組紐状高強度繊維補強材を用いたコンクリート梁の
曲げひびわれ性状FLEXURAL CRACK BEHAVIOUR OF CONCRETE BEAMS REINFORCED
WITH BRAIDED HIGH-STRENGTH FIBRE RODS

谷垣正治*, 野村設郎**, 岡本 直***, 蓮尾孝一****

Masaharu TANIGAKI, Setsuro NOMURA, Tadashi OKAMOTO and Koichi HASUO

Application of high-strength fibre rods as reinforcement for concrete structures in order to improve durability, strength, and electromagnetic characteristic is actively studied.

In this paper, the authors examine the flexural crack behaviour of concrete specimens reinforced with braided carbon fibre rods or braided aramid fibre rods subjected to uniaxial tension and flexure. The test results demonstrated that the method to estimate the maximum crack width as proposed for steel reinforcement could be applied to the fibre rods, if the average strain of fibre rods considering tension stiffening effect and the average crack-spacing as a function of the average strain of fibre rods were obtained.

Keywords : carbon fibre, aramid fibre, braiding, concrete beam, flexural crack

炭素繊維, アラミド繊維, 組紐状, コンクリート梁, 曲げひびわれ

1. はじめに

一般に、繊維補強材は通常の鉄筋に比較して高強度、低弾性率であるため、これを曲げ補強筋として用いた梁では、終局耐力は高くなるものの初ひびわれ発生後のたわみやひびわれ幅が大きくなるという使用限界状態下の性能が問題となる場合が多い。これらの問題を解決するための方法には、より弾性係数の高い繊維素材を用いる方法あるいはプレストレスを導入する方法等が考えられる。前者の方法において、主筋として用いる繊維補強材に求められる主な構造的性能としては、梁の曲げ耐力を確保するための「強度」、ひびわれ後のたわみを抑制するための「剛性」およびひびわれ幅制御にかかわる「付着性能」が挙げられる。後者の方法は主筋の剛性不足をプレストレスによって補おうとするもので、PRC (Partially Prestressed Concrete) の考え方に基づいている。この場合、プレストレス力の役割は、たわみおよびひびわれ幅の低減、言い換えるならば主筋ひずみの抑制であり、主筋として用いる繊維補強材の役割としては、「強度」ならびにひびわれ幅制御にかかわる「付着性能」

が挙げられる。したがって、いずれの方法においても、曲げひびわれに及ぼす主筋の影響を把握しておくことは、このような繊維補強材を用いるうえで重要である。また、繊維補強材は錆びないことがその特長の1つとして挙げられるが、ひびわれ幅の制御は、補強筋の防錆という観点からだけでなく、構造物の美観、水密性等の確保という観点からも重要である。

鉄筋を用いた場合のひびわれ幅評価については、既に数多くの算定式が提案されているが、繊維補強材は鉄筋と異なる弾性係数、付着特性を持っているので、これらの提案式を繊維補強材を用いた場合に準用するには問題があると考えられる。そこで本論では、組紐状繊維補強材を対象にし、これまで筆者らが行った両引き付着試験ならびに梁の曲げ試験の結果に基づき、以下の項目について検討することを目的とした。

- 1) 鉄筋を主筋として用いた梁と対比することにより、曲げひびわれ性状に及ぼす主筋繊維補強材の影響ならびにその特性を把握する。
- 2) 繊維補強材を主筋として用いたコンクリート梁に、

本論文の一部は文献13) に既に発表されている。

* 三井建設技術研究所 主任研究員

** 東京理科大学理工学部建築学科 教授・工博

*** 三井建設技術開発推進部 主席研究員

**** 三井建設技術研究所 研究員

Technical Research Lab. Mitsui Construction

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering Science Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Research and Development Dept. Mitsui Construction

Technical Research Lab. Mitsui Construction

既往のひびわれ幅算定手法を適用する場合の問題点の把握とその補正方法に関する基礎資料を得る。

なお、繊維補強材を用いた部材のひびわれ幅制御設計にあたって、その制御目標値の設定はひびわれ幅評価と同様に重要であるが、ここでは、ひびわれ幅評価についての検討にしばり、ひびわれ幅制御目標値設定の問題については検討対象としていない。

2. 既往のひびわれ幅算定式

ひびわれ幅は、補強材の伸びとコンクリートの伸びの差として生ずるので、(1)式に示すように、ひびわれ間の補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) とコンクリートの平均ひずみ (ϵ_{cav}) の差とひびわれ間隔 (l_{av}) との積で与えられる。図-1に示すように、補強材ひずみはひびわれ発生位置で最大となり、ひびわれ間のコンクリートの拘束作用により中央で最小となる。したがって補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) は(2)式に示されるように、ひびわれ断面位置での補強材ひずみ (ϵ_{rmax}) とコンクリートの拘束作用による補強材ひずみの減少量 ($\Delta\epsilon_r$) の差によって表される。

$$W_{av} = l_{av} \cdot (\epsilon_{rav} - \epsilon_{cav}) \quad (1)$$

$$\epsilon_{rav} = \epsilon_{rmax} - \Delta\epsilon_r \quad (2)$$

$$W_{max} = a \cdot W_{av} \quad (3)$$

$$W_{max} = l_{max} \cdot (\epsilon_{rav} - \epsilon_{cav}) \quad (4)$$

W_{av} : 平均ひびわれ幅

l_{av} : 平均ひびわれ間隔

ϵ_{rav} : 補強材の平均ひずみ

(プレストレスの作用している断面においては、主筋位置のコンクリートひずみが0となる状態 (Decompression) からのひずみ)

ϵ_{cav} : ひびわれ間コンクリートの平均ひずみ

ϵ_{rmax} : ひびわれ断面での補強材のひずみ

$\Delta\epsilon_r$: ひびわれ間コンクリートの拘束作用による補強材ひずみの減少量

W_{max} : 最大ひびわれ幅

a : 最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅の比

l_{max} : 最大ひびわれ間隔

設計上問題となるのはひびわれ幅の最大値 (W_{max})

図-1 ひびわれ間の補強材ひずみの分布形状

であるが、これを求める方法としては、ひびわれ間隔の平均値 (l_{av}) を用いて (1) 式より平均ひびわれ幅 (W_{av}) を求め、それに定数を乗じて ((3) 式) 算定する方法と、最大ひびわれ幅 (l_{max}) を求めて (4) 式より直接最大ひびわれ幅 (W_{max}) を算定する方法とがある。前者の方法は森田¹⁾、CEP-FIP Model Code 1978²⁾、鈴木ら³⁾、日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説」⁴⁾ (以下、PRC 指針と略記) によって提案されており、(3) 式の係数 a として 1.4~1.7 が用いられている。平均ひびわれ間隔 (l_{av}) の算定式には、例えば PRC 指針⁴⁾ では (5) 式が用いられている。後者の方法は角田⁵⁾、ACI 318-83⁶⁾、土木学会コンクリート標準示方書⁷⁾、CEB-FIP Model Code 1990⁸⁾ によって示されており、最大ひびわれ幅 (l_{max}) の算定式としては、たとえば (6) 式⁹⁾ が挙げられる。

$$l_{av} = 2(c + 0.1s) + 0.1\phi / p_e \quad (5)$$

$$l_{max} = k \cdot A_{ce}^{1-\alpha} \cdot c^\beta \cdot \phi^{\gamma-1} \quad (6)$$

c : かぶり厚 (図-2 参照)

s : 補強材間隔 (図-2 参照)

ϕ : 補強材径 (図-2 参照)

p_e : A_r / A_{ce}

A_r : 補強材断面積

A_{ce} : 引張コンクリート有効断面積 (図-2 参照)

k, α, β, γ : 実験定数

(6) 式では補強材間隔 (s) が考慮されていないという相違があるものの、かぶり厚 (c)、補強材径 (ϕ)、コンクリートの有効断面積 (A_{ce}) 等考慮されているパラメータは、基本的には各提案式に共通している。また、いずれの方法においても、原則的にはひびわれ定常状態 (荷重が増大しても新たな曲げひびわれが発生しなくなる状態) を対象とし、ひびわれ定常状態の補強材応力が十分に大きいことを考慮して (1)、(4) 式中のひびわれ間コンクリートの平均伸びひずみ (ϵ_{cav}) を無視している。

一般に、ひびわれ定常状態に達する時の平均鉄筋応力度は 2000 kgf/cm² 程度、ひずみ度で 1.0×10^{-3} 程度であるが、PRC 梁では、より広範囲な鉄筋応力度で設計されるため、定常状態での平均ひびわれ間隔 (l_{av}) を

図-2 記号

用いた方法ではひびわれ幅を過大に評価してしまうことが指摘されている³⁾。

3. 組紐状繊維補強材

本実験に用いた繊維補強材は、アラミド繊維または炭素繊維を組紐状に編み、エポキシ樹脂で硬化させたものである。写真—1、表—1に組紐状繊維補強材の形状および諸元を示す。写真—1に示すように、繊維を組紐状に編むことにより表面に規則的な凹凸が形成される。補強材名称の先頭文字の「K」はアラミド繊維を「C」は炭素繊維を表し、末尾に「S」が付いている補強材には、組紐状表面に珪砂が接着されていることを表す。アラミド繊維補強材、炭素繊維補強材ともに弾性材料であり、その弾性係数はそれぞれ $0.6 \sim 0.65 \times 10^6$ (kgf/cm²)、 $0.9 \sim 1.1 \times 10^6$ (kgf/cm²)である。なお、表—1に示す補強材断面積および弾性係数は、樹脂を含めた補強材の全断面積より求めた。

4. 試験体および試験方法

本論でデータとして用いた試験体の一覧を表—2に、試験体断面と加力方法の概略を表—3に示す。シリーズA、Bの試験体は、正方形断面のコンクリートブリズムの中心に配置した補強材の両端に軸方向引張力を加える両引き試験体、シリーズC～Gの試験体は、長方形断面およびT型断面のRC（補強コンクリート：繊維補強材を用いる場合と鉄筋を用いる場合を併せてここではRCと略する）およびPRC単純梁で、対称二点集中一

写真—1 組紐状繊維補強材

表—1 組紐状繊維補強材の諸元

材料名	繊維量 [※] X6000デニール	最大直径 (mm)	断面積 (mm ²)	周 長 (mm)	弾 性 係 数 X10 ⁶ (kgf/cm ²)	繊維含有率 (Vol%)
K64	64	8.0 (9.0)	50	25.0 (28.0)	0.61 } 0.65	≒60
K96	96	10.0 (11.0)	75	31.0 (35.0)		
K128	128	12.0 (13.0)	100	38.0 (42.0)		
K192	192	14.0 (15.5)	150	44.0 (49.0)		
K256	256	16.0 (17.5)	200	50.0 (55.0)		
C64	57	8.0 (9.0)	50	25.0 (28.0)	0.90 }	
C128	114	12.0 (13.5)	100	38.0 (42.0)	1.10	

*1 1デニール=1g/9000mm *2 ( )内の値は珪砂を接着した場合

方向載荷の曲げ試験を行ったものであり、試験体の総数は75である。シリーズA、Bでは、補強材の繊維の種類（アラミド、炭素）、表面状態（組紐状、組紐状+珪砂）、補強材径を実験パラメータとした。シリーズC、Dは主に炭素繊維を用いた試験体であり、補強量および補強材の表面状態（組紐状、組紐状+珪砂）を実験パラメータとした。シリーズE、F、Gに用いた繊維補強材はすべてアラミド繊維であり、主筋およびプレテンション緊張材として用いる場合には組紐状表面に珪砂を接着させたもの、ポストテンション緊張材として用いる場合には組紐状のものを使用している。シリーズE、Fでは補強量およびプレストレス力の大きさを実験パラメータとした。比較のために主筋に異形鉄筋を用いた試験体についても実験を行った。鉄筋を用いたものは、シリーズAのAD10、シリーズCのTS-1およびシリーズFの全試験体である。なお、シリーズA、Bの試験体は屋内気中養生、その他はすべて屋外気中養生したものである。補強材のひずみは、補強材の表面に貼付したひずみゲージ（検長2mm）で、ひびわれ幅の測定は、シリーズA、Bではパイ型変位計（検長50mm、精度約1000μ/mm）、シリーズCではクラックスケール、その他は主筋高さ位置の梁側面に設けたパイ型変位計（検長150mm、精度約1000μ/mm）によって行った。

5. 実験結果および考察

5.1 ひびわれ測定結果の概要

図—3に主筋に珪砂を接着させたアラミド繊維補強材を用いたF-26-0試験体（シリーズE）と異形鉄筋を用いたF-59S-0L試験体（シリーズF）のひびわれ発生状況を示す。梁の中央たわみがL/100の時のひびわれ状況は両者ほぼ同様であるが、ひびわれ定常状態（純曲げ区間内で新たな曲げひびわれが発生しなくなる状態）に達する時のたわみは、F-59S-0LではL/500程度であるのに対し、F-26-0ではL/200程度と差が見られる。

試験体シリーズEおよびFについて、補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) と平均ひびわれ幅 (W_{av})、平均ひびわれ間隔 (l_{av}) の関係の例を図—4に示す。図—4a)は珪砂を接着させたアラミド繊維補強材を主筋に用いた場合、図—4b)は異形鉄筋(D16)を主筋に用いた場合であり、緊張材には、ともに珪砂を接着させていないアラミド繊維補強材を用いている。プレストレス力のある試験体については、横軸の ϵ_{rav} の値を Decompression 時からの主筋ひずみの変化量で表している。図—4の○印は実測された平均ひびわれ幅、実線は実測された平均ひびわれ間隔に補強材の平均ひずみを乗じたものである。すべての試験体について(7)式の関係がほぼ成り立っており、繊維補強材を用いた場合でも、鉄筋を用いた場合と同様に、ひびわれ定常状態非定常状態にかかわらず、 W_{av} を

表-2 試験体一覧

シリーズ	試験体名	主筋	緊張材		エンクリート 強度 (kgf/cm ²)	導入 材令 (日)	加力 材令 (日)	体数	備考
			種類	導入応力 ^{*1} (kgf/cm ²)					
両引き試験	A	AK64	K64	—	—	260	—	14	3
		AK64S	K64S	—	—	—	—	—	3
		AC64	C64	—	—	—	—	—	3
		AC64S	C64S	—	—	—	—	—	3
		AD10	D10	—	—	—	—	—	3 鉄筋
	B	BK128	K128	—	—	260	—	14	3
		BK128S	K128S	—	—	—	—	—	3
		BC128	C128	—	—	—	—	—	3
		BC128S	C128S	—	—	—	—	—	3
		TC-1	1-C64S	—	—	486	—	26	1
曲げ試験	C	TC-2	1-C64	—	—	563	—	—	1
		TC-3	2-C64S	—	—	486	—	—	1
		TC-4	2-C64	—	—	583	—	—	1
		TC-5	3-C64S	—	—	486	—	—	1
		TA-1	2-K64S	—	—	486	—	—	1
		TS-1	2-D10	—	—	583, 354	—	26, 25	2 鉄筋
	D	C2	2-C128	—	—	381	—	21	1
		C2S	2-C128S	—	—	392	—	22	1
		C3	3-C128	—	—	381	—	26	2
		C3S	3-C128S	—	—	381~409	—	20~28	5
		C4	4-C128	—	—	381	—	27	1
	E	C4S	4-C128S	—	—	392	—	25	1
		F-13-15	3-K64S	2-K96S	15	361	5	16	1 プレテンション
		F-13-45	—	2-K192S	45	403	5	14	1 —
		F-26-0	3-K128S	2-K96S	0	361, 403	—	11, 17	2 —
		F-26-15	—	—	15	361	5	13, 18	2 —
		F-26-15-S	—	—	15	361	5	19	1 (長方形断面)
		F-26-15L	—	2-K192S	15	403	5	11	1 —
		F-26-30	—	—	30	361	5	14	1 —
		F-26-45	—	—	45	350	6	17	1 —
		F-26-45L	—	2-K256S	45	313	6	14	1 —
		F-26-60	—	—	60	350	6	20	1 —
		F-39-15	3-K192S	2-K96S	15	361	5	15	1 —
		F-39-45	—	2-K192S	45	313	6	13	1 —
		B-26-15N	3-K128S	2-K192	15	416	14	35	1 ポストテンション
		B-26-30N	—	—	30	416	14	34	1 —
	F	B-26-30	—	2-K192S	30	416	14	29	1 —
		B-26-45N	—	2-K192	45	416	14	28	1 —
		F-59S-0L	2-D16	2-K192S	0	403	—	18	1 プレテンション, 鉄筋
		F-59S-15L	—	—	15	403	5	12	1 —
		F-59S-15G	—	2-K256S	15	313	6	19	1 —
		F-59S-30L	—	2-K192S	30	350	6	16	1 —
		F-59S-45L	—	—	45	350	6	18	1 —
		F-88S-15L	3-D16	—	15	403	5	13	1 —
		F-88S-30L	—	2-K256S	30	313	6	17	1 —
		F-88S-45L	—	—	45	313	6	16	1 —
	G	B-59S-30N	2-D16	2-K192	30	416	14	33	1 —
		B-59S-30S	—	2-SWPR 12.4	30	416	14	30	1 —
		F-1	4-K256S	5-K256	49	371	21	25	1 ポストテンション, 実大梁

*1 プレストレス有効率を0.8とし、コンクリートのみの断面で算定したプレストレス下縁応力度略算値

表-3 試験体断面および加力方法

シリーズ	A	B	C	D	E, F	G
略断面 (●主筋 ○緊張材)						
加力方法	L ₁ =600mm	L ₁ =900mm	L ₁ =1500mm L ₂ =375mm	L ₁ =3000mm L ₂ =750mm	L ₁ =3000mm L ₂ =750mm	L ₁ =9600mm L ₂ =1920mm

a) 両引き試験   b) 曲げ試験

図-3 ひびわれ発生状況の例

図-4 補強材の平均ひずみと平均ひびわれ幅、平均ひびわれ間隔の関係

(7) 式で評価できるものと考えられる。

$$W_{av} = l_{av} \cdot \epsilon_{rav} \quad (7)$$

ひびわれ定常状態における、平均ひびわれ間隔 (l_{av}) は、すべての試験体について 10 cm 前後であるが、主筋に鉄筋を用いた場合 (図-4 b)) では補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) が $1.0 \sim 1.5 \times 10^{-3}$ でひびわれ定常状態に達するのにに対し、繊維補強材 (図-4 a)) では、ひびわれ定常状態に達する時の補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) は、 $3.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}$ ときわめて大きい。ひびわれ幅制御設計において問題となる補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) が 1.0×10^{-3} 前後であることを考慮すると、このような繊維補強材を用いた梁では、ひびわれ非定常状態での評価が必要であると考えられる。

5.2 補強材の平均ひずみ

ACI 318-83⁶⁾、土木学会示方書⁷⁾では、ひびわれ幅制御設計を、ひびわれ定常状態を対象に行うことを前提としており、ひびわれ定常状態での鉄筋応力度が大きいことならびに設計上安全側の評価であるという理由から、コンクリートの拘束作用による鉄筋ひずみの減少量 ($\Delta \epsilon_r$; (2) 式) を無視している。鈴木ら³⁾は、PRC 梁においては鉄筋比が RC に比べ小さく、使用状態下での鉄筋ひずみも低めに設計されるために、コンクリートの拘束作用を無視するとひびわれ幅が過大に算定されることを指摘している。コンクリートの拘束作用は、補強材の剛性が低いほど大きく、繊維補強材のように弾性係数の低い材料を用いた場合に、コンクリート拘束作用

を無視すると、ひびわれ幅やたわみを過大に算定することになり、設計上非常に不利になる。したがって、繊維補強材を用いるに際し、コンクリートの拘束作用を把握しておくことは、鉄筋を用いた場合以上に重要であると考えられる。

六車ら¹⁶⁾は、(8) 式に示される付着応力の分布形によって定まる係数 k_1 と、(9) 式によって示されるコンクリート部の引張強さに対する補強材負担力の変化量の比 k_2 を用い、(10) 式に示す $k_1 k_2$ によって、コンクリートの拘束作用を評価する方法を提案し、実験結果よりコンクリート強度ならびに鉄筋の種類 (異形鉄筋、丸鋼) にかかわらず、気中養生の場合 (11) 式が成り立つことを示した。また PRC 指針⁴⁾では、同様の形式の算定式 (12) 式が提案されている。

$$\sigma_{rmax} - \sigma_{rav} = k_1 (\sigma_{rmax} - \sigma_{rmin}) \quad (8)$$

$$A_r (\sigma_{rmax} - \sigma_{rmin}) = k_2 A_{ce} \sigma_{tB} \quad (9)$$

$$k_1 k_2 = \frac{A_r}{A_{ce} \sigma_{tB}} (\sigma_{rmax} - \sigma_{rav}) \quad (10)$$

$$k_1 k_2 = \frac{1}{2.2 \times 10^3 \epsilon_{rav} + 1.1} + 0.22 \quad (11)$$

$$k_1 k_2 = \frac{1}{2.0 \times 10^3 \epsilon_{rav} + 0.8} \quad (12)$$

$$k_1 k_2 = \frac{a_3}{a_1 \epsilon_{rav} + a_2} \quad (13)$$

ここに、

σ_{rmax} : ひびわれ位置で生ずる補強材の最大応力度

σ_{rav} : 補強材の平均応力度

σ_{rmin} : ひびわれ間で生ずる補強材の最小応力度

A_r : 補強材断面積

A_{ce} : 引張コンクリートの有効断面積 (図-2 参照)

σ_{tB} : コンクリートの引張強度

ε_{rav} : 補強材の平均ひずみ

繊維補強材に対するコンクリートの拘束作用を把握するために、曲げ材の引張部を模擬したコンクリートプリズムの一軸両引き試験 (シリーズ A, B) を行い、引張荷重ならびに供試体全長の軸方向伸びから、(10) 式に示す方法によって、 $k_1 k_2$ を求めた。その結果を図-5 a) ~ d) に示す。図-5 e) は比較のために行った異形鉄筋 (D10) の結果であり、図中に (11), (12) 式を示す。供試体数が 3 体と少なく、結果もあるバラツキを有しているので (11), (12) 式の適合性は論じ難いが、(12) 式の方がより安全側の値を与えている。ここでは、(12) 式の一般形として (13) 式を設定し、繊維補強材を用いた場合の実験結果から (13) 式の係数 a_1 , a_2 を回帰した。その結果を図-5 a) ~ d) に示し、各回帰式を比較して図-5 f) に示す。ここではコンクリートの引張強度時のひずみを 0.1×10^{-3} とし、その時の $k_1 k_2$ を 1.0 としているので、(13) 式中の a_3 は $a_3 = a_1 \times 10^{-4} + a_2$ となる。硅砂を付着させていないアラミド繊維 (図-5 a)) ではデータにバラツキが見られるが、回帰曲線を見る限りでは、硅砂接着による表面状態の改質が $k_1 k_2$ に及ぼす影響よりも、補強材の弾性係数の差の影響の方が大きいようである。補強材弾性係数の低いものほど $k_1 k_2$ は大き

くなっており、このことは、補強材剛性 (断面積 $\times$ 弾性係数) の低いものほどコンクリートの拘束作用が得られやすいという一般的認識と合致する。

ただし、ここではコンクリートの拘束作用を表す指標として $k_1 k_2$ を用いたが、 $k_1 k_2$ は (10) 式に示されるようにひびわれ位置で生ずる最大応力度 (σ_{rmax}) と平均応力度 (σ_{rav}) との応力度差を表すものである。したがって、図-5 f) では、図-6 に示すように同一の平均補強材ひずみ (ε_{rav}) が生じているときの応力度差 ($\Delta\sigma_F$, $\Delta\sigma_S$) の大きさを比較していることになる。種々の弾性係数を持つ材料に対するコンクリート拘束作用を比較評価できる方法を考案することが、今後の課題と考えられる。

図-6 ひびわれ間の補強材ひずみ・応力度の分布

図-5 $k_1 k_2$ と補強材の平均ひずみの関係

5.3 平均ひびわれ間隔 (l_{av})

(1)～(3) 式の方法によって最大ひびわれ幅 (W_{max}) を算定する場合には、平均ひびわれ間隔 (l_{av}) を求める必要がある。平均ひびわれ間隔算定式の一般形は (14) 式に示すように、かぶり厚 (c) と補強材間隔 (s) にかかわる第 1 項と補強材の径 (ϕ)、断面積 (A_r) および引張コンクリートの有効断面積 (A_{ce}) にかかわる第 2 項とから構成されている。

$$l_{av} = a_4(c + a_5 s) + a_6 \phi / p e \quad (14)$$

$$l_{av} = 2(c + 0.1 s) + a_6 \phi / p e \quad (15)$$

(記号は (5) 式参照)

この算定式の物理的意味を鈴木ら¹⁷⁾は、次のように説明している。(14) 式第 2 項は、図—7 a) に示すように、補強材とコンクリートの付着応力をひびわれ断面位置から補強材に沿って合計した値が、その断面コンクリートの引張強度に対応する断面引張荷重に達するまでの距離 (l_1) を、(14) 式第 1 項は、図—7 b) に示すように第 2 項による応力が、コンクリート断面内にほぼ一様にかつひびわれを発生させるに十分な引張応力となって分布するまでの距離 (l_2) を表している。この解釈に従えば、繊維補強材を用いた場合においても、かぶり厚 (c) および補強材間隔 (s) にかかわる第 1 項の係数 a_4 , a_5 については、鉄筋についての既往の研究によって得られた値を用いることが可能である。また、この係数 a_4 , a_5 はひびわれ定常状態非定常状態のいかにかわらず一定であると考えられる。したがって、繊維補強材を用いた場合の平均ひびわれ間隔算定の基本式として (15) 式を設定した。前述したように、繊維補強材を用いた場合

図—7 ひびわれのメカニズム¹⁷⁾

では、ひびわれ非定常状態におけるひびわれ間隔を評価する必要がある。そこで (16) 式に示すように、補強材の付着性能にかかわる係数 a_6 を補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) の関数として与え、この式の係数 b_1 , b_2 , b_3 を実験値の回帰によって求めた。その結果を図—8 a)～e) に示す。図—8 f) は図—8 a)～e) の各回帰曲線を比較したものである。補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) の増加に伴う a_6 の減少傾向は、補強材弾性係数が高いほどまた表面に珪砂を接着させたものほど強くなる。特に、珪砂接着によるひびわれ分散効果は顕著である。このことは、表面状態の改質によって、 l_1 (図—7 a)) が短くなったことを意味する。

$$a_6 = \frac{b_3}{b_1 \epsilon_{rav} + b_2} \quad (16)$$

ここでは実験から得られた l_{av} より (15) 式を用いて

図—8 平均ひびわれ間隔算定式における係数 a_6 と補強材の平均ひずみの関係

a_6 を求めているが、すべての実験値において a_6 は負の値をとっておらず、 l_{av} は (15) 式第 1 項 2 ($c+0.1s$) を下回ることはなかった。したがって、(15) 式第 1 項を補強材の種類ならびにひびわれ定常状態非定常状態にかかわらず一定とした仮定は、少なくとも過大な評価を与えるものではないと考えられる。

5.4 最大ひびわれ幅 (W_{max})

ここでは、(1)~(3) 式の方法によって最大ひびわれ幅を算定することを前提として、平均ひびわれ幅 (W_{av}) と最大ひびわれ幅 (W_{max}) の関係を求めた。その結果を図—9 に示す。鈴木ら³⁾は、鉄筋を用いた RC、PRC 梁の実験結果に基づき、主筋応力度 3000 kgf/cm² 以下の範囲で最大ひびわれ幅 (W_{max}) と平均ひびわれ幅 (W_{av}) の比 ((3) 式の係数 α) が 1.4~1.5 であることを示しており、これらの研究を受けて PRC 指針⁴⁾では、(17) 式が提案されている。

本実験で用いた繊維補強材の場合 (図—9a)~c)) についても使用繊維の種類、表面状態の差違、プレストレス力の大きさにかかわらず (17) 式の関係が成立すると考えられる。また、この関係はひびわれ幅の小さな段階から、平均ひびわれ幅 (W_{av}) で 0.6 mm 以上、補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) にして 3.0×10^{-3} 以上の非常に大きなひびわれ幅まで成り立っている。したがって、繊維補強材を用いた場合でも (17) 式によって最大ひびわれ幅を推定し得るものと考えられる。

$$W_{max} = 1.5 W_{av} \dots\dots\dots (17)$$

5.5 ひびわれ幅算定法のまとめ

$k_1 k_2 - \epsilon_{rav}$ 関係が図—5 のごとく求まれば、任意の荷重が作用した時のコンクリート引張抵抗を無視した断面の補強材応力度 (σ_{rmax}) を用いて、(18) 式より補強材の平均ひずみ (ϵ_{rav}) をもとめることができる。

$$\epsilon_{rav} = \frac{1}{E_r} \left(\sigma_{rmax} - k_1 k_2 \frac{\sigma_{tb}}{p_e} \right) \dots\dots\dots (18)$$

E_r : 補強材の弾性係数

さらに、 $a_6 - \epsilon_{rav}$ 関係が図—8 のごとく求まれば、平均ひびわれ間隔 (l_{av}) は、(15) 式によって求められる。このようにして得られた ϵ_{rav} 、 l_{av} より、平均ひびわれ幅 (W_{av}) は (7) 式で、次いで最大ひびわれ幅 (W_{max}) は (17) 式によって求めることができる。 $k_1 k_2 - \epsilon_{rav}$ 関係が補強材の表面状態にかかわらず弾性係数のみによって決まると考えれば、図—5 の実験結果を参照することによって任意の弾性係数の補強材に対する $k_1 k_2 - \epsilon_{rav}$ 関係を推定し得ると考えられる。ただし、図—8 に示す $a_6 - \epsilon_{rav}$ 関係は、ここで用いた組紐状繊維補強材に対する実験結果であるので、任意の補強材に対して適用するためには、今後実験データの蓄積が必要と考えられる。

なお、(18) 式では、曲げ材の引張域をコンクリート断面 A_{ce} を持つ一軸引張状態に置換できると仮定しているが、中立軸位置の低い段階すなわち補強材ひずみの小さな段階では、この仮定は必ずしも妥当でないと考えられる。したがって、補強材ひずみの小さな段階において、コンクリートの拘束作用を過大に評価しないための制限

図—9 平均ひびわれ幅と最大ひびわれ幅の関係

が必要である¹⁷⁾。このような制限として、例えば PRC 指針⁴⁾では下式を設定している。

$$\varepsilon_{rav} \geq 0.4 \sigma_{rmax} / E_r \cdots \cdots (19)$$

6. まとめ

高強度繊維補強材をコンクリートの補強筋に用いるための基礎的な段階として、使用状態下で問題となる曲げひびわれ性状に着目し、組紐状炭素繊維補強材ならびに組紐状アラミド繊維補強材を用いた RC, PRC 試験体の両引き試験、曲げ試験に基づいて、主筋繊維補強材の曲げひびわれに及ぼす影響について検討した。実験結果および考察から得られた事柄を以下にまとめる。

- 1) 平均ひびわれ幅 (W_{av}) と平均ひびわれ間隔 (l_{av}) 補強材の平均ひずみ (ε_{rav}) の関係 $W_{av} = l_{av} \cdot \varepsilon_{rav}$ は、繊維補強材を用いた場合にも成立する。
- 2) 繊維補強材を用いた場合、ひびわれ定常状態 (荷重が増大しても新たな曲げひびわれが発生しなくなる状態) に達するときの補強材の平均ひずみは $3.0 \sim 5.0 \times 10^{-3}$ 程度と大きいので、平均ひびわれ幅、補強材の平均ひずみともに、ひびわれ非定常状態での評価が必要である。
- 3) ひびわれ非定常状態における平均ひびわれ間隔 (l_{av}) は、同一の補強材ひずみで比較すると、繊維補強材の弾性係数の高いものほど、また補強材表面に珪砂を接着させたものほど、小さくなる。特に、珪砂接着によるひびわれ分散効果は顕著である。
- 4) ひびわれ間コンクリートの拘束作用による組紐状繊維補強材応力の減少量は、同一の補強材ひずみで比較すると、弾性係数の高い補強材ほど、多くなるが、珪砂の接着による影響はあまり見られない。
- 5) 組紐状繊維補強材を用いた梁の最大ひびわれ幅 (W_{max}) は、通常の鉄筋を用いたときと同様、平均ひびわれ幅 (W_{av}) の約 1.5 倍である。
- 6) 補強材の平均ひずみ (ε_{rav}) は、(13) 式に示す $k_1 k_2 - \varepsilon_{rav}$ 関係が図—5 のごとく求まれば、(19) 式の条件の下で (18) 式を解いて求められる。平均ひびわれ間隔 (l_{av}) は、(16) 式に示す $a_6 - \varepsilon_{rav}$ 関係が図—8 のごとく求まれば、(15) 式より求めることができる。 ε_{rav} および l_{av} から、既往のひびわれ幅算定法と同様に、(7) 式によって平均ひびわれ幅が、(17) 式によって最大ひびわれ幅が求められる。

最後に、今後の課題としては、異なる弾性係数を持つ補強材のコンクリート拘束作用を比較評価する方法の検討が挙げられる。また、任意の弾性係数、表面形状を持つ補強材に対するひびわれ非定常状態におけるひびわれ間隔を推定するためには、今後実験データの蓄積が必要であろう。

謝 辞

本論文を作成するにあたり、貴重なご助言を賜った早稲田大学理工学部建築学科谷資信教授、ならびに貴重な実験データをご提供頂いた東海大学工学部建築学科永坂具也教授に深く感謝致します。また、本論文を作成するにあたりご協力頂いたアイシーエス小坂田諭氏、ならびに試験体製作にご協力頂いた神鋼鋼線工業 (株) の関係各位に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 森田司郎; コンクリートのひびわれ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度, セメント技術年報, XXIII, 1969
- 2) CEB-FIP; CEB-FIP Model Code 1978
- 3) 鈴木計夫, 大野義照; プレストレスト鉄筋コンクリート梁の曲げひびわれ幅に関する研究—その 1. 初期ひびわれ幅について—, 日本建築学会論文報告集, 第 303 号, pp. 9~19, 昭和 56 年
- 4) 日本建築学会; プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種 PC) 構造設計・施工指針・同解説, 1986
- 5) 角田与史雄; 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 9, Sept. 1970
- 6) ACI; Building Code Reinforced Concrete, ACI 318-83, 1983
- 7) 土木学会; コンクリート標準示方書 (昭和 61 年制定) 1986
- 8) CEB-FIP; CEB-FIP Model Code 1990
- 9) 角田与史雄; 曲げを受けるコンクリート部材のひびわれとたわみに関する研究の現状, 土木学会論文集, 第 384 号, V-7, pp. 29~40, 1987
- 10) 蓮尾孝一, 岡本 直, 谷垣正治; アラミド繊維による組紐状棒材の研究 (その 12. 付着性状Ⅱ, 両引き付着試験結果), 日本建築学会大学学術講演梗概集 C, pp. 991~992, 1990 年 10 月
- 11) 永坂具也, 近藤 悟; 組紐状繊維棒を補強材とするコンクリート梁の曲げ挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp. 971~972, 1990 年 10 月
- 12) 永坂具也, 近藤 悟; 組紐状炭素繊維補強材で補強されたコンクリート梁の曲げ挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 12-1, pp. 1105~1110, 1990
- 13) 岡本 直, 遠藤克彦, 松原澄行, 谷垣正治; アラミド繊維による組紐状棒材を用いた PRC 梁の曲げ性状, 構造工学論文集, Vol. 35 B, pp. 219~230, 1989
- 14) 谷垣正治, 野村設郎, 岡本 直, 遠藤克彦; 組紐状 AFRP ロッドを用いた PRC 梁の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, 11-1, pp. 801~806, 1990
- 15) 谷垣正治, 野村設郎, 岡本 直, 遠藤克彦; 組紐状 AFRP ロッドを用いた実大 PRC 梁の曲げ性状, コンクリート工学年次論文報告集, 12-1, pp. 1093~1098, 1990
- 16) 六 車 照, 森田司郎; 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究 (Ⅱ. 鉄筋コンクリート引張材の変形について), 日本建築学会論文報告集, 第 134 号, pp. 1~8, 昭和 42 年

- 17) 鈴木計夫, 大野義照; PRC 部材の曲げひびわれ幅算定法, プレストレストコンクリート, Vol.24, No.1, Jan. 1982
  - 18) Suri, K.M., Dilger, W.H.; Crack Width of Partially Prestressed Concrete Member, ACI Journal, pp.784~795, Sep.-Oct., 1986
  - 19) Tanigaki, M., Okamoto, T., Endo, K.; Flexural Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Braided High Strength Fibre Rods, FIP XIth Congress Hamburg, Vol.2, pp.T 78~T 81, 1990 June
  - 20) 谷垣正治, 野村設郎, 岡本 直, 遠藤克彦; 組紐状アラミド繊維補強材を用いた PRC 梁の曲げ性状に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 420 号, pp.31~41, 1991
- (1990 年 11 月 9 日原稿受理, 1991 年 6 月 14 日採用決定)
-