

V-350

炭素繊維シートで補強した RC 引張部材のひび割れ性状の一考察

北海道大学大学院 学生員 山口隆一
 北海道大学大学院 正会員 佐藤靖彦
 北海道大学大学院 正会員 上田多門
 北海道大学大学院 フェロー 角田與史雄

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート(以下 RC)ではひび割れ性状が解明され、ひび割れ間隔をもとめる手法が提案されている。しかし、炭素繊維シート(以下 CFS)で補強した RC 部材のひび割れ性状に関してはその検討が十分になされているとは言えない。そこで本研究は CFS で補強した RC 部材のひび割れ性状を把握し、ひび割れ間隔に対するかぶりと CFS の補強量の影響を明らかにし、ひび割れ間隔の計算手法を構築するための知見を得ることを目的に行なった。

2. 実験概要

CFS で補強した RC 部材のひび割れ性状に影響を及ぼすと考えられる鉄筋比と CFS 量を実験条件として選んだ、10 体の CFS 補強 RC 部材の一軸引張試験を行った。実験供試体の諸元を表-1 に、例として供試体 8 の実験供試体図を図-1 に示す。

補強材として用いた CFS には、高強度カーボン、公称強度 3840MPa、公称弾性係数 230GPa のものを使用した。鉄筋には供試体 5 から 7 までは SD345 の D16、

その他の供試体は SD345 の D19 を用いた。鉄筋の力学的特性を

表-2 に示す。載荷方法は、載荷フレームの中に実験供試体を水平に設置し供試体から突出した両端の鉄筋にヒンジを介し、一端を固定、他端をセンターホールジャッキによって引張力を与える。実験終了後に全てのひび割れ間隔を測定し、鉄筋と CFS のひずみの変化より各荷重下でのひび割れ間隔を求めた。

3. 実験結果および考察

図-2-a に鉄筋比 0.5% の供試体の平均ひずみ-最大ひび割れ間隔関係を、図-2-b に鉄筋比 0.89% の供試体の平均ひずみ-最大ひび割れ間隔関係を、図-2-c に鉄筋比 1.27% の供試体の平均ひずみ-最大ひび割れ間隔関係

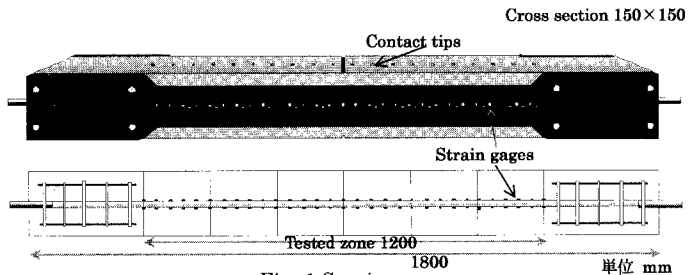


Fig.-1 Specimen

Table-1 Specimen

Specimen NO.	f_c (MPa)	p_s (%)	p_{cfs} (%)	c (mm)
Specimen1	27.2	0.89	0.00	67
Specimen2	30.7	0.89	0.12	67
Specimen3	30.7	0.89	0.24	67
Specimen4	32.8	0.89	0.35	67
Specimen5	29.0	1.27	0.00	66
Specimen6	30.6	1.27	0.12	66
Specimen7	32.2	1.27	0.24	66
Specimen8	30.9	0.50	0.07	92
Specimen9	33.8	0.50	0.13	92
Specimen10	30.3	0.50	0.20	92

f_c : Compressive Strength p_{cfs} : A_{cfs}/A_c

p_s : Reinforcement Ratio c : covering

Table-2 Mechanical properties of steel bar

Type of steel	SD345, D16	SD345, D19
Cross sectional area (mm ²)	198.6	286.5
Diameter (mm)	15.9	19.1
Young's modulus (GPa)	177 (170)*	170
Yield strength (MPa)	395 (390)*	395
Yield strain (%)	0.223 (0.230)*	0.230
Strain when strain hardening starts (%)	2.37 (2.20)*	1.40
Stiffness after strain hardening starts (GPa)	3.00 (2.00)*	3.40

*供試体 2,3 の場合を括弧内に示す。

キーワード ひび割れ間隔 連続繊維シート

〒060-0813 札幌市北区北 13 条西 8 丁目 北海道大学大学院工学研究科複合構造工学分野

TEL 011-706-6182 FAX 011-707-6582

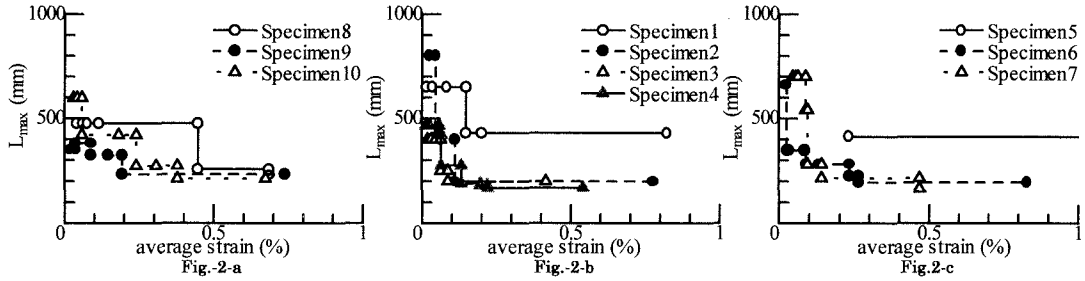


Fig.-2 Maximum crack spacing

を示す。供試体 1 と 5 は、CFS により補強されていないものである。その最大ひび割れ間隔はそれぞれ 430mm、413mm であり、既往の推定式(角田式¹⁾)による値($L_{max}=5.4t$, t はかぶり)とある程度一致した。また、RC と同様に CFS で補強した供試体もひび割れがそれ以上入らなくなる定常状態に達することが図-2 から明らかである。ここで定常状態になった時のひび割れ間隔の最大値を最大定常ひび割れ間隔 L_{umax} とし、 p_{CFS} - L_{umax} 関係を図-3 に示す。図-3 より、CFS 補強量 p_{CFS} が増えれば最大定常ひび割れ間隔 L_{umax} が減少することが見て取れる。同様なことが実験終了時の平均ひび割れに対しても観察された。これは、補強量が大きいほど付着力が増加しコンクリートに導入される引張応力が増すことによるものと思われる。また、最大定常ひび割れ間隔、実験終了時の平均ひび割れ間隔の両者ともかぶりの影響はほとんど見られなかった。

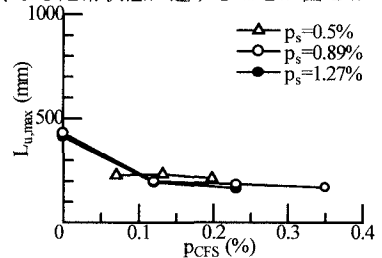


Fig.3 p_{CFS} - L_{umax} relationship

次に、既往の推定式(角田式¹⁾)をベースに CFS で補強した場合の最大ひび割れ間隔を予測する。CFS 補強 RC 引張部材から任意のひび割れ間隔 l のブロックを取り出し、中央点 m におけるコンクリートの受け持力 $P_c(m)$ に対して次の 2 式が成り立つ。

$$P_c(m) = \int_{A_c} \sigma_c dA_c = \sigma_{c,ave}(m) A_c \quad P_c(m) = \int_{-l/2}^{l/2} u \tau_s' dx + 2 \int_0^{l/2} \tau_{CFS} b dx = \frac{l}{2} u \tau_s' + \tau_{CFS} l B$$

$$\text{以上 2 式から次式が導かれる。} \quad \frac{1}{l_{max}} = \frac{k_2'}{2k_1'c} + \frac{\tau_{CFS} B}{k_1' \sigma_{ct} A_c}$$

式中の記号は図-4 に示す通り b は CFS の厚さ τ_{CFS} は CFS 付着応力 B は CFS の幅

σ_{ct} はコンクリートの引張強度 k_1' は断面内の分布に関する係数 $\sigma_{c,ave}(m) = k_1' \sigma_{ct}$

k_2' は鉄筋の付着応力に関する係数 $u \tau_{max} = k_2' A_c c^{-1} \sigma_{ct}$

ここで、定常状態を考えているため、 $L_c = l/2$ と仮定した。また、 k_1' 、 k_2' をそれぞれ RC の場合と同様に $k_1' = 0.692$ $k_2' = 0.256$ と仮定し、 τ_{CFS} を実験結果から求め、上式に代入すると表-3 の結果が得られる。これらより、実験と計算値が大きく異なる結果が得られた。これは k_1' 、 k_2' を RC の場合と同様に仮定したことが原因の一つであり、その他の仮定もさらに検討を必要とすると思われる。

4. 本研究の結論

- (1) CFS で補強した RC 引張部材は RC と同様ひび割れがそれ以上入らない定常状態に達し、その最大定常ひび割れ間隔、実験終了時の平均ひび割れ間隔は p_{CFS} が増加すると減少し、かぶりの影響はほとんどない。
- (2) 既往の推定式をベースに CFS で補強した場合の最大ひび割れ間隔を予測するにはさらに検討を要する。

参考文献 1) 角田興史雄 鉄筋コンクリート最大ひび割れ幅、コンクリート・ジャーナル、Vol.8,NO.9,1970

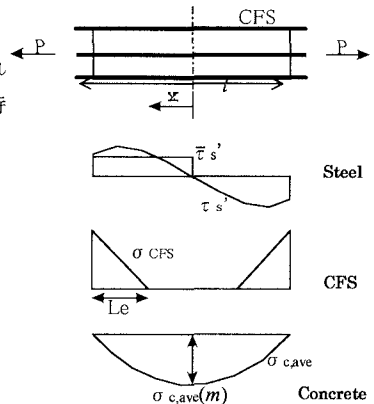


Fig.4

Table-3 l_{max}

Specimen NO.	l_{max} calculation (mm)	l_{max} experiment (mm)
Specimen2	270.1	200
Specimen3	216.0	200
Specimen4	255.3	169
Specimen6	275.4	195
Specimen7	257.6	165
Specimen8	258.0	228
Specimen9	310.3	234
Specimen10	224.6	213