A_c f_t (1 + n \rho + n_g \rho_g) \quad (5)$$

ここで鉄筋と炭素繊維シートのコンクリートに対するヤング率比を $n = \frac{E_s}{E_c}$, $n_g = \frac{E_f}{E_c}$ とした。また鉄筋と炭素繊維シートのコンクリートに対する体積比を $\rho = \frac{A_s}{A_c}$, $\rho_g = \frac{A_f}{A_c}$ とし、 f_t はコンクリートのひび割れ応力、 ϵ_{ct} はコンクリートのひび割れひずみとした。 A_s , A_f , A_c はそれぞれコンクリート, 鉄筋及び炭素繊維シートの断面積であり、 E_c , E_s , E_f はそれぞれ

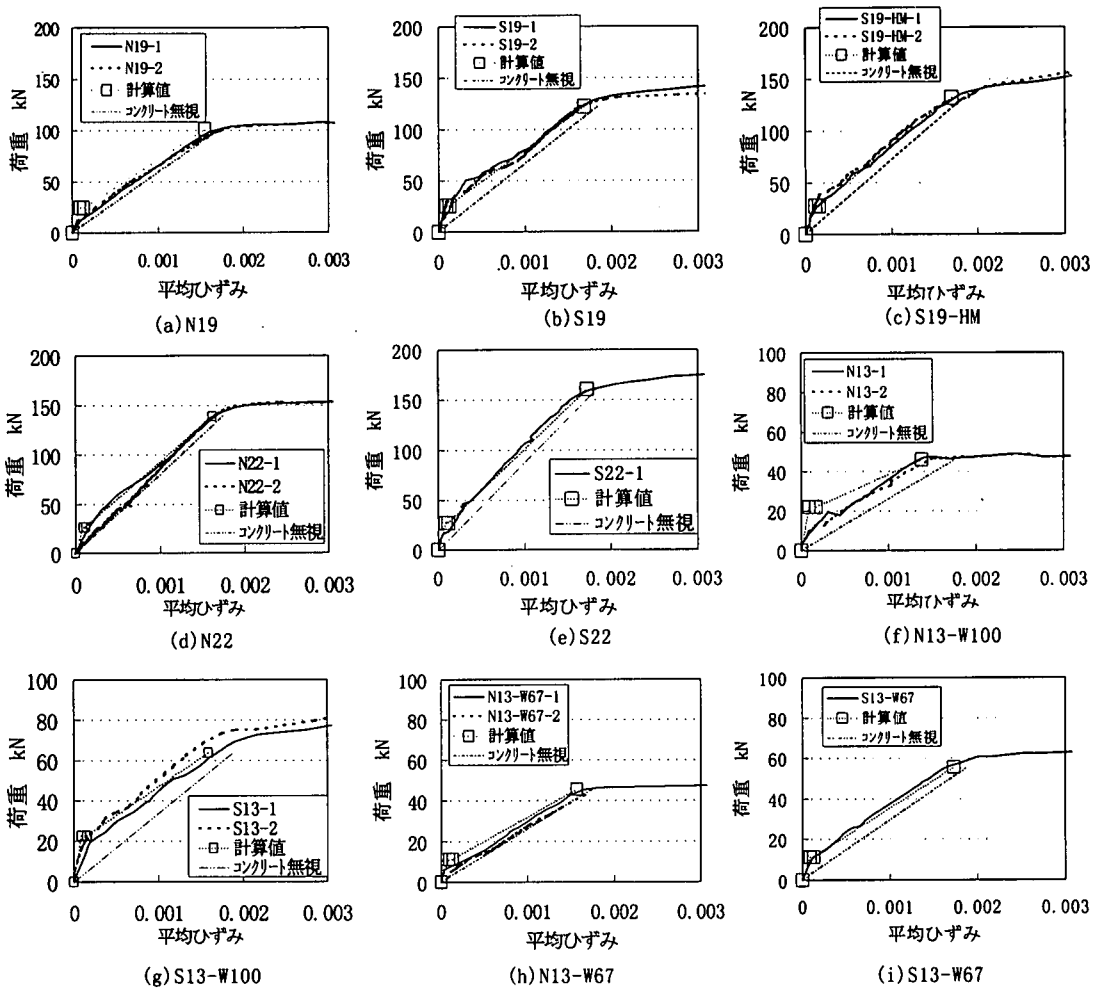


図-19 荷重-平均ひずみの関係 (実験値、計算値)

コンクリート、鉄筋及び炭素繊維シートのヤング率とした。

コンクリートのヤング率はACI-318に従い、コンクリートの圧縮強度 f'_c より次の式で算出した。

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} \quad (f'_c : \text{MPa}) \quad (6)$$

コンクリートのひび割れ応力 f_t は以下の式¹³⁾で算出した。

$$f_t = 0.09 f'_c \quad (7)$$

B点及びC点のひずみは、炭素繊維シート補強していない場合に、実験との比較で良い一致を示している Maestrini と Gupta^{14), 15)}の式を、炭素繊維シートのヤング率比、体積比を考慮して変形した。

$$\epsilon_b = \frac{f_t}{E_c} \left[1 + \frac{1 + (n\rho + n_{cf}\rho_{cf})}{10(n\rho + n_{cf}\rho_{cf})} \right], \quad P_b = A_c f_t (1 + n\rho + n_{cf}\rho_{cf}) \quad (8)$$

$$\epsilon_c = \frac{f_y}{E_s} \left[1 - \frac{1}{2(n\rho + n_{cf}\rho_{cf})} \frac{f_t}{E_c} \right], \quad P_c = A_c f_y (n\rho + n_{cf}\rho_{cf}) \quad (9)$$

ここで f_y は鉄筋の降伏応力である。

図-19に実験により得られた荷重-平均ひずみの関係と、式(5)、(8)及び(9)から得られたA、B及びC点の荷重及びひずみの計算値と、コンクリートの荷重分担を無視した場合の荷重-ひずみの計算値を併記する。

炭素繊維シート補強していないNr19、Nr13-W100及びN13-W67は、コンクリートのひび割れ荷重が低かったため計算値が大きめである。このような炭素繊維シートで補強していない場合、あるいは鉄筋量が少ない場合は、供試体に入れた予亀裂の影響が大きいため、ひび割れ荷重が小さくなったものと考えられる。N-22及び炭素繊維シート補強したものは、実験値と計算値の荷重-平均ひずみの関係が良く

一致した。このことから鉄筋降伏前の炭素繊維シートの Tension-Stiffening 効果は、簡易的に炭素繊維シートをヤング率換算で、鉄筋に置き換え算出することができると考えられる。さらに詳細な検討は、今後鉄筋の分担荷重を直接測定し実施する予定である。

7. 結論

本研究では RC 供試体を炭素繊維シートで補強し引張荷重を負荷し鉄筋量、かぶりコンクリート厚さ、コンクリート強度、炭素繊維シートのヤング率及び補強量等をパラメータとして一連の実験を実施した。その際にひび割れ間隔、ひび割れ開口幅を実験的に測定し、ひび割れ幅の予測、引張硬化及びひび割れ周辺の炭素繊維シートの剥離挙動に関して検討を行い以下の結論を得た。

- 1) 炭素繊維シートによる接着せん断力伝達機構は、鉄筋付着による伝達機構と異なり付着滑りが生じない。最初に鉄筋とコンクリート間の付着すべりによるせん断力伝達によって、ほぼ一定間隔のコンクリートひび割れ分布が生じる。さらに荷重を増加させると炭素繊維シートのせん断伝達により、新しいひび割れの分散効果、拘束効果が発揮される。このことにより炭素繊維シートで補強した場合のひび割れ間隔、ひび割れ開口幅が、補強しない場合より大幅に小さくなった。
- 2) 荷重の増加につれ炭素繊維シートの拘束効果が、鉄筋の拘束効果に卓越するため、炭素繊維シート補強された RC 引張部材のひび割れ間隔、ひび割れ開口幅がコンクリート強度、鉄筋比などによる影響をあまり受けなくなることがわかった。
- 3) 炭素繊維シート補強した RC 引張部材の平均ひび割れ間隔は、鉄筋量、コンクリートのかぶり厚さ、炭素繊維シートの引張剛性にほとんど影響されず、鉄筋の降伏前及び後にはほぼ一定の約 100mm 及び 80mm となった。
- 4) 炭素繊維シート補強した RC 引張部材のひび割れ開口幅は、鉄筋量、コンクリートのかぶり厚さ、炭素繊維シートの引張剛性にほとんど影響されず、平均ひび割れに比例することが判明した。
- 5) 炭素繊維シートの Tension-Stiffening 効果は簡易的に炭素繊維シートをヤング率換算で、鉄筋に置き換え算出できた。
- 6) 高強度及び高弾性炭素繊維シートで RC 引張部材を補強した場合、炭素繊維シートの体積比が 0.3 % 以上であれば、鉄筋量、コンクリートのかぶり

厚さが変化しても、ひび割れ先端で炭素繊維シートは破断しなかった。

謝辞：有意義なアドバイスをいただきました茨城大学 安原教授、福沢教授及び実験にご協力いただきました田名部技術官に感謝いたします。

参考文献

- 1) 六車 照, 森田司郎, 富田幸次郎: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (I) ~ (III), 建築学会論文報告集 第 131 号 ~ 139 号, pp. 1-8, pp. 1-6, pp. 1-10, 1967.
- 2) Bengt, B. Broms: Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 1237-1256, oct., 1965.
- 3) 角田与史雄: 鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅: コンクリート・ジャーナル, vol. 8, No. 9, pp. 1-10, 1970.
- 4) Wu, Z. S., Yoshikawa, H. and Tanabe, T.: Tension Stiffness Model for Cracked Reinforced Concrete, *Journal of Structural Division*, ASCE., Vol. 117, No. 3, pp. 715-732, 1990.
- 5) コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像 - 性能照査型補強設計指針 (試案), 4-2 接着工法における剥離に対する合理的設計法確立に向けて, コンクリート技術シリーズ, 土木学会 (印刷中)
- 6) 水越 陸視, 明星徹, 真鍋隆, 小林哲也: 炭素繊維シート補強 RC 梁の曲げ形状に及ぼすシートの接着状態の影響, 土木学会第 50 回年次講演集 Vol. 5, pp. 400-401, 1995.
- 7) 吉澤弘之, 吳 智深: 破壊エネルギー解析法による炭素繊維シート補強をした RC 構成材の引っ張り特性に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 1339-1346, 1997.
- 8) 吉澤弘之, 吳 智深: 引張荷重を負荷した炭素繊維シート補強 RC 部材の剥離破壊性状に関する解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 141-146, 1997.
- 9) Nanni, A., Bankis, E. B. and Boothby, T. E.: External Bonded FRP Composites for RC Structures, *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures Proceeding of the Third Symposium*, Vol. 1, pp. 303-310, 1997.
- 10) 森成道, 若下藤紀, 松井繁之, 西川和廣: 炭素繊維シートによる床版下面補強効果に関する研究, 橋梁と基礎, pp. 25-32, 1995.
- 11) 宇治公隆, 横田和直, 池田尚治: シート状炭素繊維による既設構造物の耐荷性能向上機構, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 695-700, 1992
- 12) Rizkalla, S. H. and Hwang, L. S.: Crack Prediction for Members in Uniaxial Tension, *ACI Journal*, *Proceedings*, pp. 572-579, Vol. 81, No. 6, Nov. -

- Dec. 1984.
- 13) Price, Walter H. : Factor Influencing Concrete Strength, *ACI Journal, Proceedings*, pp. 417-432, Vol. 47, No. 6, Feb., 1951.
- 14) Maesttrini, S. R. and Gupta, A. K. : Membrane behavior of reinforced concrete shell elements including tension-stiffening, Reinforced concrete Shell Res. Rept., *Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C.*, 1987.
- 15) Gupta, A. K. and Maesttrini, S. R. : Tension-Stiffness Model for Reinforced Concrete Bars, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 116, No. 3, pp. 769-790, March, 1990.

(1998. 6. 9 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON CRACK BEHAVIOR OF RC TENSILE MEMBERS STENGTHENED WITH CARBON FIBER SHEETS

Hiroyuki YOSHIZAWA and Zhishen WU

An experimental investigation program of RC tensile members strengthened with Carbon fiber sheets (CFS) was performed. The variables included types of CFS with both high strength and high modulus, different compression strengths of concrete, different layers of sheets, different steel ratios of rebars, and different thickness of concrete cover.

Consequently, it was evident that average crack spacing and crack width of CFS-strengthened RC-members was much smaller than those of non-CFS. It was also discovered that the steel ratio of rebars, the thickness of concrete cover had the less influence on the crack behavior due to the dominated constraining effect of CFS.

In addition, tension-stiffening effect of RC members with CFS was calculated. The comparison between the calculation and experimental results was conducted.