土木学会論文集 No. 585／V-38, 49-61, 1998.2

格子状連続繊維補強コンクリートはりの曲げひび割れ幅とたわみ評価

趙　唯堅[1]・丸山久一[2]

[1]正会員　工博　大成建設（株）技術研究所（〒245　横浜市戸塚区名瀬町344-1）
[2]正会員　Ph.D.　長岡技術科学大学教授　工学部環境・建設系（〒940-21　長岡市上富岡町1603-1）

格子状CFRPロッドを適用例とし，連続繊維補強筋および鉄筋との混合配筋を有するコンクリートはりの曲げひび割れ幅とたわみの評価を試みた．ひび割れ間隔に及ぼす横筋間隔および混合配筋の影響を実験的に明らかにし，それらを取り入れることで著者らが提案した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算定式を拡張した．一方，たわみの評価について，コンクリートの塑性化の影響および鉄筋降伏による剛性変化を考慮することにより，Bransonの剛性評価手法の適用範囲を広げ，荷重レベルによらず連続繊維補強筋を用いたはりおよび混合配筋はりのたわみを精度よく予測する方法を示した．

Key Words : CFRP rods, bond mechanism, crack width, displacement, concrete beams

1．序　論

連続繊維補強材をコンクリート部材に適用する場合，その曲げ耐力は従来のRC曲げ理論で推定できることがすでに確認されている．しかし，比較的弾性係数の小さい連続繊維補強材を用いる場合は，従来の鉄筋を用いる場合と同程度の量で補強すると，コンクリートはりの使用時のひび割れ幅やたわみが大きくなることは容易に想像できる．その場合，水密性，気密性，振動および美観などの問題は構造設計において重要なファクターになってくる．

曲げひび割れ性状は，主として補強材とコンクリートとの付着特性に左右される．連続繊維補強材の付着および定着を確保するためのロッド成形工法は種々開発されており，格子状に積層する方法はその一つである．従来の曲げひび割れ幅算定式（例えば式(1)に示す土木学会コンクリート標準示方書の式[1]）を連続繊維補強コンクリートはりに適用する場合，既往の研究[2)~4)]で見られるように，同じ格子状連続繊維補強材の場合でも，計算値と実験値が合うように付着特性の影響を表す係数k_1はさまざまな値が取られている．

$$W_{max}=k_1(4c+0.7e)(\sigma_{se}/E_s+\varepsilon'_{cs}) \qquad (1)$$

しかし，著者らの実験では[5),6)]，付着係数k_1を変えるのみでは実測値を予測できないことが示されている．これは，格子状連続繊維補強材は鉄筋と異なる付着機構を持っていることに原因があると考えられる．すなわち，横筋がはりの曲げひび割れ性状に大きな影響を及ぼしているのである．過去の研究においては，ひび割れ性状に及ぼす横筋の影響を認めるものの，その影響を考慮してひび割れ間隔と幅を評価するものは著者らの研究[7)]以外にはないようである．

また，多段配筋を有する鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ性状は，2段目以上の鉄筋配置状況の影響を受けることは明らかにされているが[8),9)]，連続繊維補強材を主筋として多段に配置する場合も同様に，多段配筋の影響を考慮しなければ精度の良い算定結果が得られないと思われる．

さらに，力学的挙動（例えばひび割れ性状，曲げ剛性，破壊靭性など）または施工性（例えば連続繊維補強モルタル板永久型枠など）の改善を図るために，あるいは既存構造物の補修・補強（例えば連続繊維シートによる道路橋床版の補修・補強）などの場合は，連続繊維補強材と鉄筋を組み合わせた混合配筋も考えられる．そのような場合には，ひび割れ性状についての相乗効果も検討する必要がある．

鉄筋コンクリートはり部材のたわみの算定方法と

表－1　格子状CFRPロッドを用いた曲げ供試体の諸元および実験結果

分類	供試体名	断面寸法		各段主筋配置およびの有効高さ						かぶり		あき	横筋	ひび割れ間隔		ひび割れ幅＊			圧縮強度	耐力	破壊形式
		高さD (cm)	幅B (cm)	1段目	d1 (cm)	2段目	d2 (cm)	3段目	d3 (cm)	Cb (cm)	Cs (cm)	e (cm)	間隔S (cm)	Lav (cm)	Lmax (cm)	P/Pmax	Wav (mm)	Wmax (mm)	fc' (kgf/cm²)	Pmax (tf)	
格子状	F1-C18	27.5	15	2-C22	25	--	--	--	--	1.80	3.30	5.6	20	19.3	21.5	0.62	0.74	0.86	296	14.4	曲げ圧縮
CFRP	F1-C35	29.2	15	2-C22	25	--	--	--	--	3.50	3.30	5.6	20	24.1	31.0	0.61	0.81	1.29	309	14.7	曲げ圧縮
	F1-C68	32.5	15	2-C22	25	--	--	--	--	6.80	3.30	5.6	20	37.2	42.0	0.63	1.28	1.47	338	14.3	曲げ圧縮
	F2-Cv20	30	15	2-C16	26	2-C16	24	--	--	3.50	3.50	6.0	20	19.8	21.0	0.58	0.70	0.81	309	15.3	曲げ圧縮
	F2-Cv40	30	15	2-C16	27	2-C16	23	--	--	2.50	3.50	6.0	20	18.8	27.3	0.52	0.63	0.86	300	16.1	曲げ圧縮
	F2-Cv60	30	15	2-C16	28	2-C16	22	--	--	1.50	3.50	6.0	20	17.3	21.0	0.49	0.69	0.85	331	16.7	曲げ圧縮
	F3-Cv20	30	15	2-C13	27	2-C13	25	2-C13	23	2.60	3.60	6.2	20	14.6	21.5	0.51	0.37	0.53	309	15.3	曲げ圧縮
	F1-H185	18.5	15	2-C13	16	--	--	--	--	2.60	3.60	6.2	20	17.4	23.3	0.39	0.59	1.15	300	4.5	曲げ圧縮
	F1-H300	30	15	2-C16	25	--	--	--	--	4.50	3.50	6.0	20	27.2	40.5	0.37	1.02	1.44	235	12.3	曲げ圧縮
	F1-H600	60	30	4-C22	50	--	--	--	--	9.30	3.30	5.6	20	33.3	41.0	0.40	0.84	1.32	320	92.3	曲げ圧縮
	F2-H200	20	15	2-C9	18	2-C9	15	--	--	1.70	3.70	6.4	20	17.3	27.2	0.34	0.73	0.99	300	5.3	曲げ圧縮
	F2-H300	30	15	2-C11	27	2-C11	23	--	--	2.65	3.65	6.2	20	19.5	25.0	0.34	0.70	1.14	278	12.0	曲げ圧縮
	F2-H660	66	30	4-C16	59	4-C16	51	--	--	6.10	3.50	6.0	20	37.7	40.7	0.39	1.08	1.31	300	100.3	せん断
	A1	30	15	2-C13	25	--	--	--	--	4.60	3.60	6.2	10	17.8	30.0	0.30	0.42	0.89	310	9.9	CFRP破断
	A2	30	15	2-C16	25	--	--	--	--	4.50	3.50	6.0	10	16.5	21.0	0.38	0.50	0.69	318	12.6	曲げ圧縮
	A3	30	15	2-C22	25	--	--	--	--	4.30	3.30	5.6	10	15.6	20.5	0.54	0.52	0.68	318	16.5	曲げ圧縮
	B1	30	15	2-C13	25	--	--	--	--	4.60	3.60	6.2	20	29.6	39.0	0.30	0.84	1.03	310	9.9	曲げ圧縮
	B2	30	15	2-C16	25	--	--	--	--	4.50	3.50	6.0	20	26.2	39.0	0.37	1.02	1.22	318	12.9	曲げ圧縮
	B3	30	15	2-C22	25	--	--	--	--	4.30	3.30	5.6	20	27.0	35.6	0.62	1.02	1.26	310	14.5	曲げ圧縮
	FS-1	30	15	2-C16	27	--	--	--	--	2.50	3.50	6.0	20	18.3	29.1	0.44	0.75	1.24	332	12.0	曲げ圧縮
混合	FS-2	30	15	2-C16	27	2-D13	21	--	--	2.50	3.35	6.0	20	11.6	18.7	0.34	0.15	0.30	332	14.0	降伏-圧壊
配筋	FS-3	30	15	2-C16	27	2-D13	24	--	--	2.50	3.35	6.0	20	11.4	16.4	0.41	0.15	0.23	332	13.9	降伏-圧壊
	FS-4	30	15	2-C16	27	2-D19	24	--	--	2.50	3.05	6.0	20	10.1	14.8	0.54	0.10	0.17	346	17.5	降伏-圧壊
	FS-5	30	15	2-C16	27	2-D13	25	2-D13	23	2.50	3.35	6.0	20	9.8	13.2	0.51	0.14	0.20	346	17.3	降伏-圧壊
	FS2-Cv15	30	15	2-C13	26	2-D13	25	--	--	3.60	3.35	6.2	20	12.7	20.0	0.38	0.21	0.28	240	13.0	降伏-圧壊
	FS2-Cv30	30	15	2-C13	27	2-D13	24	--	--	2.60	3.35	6.2	20	11.8	18.6	0.34	0.18	0.27	331	13.9	降伏-圧壊
	FS2-Cv45	30	15	2-C13	28	2-D13	24	--	--	1.60	3.35	6.2	20	9.7	12.5	0.31	0.10	0.18	319	14.1	降伏-圧壊
	FS3-Cv15	30	15	2-C9	27	2-C9	26	2-D13	24	2.70	3.35	6.4	20	9.7	15.7	0.37	0.16	0.22	300	12.4	降伏-圧壊

＊　1段目主筋ひずみの解析値が4000μ（格子状CFRP）及び1500μ（混合配筋）時の荷重に対応する供試体表面1段目主筋位置の曲げひび割れ幅実測値.

してBranson[10]の換算断面二次モーメントを用いる方法が一般的に知られており，土木学会コンクリート標準示方書にも示されている[1]．格子状のような連続繊維補強材を用いた場合では，たわみの実測値は予測値とほぼ一致したとする報告もあり[2]，予測値と適合しないとする報告もある[3]．著者らの実験結果[5]によれば，荷重が大きくなるにつれて，たわみの実測値は，Bransonの式による計算値を上回る傾向がある．また，Bransonの式の適用範囲は，引張鉄筋が降伏する前の領域となるが，塑性域のある鉄筋と塑性域のない連続繊維補強材を併用する場合，鉄筋の降伏により荷重たわみ曲線は途中から傾きが変わるため，鉄筋の降伏による剛性変化に伴う変形の予測も重要な課題の一つであると考えられる．

ひび割れ発生後の断面剛性の変化は，材料の応力ひずみ関係と釣合い条件，および平面保持の仮定を用いた断面分割法により評価できるものと考えられるが，ひび割れ発生後もコンクリートは引張応力を受け持つため，ひび割れを含む平均的な断面剛性または曲率に対する寄与の評価方法を，連続繊維補強材の場合について確認する必要がある．

これらの問題点を踏まえて，本研究では，格子状連続繊維補強材を適用例とし，まず曲げひび割れ幅の評価について，これまでに著者らが行った実験の結果[4)～7)]をもとに，著者らが提案した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算定式[9]の連続繊維補強コンクリートはりおよび混合配筋はりへの適用を考える．次に，たわみの評価方法について，Bransonの式に必要な修正を加え，載荷初期から最大荷重まで適用できるように試みる．さらに，Bransonの手法を断面曲率に適用し，混合配筋の場合の鉄筋降伏による剛性変化も含めた荷重変位関係を求める方法を提示する．

2．ひび割れ幅算定式の連続繊維補強および混合配筋はりへの適用

連続繊維補強材は成形工法及び表面加工によって，付着特性は鉄筋と異なる場合がある．さらにその特性が異なる他の補強材（例えば鉄筋）と併用する場合もある．これら各々のケースについてもひび割れ形成の基本的なメカニズムが同じであれば，個別的な現象を統一的に評価することは可能と考えられる．

本節では，ひび割れ性状に影響を及ぼす格子状連続繊維補強材（以下CFRPロッドと記す）の付着メカニズムを明らかにしたうえ，著者らが提案した曲げひび割れ幅算定式9）の拡張を検討する．

以下の議論の妥当性を示すために，ここで著者らがこれまでに行った格子状CFRPロッドを用いたコンクリートはりの曲げ載荷実験の供試体諸元と実験

表－2　補強材の形状寸法および力学特性

種類	呼び名	断面寸法 (mm)	断面積 (cm^2)	周長 (cm)	引張強度 (kgf/cm^2)	弾性係数 (kgf/cm^2)	伸び (%)
格子状	C9	5.6×5.6	0.32	2.26	12000	0.94×10^6	1.40
CFRP	C11	7.0×7.0	0.47	2.80	〃	〃	〃
(炭素)	C13	8.0×8.0	0.63	3.20	〃	〃	〃
	C16	10.0×10.0	1.03	4.00	〃	〃	〃
	C22	14.0×14.0	1.98	5.60	〃	〃	〃
SD345	D13	$\phi=12.7$	1.27	4.00	3900(σ_y)	2.00×10^6	15.2

結果の一部，および使用材料の特性を表－1，および表－2に示す．実験方法および結果の詳細については文献4）～7）を参照されたい．

(1) ひび割れ理論の検証

ひび割れ幅は，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，一般的に式（2）または式（3）に示すように，ひび割れ間隔に相当する項と，ひずみに関する項との積で与えられる．

$$W_{max}=\eta\cdot W_{av}=\eta\cdot L_{av}\cdot(\varepsilon_{r,av}-\varepsilon_{c,av}) \quad (2)$$

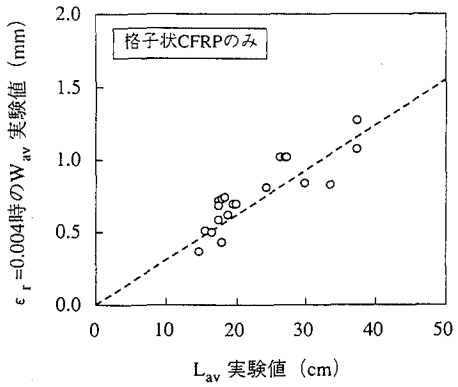
$$W_{max}=L_{max}\cdot(\varepsilon_{r,av}-\varepsilon_{c,av}) \quad (3)$$

ここに，W_{max} およびW_{av}は最大および平均ひび割れ幅．L_{max} およびL_{av}は最大および平均ひび割れ間隔．$\varepsilon_{r,av}$ は補強材の平均ひずみ．$\varepsilon_{c,av}$ はコンクリートの平均ひずみ（一般的に小さく，実用上無視できる[11]）．η は最大ひび割れ間隔（幅）と平均ひび割れ間隔（幅）の比，一般に $\eta=1.5$．

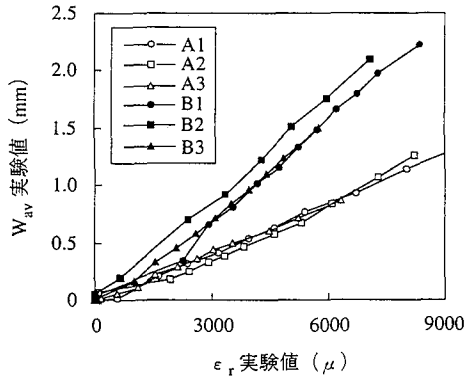
すなわち，ひび割れ幅はひび割れ間隔および補強材の平均ひずみに比例する．

横筋を有する格子状CFRPロッドで補強したコンクリートはりについて，以上のひび割れ理論の適用性をまず実験結果で確かめることとする．図－1にひび割れ間隔とひび割れ幅の関係を示す．実験データとして表－1に示した格子状CFRPのみを用いたものを使用した．実験結果のばらつきを小さくするために，ひび割れ間隔およびひび割れ幅は平均値を用いた．また，谷垣らの研究[12]によれば，弾性係数の小さい連続繊維補強材を用いた場合，ひび割れ定常状態に達するときの補強材の平均ひずみは3.0～5.0×10^{-3}程度と大きいため，ひび割れ幅には1段目主筋のひずみ $\varepsilon=4.0\times10^{-3}$時の値を用いた．図－1より，ひび割れ幅とひび割れ間隔の線形関係はほぼ認められる．

図－2にひび割れ幅と主筋ひずみ関係の実験結果の一例を示す．A1～A3の横筋間隔SはB1～B3の倍であるため，同じ主筋ひずみに対して，ひび割れ幅もほぼ倍になっているが，両シリーズとも定常状態から終局付近まで，ひび割れ幅と主筋ひずみの線形関係は認められる．



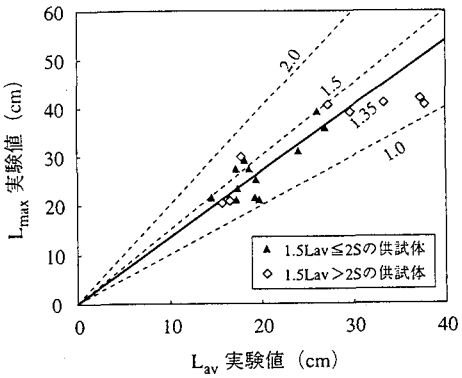
図－1　ひび割れ間隔とひび割れ幅の関係



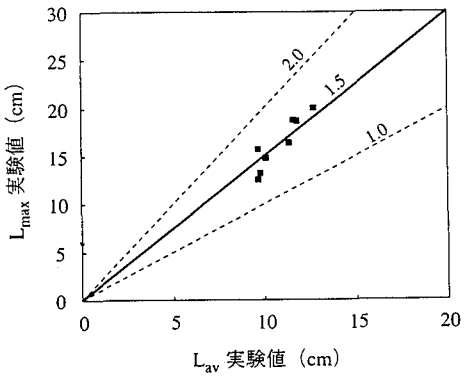
図－2　ひび割れ幅と主筋ひずみ関係の関係

式（2）および式（3）において，主筋の平均ひずみは通常，平面保持の仮定とコンクリートの引張力を0とした断面解析からひび割れ断面のひずみ ε_r を求め，それにひび割れ間のコンクリート引張の影響（テンションスティフニング）を考慮して ε_r を低減させて算出する．格子状CFRPロッドの場合でも平面保持の仮定は成り立つことが確認され，また，主筋ひずみの実験値はコンクリートの引張力を無視した解析値に近いことから，テンションスティフニング効果は鉄筋の場合より小さいことが確認された[5]．

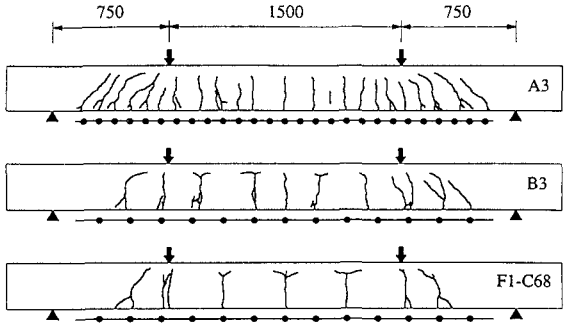
従来のRCひび割れ理論では，ひび割れが長さL_{cr}～$2L_{cr}$の間にランダム的に発生する．すなわち，最大ひび割れ間隔は本来ばらつくので，最終的には確率統計的な手法によらざるをえない．図－3および図－4に，表－1の実験のデータを用い，格子状CFRPロッドのみを用いた場合と，格子状CFRPロッドと鉄筋を混合配置した場合の平均ひび割れ間隔と



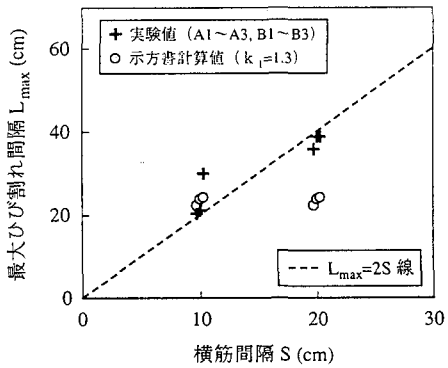
図－3　平均ひび割れ間隔と最大ひび割れ間隔の関係（格子状CFRPの場合）



図－4　平均ひび割れ間隔と最大ひび割れ間隔の関係（混合配筋の場合）



図－5　ひび割れパターンの例



図－6　横筋間隔がひび割れ間隔に及ぼす影響

最大ひび割れ間隔の関係を示す．鉄筋を含む混合配筋の場合，最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比は約1.5であり，鉄筋のみの実験結果と一致している[8]．一方，格子状CFRPロッドのみを用いた場合，最大ひび割れ間隔が横筋間隔に影響されるため（後述），最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比は小さくなる傾向にある．図－3で見られるように，最大ひび割れ間隔が明白に横筋間隔に支配されたもの（$1.5L_{av}$＞2S）を除外し，残りの供試体（$1.5L_{av}$≦2S）で整理すると，最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比の平均値は約1.35であった．

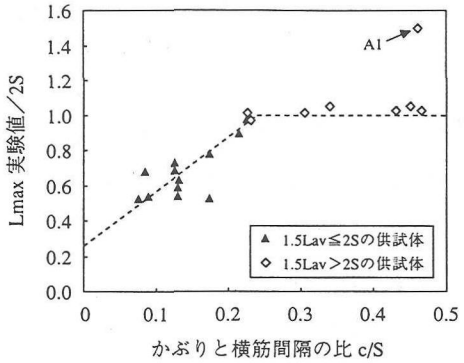
以上の結果から，従来の鉄筋コンクリートのひび割れ理論は同様に格子状CFRPロッドにも適用でき，したがって，格子状CFRPロッドと鉄筋の混合配筋にも適用できると言えるが，横筋間隔の影響を考慮しなければならないことは明らかである．

(2) 横筋間隔の影響のメカニズム

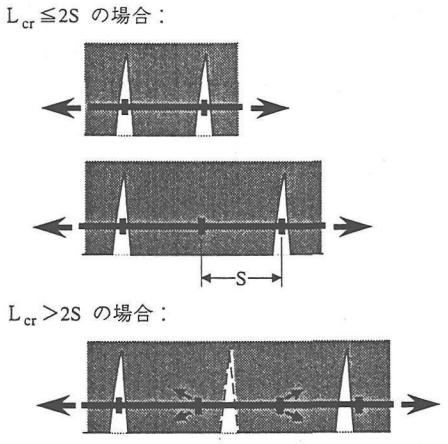
ひび割れに関する従来の理論の基本的なものは，連続繊維補強材を用いた部材にも適用できることが確かめられた．しかし，ひび割れ間隔に対する横筋間隔の影響は大きく，示方書式のk_1では対応できないことも図－2の実験結果より明らかである．これは，横筋の役割を正確に認識しないと，単に実験結果を用いて付着係数k_1を決めることが正しくない結果を導くことを示唆する．したがって，格子状CFRPロッドの付着係数k_1の値を決定する前に，まずひび割れ間隔に及ぼす横筋間隔の影響のメカニズムを明確にする必要がある．

図－5に格子状CFRPロッドを用いたコンクリートはりのひび割れパターンの例を示す．供試体A3とB3は同じ断面配筋条件を有しているが，横筋間隔のみが異なり，A3は10cm，B3は20cmである．最大ひび割れ間隔の実験結果をみると，A3は約20cmであるのに対して，B3はその1.74倍の35.6cmである．また，供試体F1-C68はB3と同じ横筋間隔を有するが，底面かぶり（6.8cm）はB3（4.3cm）よりさらに大きいため，ひび割れはほとんど横筋位置に発生している．最大ひび割れ間隔は横筋間隔に支配され，ほぼ横筋間隔の2倍となっている．

図－6にA1～A3とB1～B3の6体の供試体について，



図－7　かぶりと横筋間隔の比（c/S）の影響



図－8　等曲げモーメント区間における横筋間隔 S の影響のメカニズム

最大ひび割れ間隔の実測値と示方書式（丸鋼の値を参考に付着係数k_1を1.3とした）による算定値の比較を示す．算定値が横筋間隔と無関係であるのに対して，実測値はほぼ横筋間隔の2倍，すなわち横筋間隔と強い相関がある．

これらの供試体はいずれも，かぶりと横筋間隔の比（c/S）は比較的大きいのが特徴である．すなわち，c/Sが大きいほど，横筋間隔の影響はより顕著になる．c/Sの小さい供試体では，ひび割れ間隔が小さくなり，横筋間隔の影響は小さくなる．図－7にかぶりと横筋間隔の比c/Sが最大ひび割れ間隔L_{max}に及ぼす影響を示す．c/S≦0.24の範囲内では，最大ひび割れ間隔L_{max}はほぼc/Sに比例して増加するが，2Sより小さい．一方，c/Sが0.24を越える領域では，A1を除いて最大ひび割れ間隔L_{max}はc/Sに関係無く，ほぼ2Sの一定値となる．A1の最大ひび割れ間隔は2Sを大幅に越えているが，その原因はA1に配置しているC13のロッド径が細すぎて，比較的大きなc/Sに対して横筋の剛性が小さく，アンカーとしての役割は十分機能していなかったと考えられる．

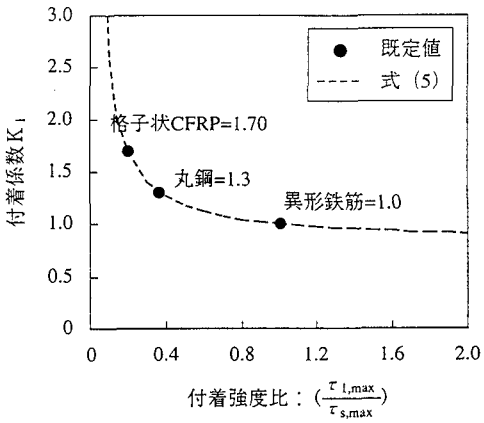
結論として，等曲げ区間のひび割れ間隔の最大値は横筋間隔に制限される．そのメカニズムについて次のように考えている．等曲げ区間では，既存ひび割れの間に格子がない，あるいは一つしかない場合，横筋による力の伝達はされていない．逆に，既存ひび割れの間に格子が二つ以上ある場合，主筋の伸びに伴い，横筋からコンクリートに力が伝達され，その間に必ず新しいひび割れが発生する．図－8にその概念図を示す．したがって，たとえ格子以外のところでは付着がない状態であっても，最大ひび割れ間隔は横筋間隔の2倍の長さを越えることはありえない．これより，横筋間隔がSの格子状CFRPロッドを用いたコンクリートはりでは，最大ひび割れ間隔には2Sの上限値が存在すると判断できる．また，かぶりと横筋間隔の比（c/S）が大きいほど，ひび割れ間隔は横筋間隔に支配される．

以上のことから，横筋間隔を変えることで，最大ひび割れ間隔および幅をコントロールすることができる．また，板のような面部材は別として，はりのような棒部材の場合，格子でなくても，同じピッチで少し大きめの節を設ければ，ひび割れ性状について同様な効果が得られると考えられる．それにより材料を節約し，成形工法を簡単にし，横筋の存在によるひび割れ発生荷重の低下も小さく抑えることができる．

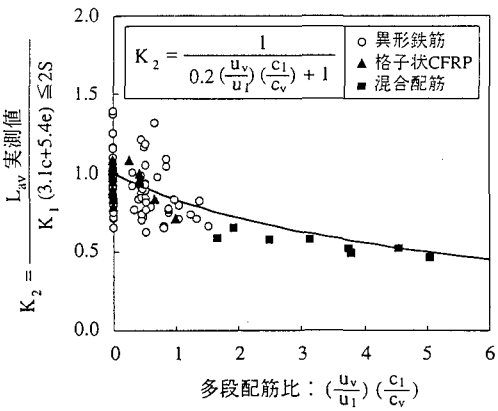
格子状のFRPロッドを主筋に用いた場合，等曲げ区間と曲げせん断区間（部材軸方向に沿ってモーメントの勾配がある区間）では，付着機構（特に横筋の挙動）は異なる．ストレート部の付着強度は鉄筋に劣るものの，クロス部分（横筋）に付着が移行した後，曲げせん断区間ではかなり大きな付着と定着力を発揮できると思われる[2),13),14)]．一方，等曲げ区間では，ひび割れがほとんど横筋位置に発生する実験的事実を考えると，ひび割れが格子部に発生すると同時に，付着機構には変化が生じ，ひび割れ位置にある横筋のアンカー効果が無くなり，ストレート部のみでコンクリートとの付着を受け持つことになる．

(3) 付着係数K_1の一般化

格子状CFRPロッドの特徴の一つとして，ストレート部分とコンクリートとの付着強度は非常に小さい．既往の研究[15),16)]によると，付着強度τ_{max}は10kgf/cm^{2}程度で，異形鉄筋のおよそ1/5である．かぶり厚さと横筋間隔の比（c/S）が小さい場合，すな



図－9　付着係数K_1の一般化



図－10　多段配筋係数K_2の拡張

わち最大ひび割れ間隔が横筋間隔に支配されない場合，等曲げ区間のひび割れ間隔はこのストレート部分の付着によって決まる．格子状CFRPロッドのみを用いた20体の供試体のうち，横筋間隔の影響が支配的であったと判断された8体を除外し，残りの12体に次式（文献9）の式（18））を適用して，平均ひび割れ間隔L_{av}の実験値から逆算した結果，付着係数k_1は1.70であった．ここで，$1.5L_{av} \leqq 2S$を条件として横筋間隔の影響が支配的でないと判断した．

$$L_{av}=k_1 K_2(3.1c+0.54e) \qquad (4)$$

以上のことは以下の２点に要約できる．

①格子状CFRPロッドストレート部の付着係数 $k_1=1.70$

②最大ひび割れ間隔$L_{max} \leqq 2S$

現在市販されている連続繊維補強材は種類が多く，表面形状も様々である．表面形状が違うと，付着係数k_1の値も当然変わってくる．本研究では２次元格子状のものしか使用していないが，提案式はなるべくそれに限定せず，他の種類にも適用できるよう配慮したい．また，付着係数と付着強度の間にある相関関係が存在すると考えられる．そこで，本研究では異形鉄筋の付着強度を基準とし，付着強度比を用いて付着係数K_1を次式で与えることにした．

$$K_1=1+0.175(\tau_{s,max}/\tau_{1,max}-1) \qquad (5)$$

ここに，

$\tau_{s,max}$：異形鉄筋の付着強度

$\tau_{1,max}$：使用される１段目補強筋の付着強度

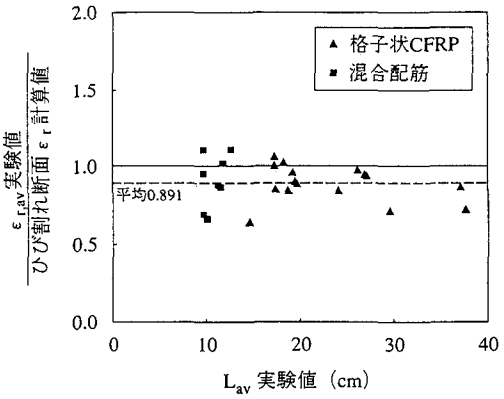
ここでは，区別のために記k_1の代わりにK_1を使用した．なお，定式化するにあたり，格子状CFRPロッドと異形鉄筋の付着強度比に1/5を使用した．式（5）をグラフで示すと図－９になる．これより，付着強度が丸鋼より小さくなると，付着係数が急激に増大するが，付着強度が異形鉄筋より大きくなっても付着係数はあまり変わらない．式（5）について，今後各種連続繊維補強材の付着強度および付着係数に関するデータの蓄積が必要である．

（4）多段配筋係数K_2の一般化

はりのような棒部材に付着特性の異なる補強筋を混合配置する場合，通常，付着強度の高いものを外側に配置するのがひび割れ分散に有利と思われる．しかし，付着強度の差が大きく，あるいは縦配置間隔が大きくなると，下縁付近の細かいひび割れがウェブに入って合体し，上段の主筋位置では，ひび割れ間隔もひび割れ幅も大きくなり，それほど有利とはならない．連続繊維補強材と鉄筋を併用する場合，連続繊維補強材が錆びないこととロッド製作時に横筋間隔を自由に調整できることから，連続繊維補強材を外側に，鉄筋を内側に配置するのが合理的な配筋方法と考えられる．なお，同じ段に違うものを配置することは，通常ありえないので，検討の対象外とする．

著者らが提案した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ間隔の算定式[9]は，主要因となる１段目鉄筋と次要因となる上段鉄筋の影響を分けて処理しているため，容易に多段混合配筋に拡張できる．具体的に，付着係数K_1は１段目のものをそのまま使用し，多段配筋係数K_2にのみ付着強度の相違を取り入れればよい．そこで，有効周長比を換算有効周長比に変えることで，多段配筋係数K_2を次のように拡張した．

$$K_2=1/\left[0.2(u_v/u_1)\cdot(c_1/c_v)+1\right] \qquad (6)$$



図－11　補強材の平均ひずみ

ここに，

u_1：1段目補強筋の有効周長の和

u_v：2段目以上の補強筋の換算有効周長の和

c_1：1段目補強筋の付着重心からけた底面までの距離

c_v：2段目以上の補強筋の付着重心からけた底面までの距離

式（6）の形は文献9）の式（17）とまったく同じである．ただし，記号u_vとc_vの意味は，より一般化された．換算有効周長の換算の意味は有効周長にその補強筋と1段目補強筋の付着強度比を乗ずることである．2段目以上がさらに混合配筋となる場合，付着重心と補強筋面積中心の位置が異なるので，要注意である．

式（6）の適用性を図－10に示す．表－1の実験結果のほかに，参考に文献9）で使用した鉄筋コンクリートはりの実験データも示した．異形鉄筋と格子状CFRPロッドとの混合配筋の場合，付着強度比$\tau_{s,max}/\tau_{l,max}=5$を使用した．図－10より，式（6）の適合性は良好で，以上の拡張方法は有効であるといえる．

(5) 補強材の平均ひずみ

格子状CFRPロッドのストレート部の付着強度は小さいが，ひび割れ間隔が大きいため，ひび割れ間の補強材の平均ひずみはひび割れ断面のひずみより小さくなる．図－11に補強材の平均ひずみとひび割れ間隔の関係を示す．縦軸は1段目主筋平均ひずみ$\varepsilon_{r,av}$の実験値をひび割れ断面のひずみε_r（格子状CFRPのみの場合4000μ，混合配筋の場合1500μ）で無次元化したものであり，$\varepsilon_{r,av}$の実験値はε_rの解析値が4000μ（格子状CFRP）および1500μ（混合配筋）時の荷重に対応する1段目位置の平均ひび割れ幅W_{av}実験値と平均ひび割れ間隔L_{av}実験値の比で求めた．図－11によりひび割れ間隔が大きくなるほど，主筋の平均ひずみ$\varepsilon_{r,av}$は減少する傾向にあるが，その傾きは非常に緩やかである．なお，図－11に示す実験データの範囲内では，平均ひずみ$\varepsilon_{r,av}$とひび割れ断面ひずみε_rの比の平均値は0.891である．

(6) ひび割れ幅算定式の拡張およびその適合性

以上の検討結果をまとめて，連続繊維補強および混合配筋まで拡張したコンクリートはりの曲げひび割れ間隔および幅の算定式を以下のように提案する．

ひび割れ間隔

$$L_{av}=K_1K_2(3.1c+0.54e)\leqq 2S \tag{7}$$

$$L_{max}=\eta L_{av}\leqq 2S \tag{8}$$

ひび割れ幅

$$W_{av}=L_{av}(0.9\sigma_r/E_r-\varepsilon_f) \tag{9}$$

$$W_{max}=\eta W_{av} \tag{10}$$

ここに，

K_1：下段付着係数，式（5）による（格子状CFRPロッドの場合：$\tau_{s,max}/\tau_{f,max}=5$としてよい）．

K_2：多段配筋係数，式（6）による．

S：格子状補強筋の横筋間隔（cm）

η：最大ひび割れ間隔（幅）と平均ひび割れ間隔（幅）の比，一般に$\eta=1.5$，格子状連続繊維補強材のみの場合$\eta=1.35$

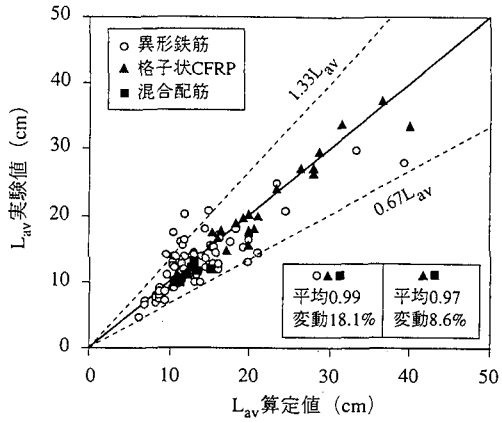
σ_r：補強筋応力度の増加量（kgf/cm^2）

E_r：補強筋の弾性係数（kgf/cm^2）

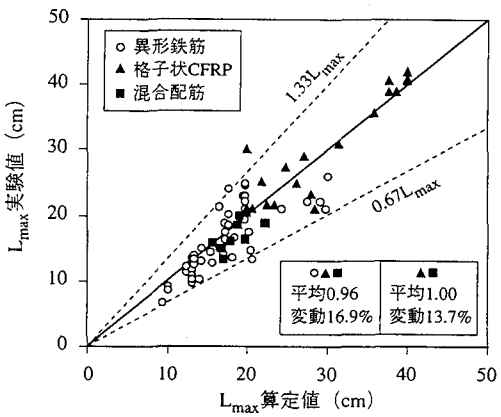
他の記号は，すべて文献9）での定義と同じである．下段付着係数K_1は，1段目主筋の付着性状の影響を表す．この式により，格子状CFRPロッド，丸鋼および異形鉄筋を含め，付着強度が分かれば他の種類の補強筋にも適用できる．また，多段配筋係数K_2は2段目以上（2段目を含む）の配筋の影響を表し，同様に鉄筋だけではなく，他の種類の補強材にも適用できる．

格子状連続繊維補強材を用いた場合，計算の簡略化を図るために，図－11の実験結果を踏まえて，式（9）において，コンクリートの拘束作用による補強筋のひずみの減少を0.9の係数で考慮することにした．

上記の拡張式の適合性を，表－1の実験結果を用いて比較検討した．図－12にひび割れ間隔の実験値と計算値の比較を示し，図－13にひび割れ幅の実験

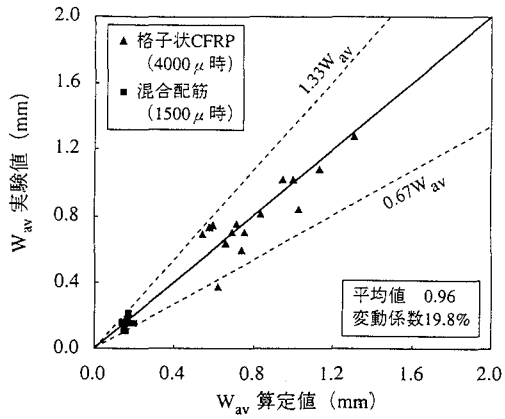


(a) 平均ひび割れ間隔

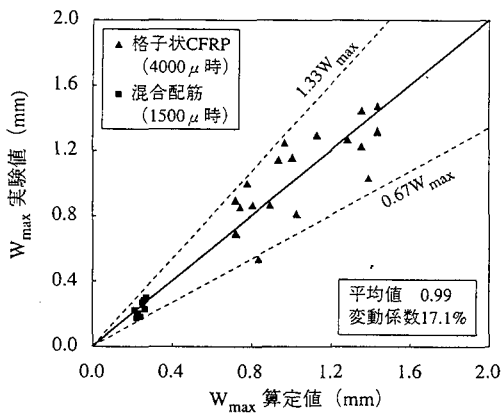


(b) 最大ひび割れ間隔

図—12 ひび割れ間隔の実験値と計算値の比較



(a) 平均ひび割れ幅



(b) 最大ひび割れ幅

図—13 ひび割れ幅の実験値と計算値の比較

値と計算値の比較を示す．データ収集が比較的容易なひび割れ間隔について，参考に文献9）で使用した鉄筋コンクリートはりの実験データも図—12に示した．なお，表—1のすべての供試体は室内気中養生，載荷試験日までの材齢はおよそ1カ月であり，その間，乾燥収縮にとるひび割れは，肉眼では供試体全長にわたって観察されなかった．また，載荷試験は短時間（2時間ほど）で終わったため，乾燥収縮の影響は比較的小さいと判断し，ひび割れ幅の算定において，乾燥収縮およびクリープの影響 ε_{ϕ} を0とした．

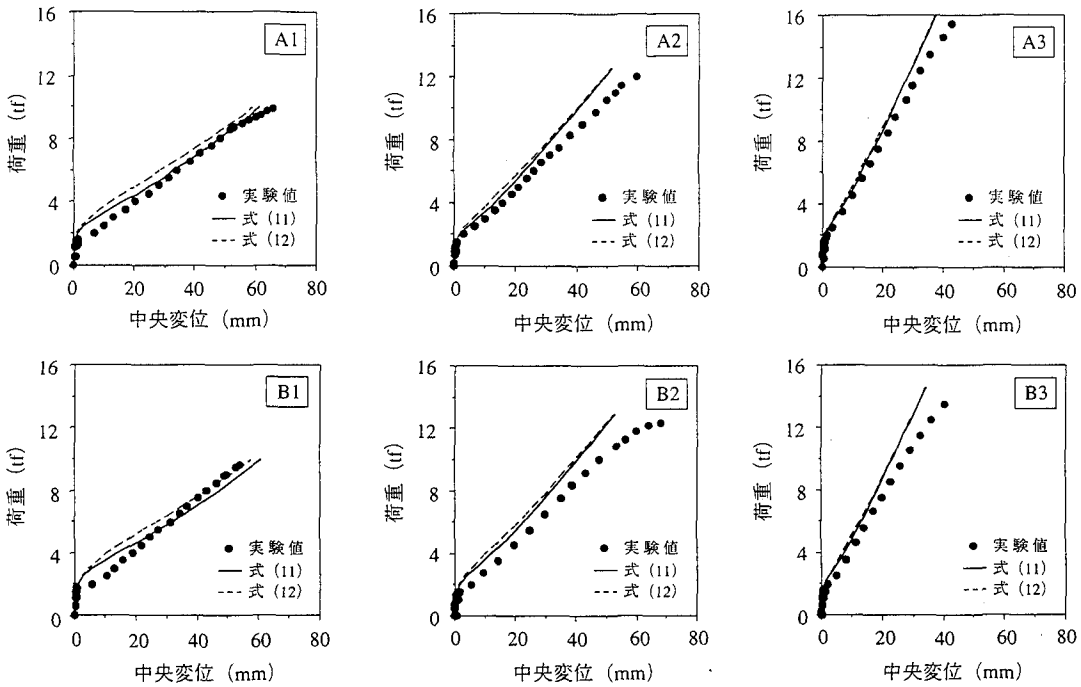
表—1に示す実験の範囲内で（実測値／算定値）の平均値と変動係数を検討した結果，平均ひび割れ間隔について0.97と8.6%，最大ひび割れ間隔については1.00と13.7%であった．また，平均ひび割れ幅については0.96と19.8%，最大ひび割れ間隔については 0.99と17.1%であり，いずれの場合も変動係数は20%以内となっている．

以上より，著者らが提案した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算定式を拡張して格子状連続繊維補強および混合配筋はりに適用した結果，実測値を妥当な精度で予測できることが示された．

3．たわみに関するBranson式の連続繊維補強および混合配筋はりへの適用

(1) Bransonの式および適用の問題点

鉄筋コンクリート部材の短期の変位・変形量に関しては，通常，部材に曲げひび割れが発生していない状態と発生している状態に大別して算定されている．前者の場合は，コンクリートの弾性係数の算定に少し問題が残されているものの，全段面が有効であるとした断面二次モーメント I_g を用いればよい．これに対して，後者の場合は，ひび割れの進展に応



図—14　たわみ実測値と示方書式による計算値の比較（A1～A3, B1～B3）

じて，断面二次モーメントを変化させて用いなければならない．すなわち，引張部のコンクリートが鉄筋との付着作用などにより，引張応力を受け持つ寄与分を考慮しなければならない．

Bransonは，曲げひび割れによる剛性低下を考慮した換算断面二次モーメントI_eとして，式（11）および式（12）を提案しており[10]，土木学会コンクリート標準示方書には式（解7.4.1）および式（解7.4.2）として採用されている[1]．

断面剛性を曲げモーメントにより変化させる場合

$$I_e=\{(M_{crd}/M_d)^4 I_g+[1-(M_{crd}/M_d)^4]I_{cr}\}\leqq I_g \tag{11}$$

断面剛性を部材全長にわたって一定とする場合

$$I_e=\{(M_{crd}/M_{dmax})^3 I_g+[1-(M_{crd}/M_{dmax})^3]I_{cr}\}\leqq I_g \tag{12}$$

ここに，

I_e：換算断面二次モーメント

I_g：全断面の断面二次モーメント

I_{cr}：引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント

M_{crd}：断面に曲げひび割れが発生する限界の曲げモーメント

M_d：変位・変形量計算時の設計曲げモーメント

M_{dmax}：変位・変形量計算時の設計曲げモーメントの最大値

式（11）は，断面寸法が部材軸に沿って変化し，厳密な変位・変形量を求める必要のある場合に用いるものである．部材を軸方向に分割し，各断面の曲率M_d/E_cI_eを求め，これを数値積分することにより，変位・変形量が求められるが，かなり煩雑な計算を必要とする．なお，連続ばりなどの不静定構造物のたわみを計算する場合，近似的に弾性解による曲げモーメント分布を用いて，各部材ごとに数値積分して求めることができる．

式（12）は，スパン全長にわたって平均した値として換算断面二次モーメントを求める場合の算定式である．この式は，式（11）を単純支持のはりで等分布荷重を受ける場合に適用した近似式，すなわち，曲げモーメントの分布が二次放物線の場合に相当するもので，正確には曲げモーメントの分布形状に応じて式中のべき乗を変化させる必要があるが，3乗としても誤差が少ないため，近似的にこの数値に固定し，特に厳密な計算を必要としない通常の場合には，載荷条件にかかわらず用いることができる．

ところが，式（11）および式（12）を，格子状CFRPロッドを主筋に用いたコンクリートはりに適

用すると，図－14に示すように，評価が不十分な点があるように思われる．一つは，ひび割れ発生後の初期段階ではたわみ解析値は実験値より若干小さい．もう一つは，荷重レベルが高くなるにつれ，解析値はさらに実験値を過小評価することである．前者について，曲げひび割れ発生荷重の実験値は計算値よりかなり小さいことと，格子状CFRPロッドストレート部の付着強度は小さいことが原因と思われ，ひび割れ発生荷重を正確に評価するか，あるいは実際のひび割れ荷重を用いることで，ほぼ是正できると考えられる．後者について，斜めひび割れの発達によるせん断変形の影響は可能性として考えられるが，A1～A3とB1～B3の実際のひび割れ状況を比較して，斜めひび割れの本数等は大きな差があるにもかかわらず，たわみ量はほぼ同じであること，また，等曲げ区間が相当長く，せん断スパン内にもD10@100とかなり多量のせん断補強鉄筋を配置していたことから，せん断変形による影響はそれほど大きくないと推察した．よって，主な原因は，等曲げ区間の範囲内で格子状CFRPロッドとコンクリートの付着作用の低下と，荷重の増加に伴う曲げ圧縮部コンクリートの塑性変形の発達と考えられる．

格子状CFRPロッドを主筋に用いた場合，ひび割れはまず横筋によって分散される．しかし，その後，等曲げ区間の範囲内でCFRPロッドとコンクリートとの付着は急激に低下し，部材の変形は徐々にひび割れ断面に集中する．ただし，ひび割れは１箇所あるいはごくわずかの２，３箇所のみではなく，横筋間隔が小さいほどひび割れは分散され多数生じること，ストレート部とコンクリートの付着は若干あること，および等曲げ区間以外のところでは，主筋の付着と定着は横筋によって確保され，平面保持の仮定はほぼ成り立つこと等の点で，アンボンドはりとは異なる．ひび割れが生じた断面において曲率はより大きく，断面二次モーメントはコンクリートの引張応力を無視し，主筋とコンクリートの間に付着滑りがない仮定で求めたI_{cr}より低下し，圧縮部コンクリートの塑性化も促進された．特に荷重たわみ曲線の後半では，圧縮縁コンクリートのひずみレベルは，式（11）および式（12）が対象としている通常のRC部材の使用荷重レベルのそれを大きく越えていると考えられる．

連続繊維補強材は降伏点がなく，それを用いたコンクリートはりは載荷初期から終局までほぼ弾性的な挙動を示すため，できればたわみの計算は荷重レベルによらず算定可能であることが望ましい．また，連続繊維補強材と鉄筋を併用した混合配筋はりでは，鉄筋が途中で降伏することによって荷重－変位曲線の勾配が変わるが，Bransonの式は鉄筋が降伏した後には適用できない．しかし，ひび割れのない断面剛性（I_g）とひび割れた断面剛性（I_{cr}）が平均的な断面剛性（I_e）に占める割合を荷重レベル（M_{crd}/M_d）に応じて変化させるBransonの手法はコンクリート引張応力の寄与（テンションスティフニング）を評価する方法として極めて単純明快かつ有効であり，本研究ではそれをベースに，上記の問題点の改善と，連続繊維補強および混合配筋への適用を試みた．

(2) たわみ算定法１－換算弾性係数法

上に述べたように，曲げ剛性の低下はひび割れ断面のI_{cr}とE_c両方の低下によるものと考えられる．この剛性低下をBransonの4乗式の形で表すと次のようになる．

$$(EI)_e=\{(M_{crd}/M_d)^4E_cI_g+[1-(M_{crd}/M_d)^4]kE_cI_{cr}\} \leqq E_cI_g \tag{13}$$

ここに，kはI_{cr}とE_c両方の総合低減効果を表す係数である．しかし，実際この二つを分離して処理することは困難であり，また，荷重レベルが高くなるにつれコンクリートの塑性化（ひび割れ断面近傍で顕著）の影響がメインになってくると考えられる．そこで，総合的な剛性低下を見かけ上弾性係数のみの低下によるものとして，EとIを分離し，Bransonの4乗式を変えずに，I_e断面に対してE_cのみを低減させることにした．

コンクリートの応力－ひずみ関係を式（14）のように仮定すると，割線弾性係数E_c'は式（15）となる．

$\varepsilon_c \leqq \varepsilon_0$の時

$$\sigma_c=0.85f_c'\{2\varepsilon_c/\varepsilon_0-(\varepsilon_c/\varepsilon_0)^2\} \tag{14a}$$

$\varepsilon_c > \varepsilon_0$の時

$$\sigma_c=0.85f_c' \tag{14b}$$

$\varepsilon_c \leqq \varepsilon_0$の時

$$E_c'=0.85f_c'(2/\varepsilon_0-\varepsilon_c/\varepsilon_0^2) \tag{15a}$$

$\varepsilon_c > \varepsilon_0$の時

$$E_c'=0.85f_c'/\varepsilon_c \tag{15b}$$

曲げ剛性の低下を，次式に示す初期接線弾性係数E_cと割線弾性係数E_c'の重み付き平均（換算弾性係数E_eと称す）で表現する．

$$E_e=(mE_c+E_c')/(m+1) \tag{16}$$

よって，剛性低下を考慮した換算断面の曲率は次のようになる．

$$\phi_e = M_d/(E_e I_e) \tag{17}$$

M_dは変位・変形量計算時の設計曲げモーメント，I_eはBransonの換算断面二次モーメント4乗式（式（11））である．また，式（16）の物理的な意味について，ひび割れのない弾性区間の長さとひび割れ断面近傍の塑性区間の長さの比はm：1であると単純化して理解することができる．また，見方を変えて換算断面I_eに対して言えば，E_eはひずみ勾配のある圧縮ゾーンの重み付き平均的な弾性係数と考えることもできる．

A1～B3のたわみについて試算した結果，m=4とすると，妥当な結果が得られた．

E_eは圧縮縁コンクリートひずみε_cの関数なので，解析手順として，まず平面保持（完全付着）を仮定し，コンクリートの引張応力を無視して断面解析を行い，各荷重ステップのモーメントMと圧縮縁コンクリートひずみε_cの関係を求める．次に，部材軸方向のモーメント分布M_dに応じて，各断面の圧縮縁コンクリートひずみε_cを内挿で算出し，対応する換算弾性係数E_eを求める．最後に，換算断面の曲率$\phi_e = M_d/(E_e I_e)$を部材全長にわたって数値積分して，各荷重ステップのたわみを求める．

図―15に，たわみ実測値と換算弾性係数法による計算値の比較例を示す．同図に示すBranson式の算定結果に比べ，換算弾性係数法は実際のたわみ挙動をより適切に評価していることが分かる．

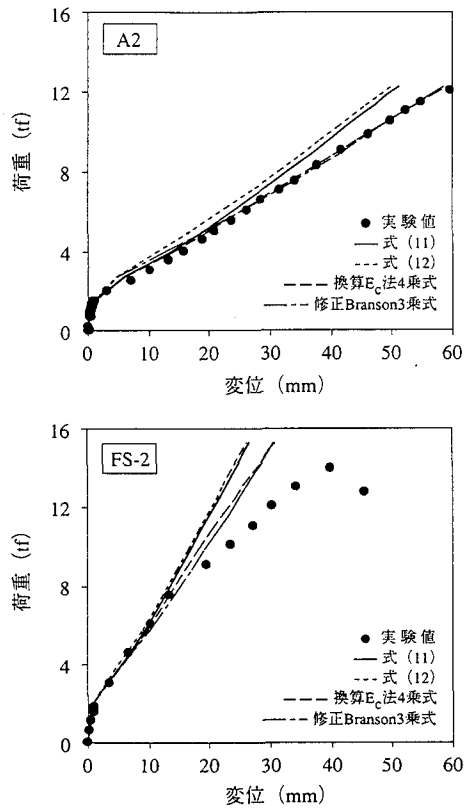
換算弾性係数法では，断面解析と数値積分が必要であるため，設計上不便である．そこで，一つの近似法として，式（13）の中の係数kを0.85に固定し，一定の換算断面二次モーメントI_eを用いた単純ばりの手計算方法として，次式に示す修正Branson3乗式を提案する．

$$I_e = \{(M_{crd}/M_{dmax})^3 I_g + 0.85[1-(M_{crd}/M_{dmax})^3] I_{cr}\} \leqq I_g \tag{18}$$

修正Branson3乗式を用いた計算結果も図―15に示している．特に厳密な計算を必要としない通常の場合には，その精度は十分であると言える．

(3) たわみ算定法２－換算断面曲率法

鉄筋降伏後の剛性変化も含めて連続繊維補強材と鉄筋を併用した混合配筋はりのたわみを解析するために，曲率を直接積分する方法によらざるを得ず，換算断面二次モーメントI_eを使うことができない．



図―15　実測値と計算値の比較例（換算弾性係数法）

この場合問題なのは，やはりひび割れ発生後もコンクリートは引張応力を受け持つため，曲率に対する寄与をどう評価するかということである．ここで，Bransonの引張部コンクリートの寄与を考慮する手法を断面の曲率に適用し，換算断面曲率として次式のように定義した．

$$\phi_e = \{(M_{crd}/M_d)^n \phi_g + [1-(M_{crd}/M_d)^n]\phi_{cr}\} \geqq \phi_g \tag{19}$$

ここに，

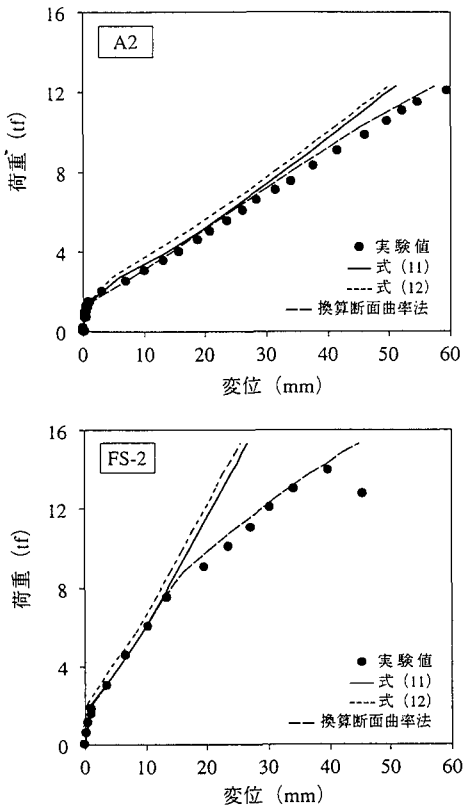
ϕ_e：換算断面曲率

ϕ_g：全段面有効の断面曲率，$\phi_g = M_d/(E_c I_g)$

ϕ_{cr}：引張応力を受けるコンクリートを除いた断面曲率．ただし，$\phi_{cr} = M_d/(E_c I_{cr})$より求めるのではなく，平面保持とコンクリート引張応力無視と仮定した断面解析から求めることとする．

試算した結果，n=2とすると，妥当な結果が得られた．

実際に，換算弾性係数法と同様に，部材軸方向各断面のϕ_{cr}をモーメント分布M_dに応じて，内挿して求める必要がある．このように求めた換算断面曲



図—16　実測値と計算値の比較例（換算断面曲率法）

率ϕ_eを部材全長にわたって数値積分して，各荷重ステップのたわみが求められる．

図—16に，実測の荷重－変位曲線と換算断面曲率法による解析値との比較例を示す．ほぼ全域にわたって実験結果と解析結果はよく一致していると言える．

4．結　論

格子状連続繊維補強材の付着機構は異形鉄筋と異なり，分散型（連続的機構）に比べ離散型（断続的機構）が主になっているため，ひび割れ発生のメカニズムおよびひび割れ発生後のはりの変形挙動はそれによって影響される．格子状連続繊維補強材と鉄筋を多段混合配置する場合，さらに相乗効果が存在する．本研究は，格子状連続繊維補強および混合配筋はりの曲げひび割れ幅とたわみ評価を目的とし，実験および解析的検討を行った結果，以下のような結論を得た．

(1) 格子状連続繊維補強コンクリートはりの曲げ実験結果（20体）を検討した結果，従来の鉄筋コンクリートはりのひび割れ理論は同様に格子状連続繊維補強および混合配筋はりに適用できることが確認された．しかし，横筋間隔がひび割れ性状に及ぼす影響は大きく，従来の算定式では適用は困難であることが分かった．かぶりと横筋間隔の比c/S＞0.24の領域では，ひび割れ間隔の最大値は横筋間隔に支配され，また，c/S≦0.24の領域でも，最大ひび割れ間隔（幅）と平均ひび割れ間隔（幅）の比は約1.35と小さくなる．

(2) 等曲げ区間では，ひび割れ間隔の最大値は横筋間隔Sの2倍以下となる．そのメカニズムは，既存ひび割れの間に格子が二つ以上ある場合，主筋の伸びに伴い，横筋からコンクリートに力が伝達され，その間に必ず新しいひび割れが発生することを明らかにした．また，最大ひび割れ間隔が横筋間隔に支配されない場合のストレート部の付着係数k_1は1.70であると実験結果より求めた．

(3) 付着強度比を導入することにより、付着係数K_1の定式化および多段配筋係数K_2の拡張を行い，付着強度の異なる種々の補強材およびそれらの混合多段配置にも適用できるようにした．さらに，コンクリートの拘束作用による補強筋のひずみの減少を0.9の係数で簡略化することで，著者らが提案した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅の算定式を格子状連続繊維補強および混合配筋はりに拡張した．実験結果との比較により，提案式ではひび割れ間隔および幅を妥当な精度で予測できることを示した．

(4) 実験より得られた格子状連続繊維補強コンクリートはりのたわみはBransonの式による算定値を若干上回る傾向にある．その原因はひび割れ発生荷重の低下，等曲げ区間における格子状CFRPロッドとコンクリートの付着作用の低下，特に荷重レベルの増大に伴う圧縮部コンクリートの塑性変形の発達であると考察した．これらによる剛性低下を見込んで，コンクリートの弾性係数を荷重レベルに応じて低減することにより，Bransonの4乗式を適用し，荷重レベルによらずたわみの予測精度の向上を図ることができた．また，略算法として，ひび割れ断面の二次モーメントI_{cr}を低減することで，Bransonの3乗式を適用し，実用上十分な精度を有することを実験との比較で確認した．

(5) 鉄筋降伏後の剛性変化も含めて連続繊維補強材と鉄筋を併用した混合配筋はりのたわみを解析するために，Bransonのコンクリート引張応力の寄与を考慮する手法を断面の曲率に適用し，換算断面曲率法を提案した．同様に，実験結果との比較により，格子状連続繊維補強および混合配筋はりのたわみを荷重レベルによらず十分な精度で予測できることを示した．

本研究で使用した格子状連続繊維補強材の弾性係数は鉄筋の弾性係数のほぼ1/2であるが，実験結果から分かるように，使用荷重レベルのひび割れ幅とたわみはかなり大きいものである．本研究では，従来のRC理論はどこまで適用可能かという理論的見地から連続繊維補強材を用いたコンクリート部材の力学的挙動の解明およびその評価を試みたが，実構造物への適用について，プレストレスの導入，鉄筋との併用などさらなる工夫が必要と思われる．最近，高弾性，高靭性の連続繊維補強材の開発，あるいは機能性，ライフサイクルコストを重視した開発利用はなされつつあり，今後利用方法および適用分野がますます拡大していくことが期待される．

参考文献

1) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計篇），1991.
2) 鈴木淳司，佐藤貢一，小玉克巳：FRPC梁の曲げ性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，13-2，pp.743-748，1991.6.
3) 廣田孝夫，大即信明，内藤英晴，浜崎勝利：格子状FRP筋を用いたRC梁の曲げ特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，13-2，pp.795-800，1991.6.
4) 山本康之，丸山久一，清水敬二，大高昌彦：多段配筋を有するCFRPはりの曲げひびわれ性状，コンクリート工学年次論文報告集，14-2，pp.707-712，1992.6.
5) 趙　唯堅，丸山久一，鈴木秀門：格子状CFRPロッドを用いたRCはりの曲げ性状に及ぼす格子間隔の影響，コンクリート工学年次論文報告集，16-2，pp.1093-1098，1994.6.
6) 趙　唯堅，丸山久一，清水敬二：FRPロッドと鉄筋の混合配筋を有するRCはりの曲げ性状，土木学会第48回年次学術講演会概要集，pp.634-635，1993.9.
7) 趙　唯堅，丸山久一，山本康之，清水敬二：FRPロッドを主筋に用いたコンクリートはりの曲げひびわれ性状，土木学会連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用に関するシンポジウム論文集，pp.123-128，1992.4.
8) 趙　唯堅，丸山久一：多段配筋を有する鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ性状に関する実験的研究，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.137-145，1994.5.
9) 趙　唯堅，丸山久一：鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅算定式の再評価，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.147-156，1994.5.
10) Branson, D.E. : Deflections of Concrete Structures, *McGraw-Hill Inc. Co.*,1977.
11) 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.21-32，1987.8.
12) 谷垣正治，野村設郎，岡本直，蓮尾孝一：組紐状高強度繊維補強材を用いたコンリート梁の曲げひび割れ性状，日本建築学会構造系論文報告集，第426号，pp.37-46，1991.8.
13) 小沢一雅，関島謙蔵，岡村甫：FRPで補強したコンクリートはりの曲げ疲労性状，コンクリート工学年次論文報告集，9-2，pp.269-274，1987.6.
14) 辻幸和，関島謙蔵，中島規道，斉藤等：格子状FRPで補強したコンクリートはりの力学的性状とケミカルプレストレスによる改善効果，コンクリート工学論文集，第2巻第1号，pp.85-94，1991.1.
15) 丸山武彦，伊東幸雄，西山啓伸：各種異形FRPロッドの付着特性，土木学会第43回年次学術講演会概要集，pp.672-673，1988.9.
16) 丸山武彦，伊東幸雄，西山啓伸：異形加工したFRPロッドの付着特性，コンクリート工学年次論文報告集，11-1，pp.777-782，1989.6.

（1996. 8. 9 受付）

EVALUATION OF FLEXURAL CRACK WIDTH AND DEFLECTION OF CONTINUOUS FIBER REINFORCED CONCRETE BEAMS

Weijian ZHAO and Kyuichi MARUYAMA

Continuous fiber reinforced plastic rods (CFRP rods) have different tensile rigidity and bond characteristics from ordinary deformed steel bars. Then for verification of the serviceability limit state of concrete beams reinforced by CFRP rods or by combination of CFRP rods and steel bars, it is required to develop an effective method for evaluation of the flexural crack width and deflection of such beams. As for the flexural crack width, introduction of the bond strength ratio of CFRP rod to steel bar makes it possible to extend the authors' proposed equation for multi layered longitudinal reinforcing steel bars to the beams reinforced by CFRP rods as well as the beams with combined use of CFRP rods and ordinary steel bars. Deflection of such beams proved to be estimated by the Branson's equation with pertinent modification of the moment of inertia of member cross section.