

論文 連続繊維メッシュ補強モルタル板を打込み型枠とした RC 梁の曲げせん断性状

佐藤 裕一^{*1)}・藤井 鉄男^{*2)}・瀬戸 順孝^{*3)}・藤井 栄^{*4)}

要旨: 連続繊維メッシュ補強モルタル板を打込み型枠とした RC 部材の力学的性質を調べるため、モルタル板の引張実験および梁の曲げせん断実験を行った。補強材にはアラミド繊維メッシュ（断面積 0.120mm²～0.480mm²，格子間隔 10mm）を，モルタルには圧縮強度 65，100MPa のものを用いた。実験より，モルタル内メッシュの有効引張強度は公称強度の 2/3 程度，梁のせん断補強筋としての有効引張強度は 0.27 であることが示された。

キーワード: 連続繊維メッシュ，モルタル板，打込み型枠，引張実験，曲げせん断実験

1. はじめに

コンクリート部材の補強材として，弾性材料である連続繊維の利用を考える場合，塑性変形能力が期待される曲げ補強としては適当ではないが，弾性拘束が望ましいせん断補強には高い利用価値がある。また連続繊維が高耐久性であることから，高強度モルタルとあわせて部材表面を覆うように用いれば，耐久性改善が期待できる。本研究では上記の観点から，最も基本的な(1)連続繊維メッシュ補強モルタル板材の引張特性，およびその応用として(2)モルタル板を打込み型枠とした RC 梁の曲げ・せん断性状を実験的に検討した。

2. 繊維メッシュ補強モルタル板材の引張実験

2.1 試験体の形状

使用繊維は，素線弾性係数 73GPa，引張強度 3,430MPa，公称直径 12 μ m のアラミド繊維である。アクリル系樹脂により 1,500，3,000，6,000 デニール（素線本数 1,000 本，2,000 本，4,000 本）を束ね，扁平なメッシュ状に成形したものを補強材としている。なお，交点強度を高めるため，更にエポキシ樹脂でコートした後使用した。

Fig.1 に試験体形状を示す。試験体は上述のメッシュを補強材としたモルタル板である。両端部にアルミニウム板をエポキシ樹脂にて接着し，試験機治具に挟み込むようにした。実験変数は，束線太さ（1,500，3,000，6,000 デニール：断面積は 0.120mm²，0.240mm²，0.480mm² である），メッシュ層数（2，4，8 層），モルタル強度（65.3MPa，99.9MPa）である。メッシュの格子間隔は 10mm で，モルタル板断面内の載荷軸方向に 4 束線が各層配されている。

2.2 載荷条件および計測事項

万能試験機により試験体に引張荷重を与えた。軸方向ひずみは検長区間 150mm に据付けた差動トランスにより計測した。試験体中央にはひずみゲージ（検長 60mm）を設置した。

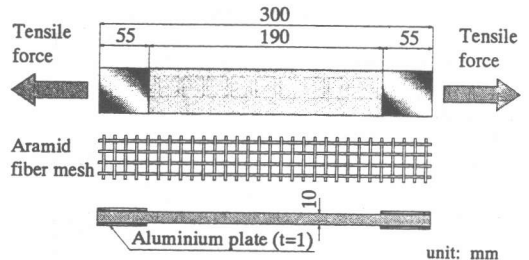


Fig.1 Specimen of tensile test

- *1 京都大学大学院助手 工学研究科 環境地球工学専攻 工修（正会員）
- *2 京都大学大学院修士課程 工学研究科 環境地球工学専攻 （正会員）
- *3 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）
- *4 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）

Table1 Specimens and results of tensile test

Specimen	Aramid fiber mesh		Reinf. ratio(%) ($a_f / (a_f + a_m)$)	Mortar strength		Maximum load			Strand strength (MPa)			Initial crack		No. of cracks in 150mm
	No. of ply	Denier		Comp. (MPa)	Tens. (MPa)	Load (kN)	Strain (10^{-6})	(A) Nominal	(B) Test	B/A	Load (kN)	Strain (10^{-6})		
PL4	0	-	0.0	65.3	3.2	1.48	97	-	-	-	1.48	97	1	
A224	2	3,000	0.48		3.2	4.69	30,200	3,430	2,597	0.757	1.86	122	5.3	
A244	2	6,000	0.96		3.3	8.46	32,100	3,430	2,342	0.683	1.05	110	9.5	
A424	4	3,000	0.96		3.3	9.19	31,900	3,430	2,548	0.743	1.28	122	7.5	
A444	4	6,000	1.92		3.3	17.59	34,900	3,430	2,440	0.711	1.42	164	11.7	
A824	8	3,000	1.92		3.3	18.09	32,500	3,430	2,499	0.729	1.39	173	10.3	
A844	8	6,000	3.84		3.3	33.29	33,200	3,430	2,303	0.671	1.28	194	*	
PL8	0	-	0.0		4.1	2.05	85	-	-	-	2.05	85	1	
A218	2	1,500	0.24	99.9	3.7	2.26	9,500	3,430	2,499	0.729	2.25	110	2	
A228	2	3,000	0.48		3.7	4.41	26,000	3,430	2,430	0.709	2.25	134	4	
A248	2	6,000	0.96		3.1	9.01	34,200	3,430	2,489	0.726	2.59	156	6	
A418	4	1,500	0.48		4.9	4.26	28,700	3,430	2,352	0.686	1.75	115	6	
A428	4	3,000	0.96		3.7	8.33	24,900	3,430	2,303	0.671	1.21	116	6.3	
A448	4	6,000	1.92		3.1	17.69	33,200	3,430	2,440	0.711	2.31	162	10.7	
A818	8	1,500	0.96		4.7	8.69	30,400	3,430	2,401	0.700	2.07	144	9.3	
A828	8	3,000	1.92		4.1	15.69	28,800	3,430	2,479	0.723	1.36	155	12.5	
A848	8	6,000	3.84		4.5	36.18	36,100	3,430	2,499	0.729	1.51	125	*	

*Crack observation was impossible because of mortar splitting in specimens A844 and A848.

2.3 実験結果および考察

(1) 実験結果の概要

Table 1 に実験結果の一覧を示す。試験体は載荷に伴いひび割れ発生を繰返しながら荷重が増大し、最終的にメッシュが竹ぼうき状に破断して終了した。最大荷重の素線強度による計算上の強度に対する比は67~76%であり、繊維を束ねることによる強度低下が見られた。なお、束

線太さによる比率の差は見られなかった。

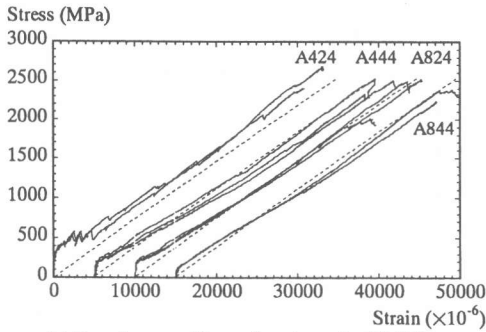
(2) 応力~ひずみ関係とモルタル引張力

Fig.2に補強モルタル板の繊維メッシュ束線応力 (= 荷重 / 繊維全断面積) ~ 平均ひずみ関係を示し、図中に公称弾性係数を用いた束線単独の応力~ひずみ関係を点線で記す。また Fig.3 にモルタル分担引張応力~平均ひずみ関係を示す。以上より Tension Stiffening 効果が確認された。

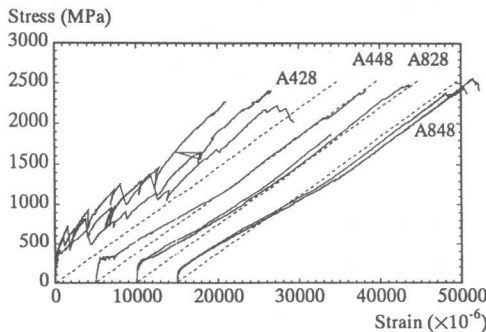
2.4 実験結果の考察

本実験の範囲で、以下の点が指摘される。

- (1)メッシュ有効引張強度は、素線強度による計算上の強度の67~76%程度であった。
- (2)メッシュ枚数の増大・モルタル強度の低減に従い、モルタルの分担引張力は小さくなる。束線太さの影響は少ない。
- (3)同一モルタル強度であれば、補強量の大小に関わらずモルタルの分担引張応力~平均ひずみ関係に顕著な差は見られない。
- (4)メッシュ補強量の増大に伴うひび割れ分散効果が見られた。

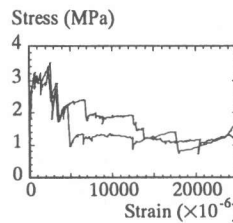


(a) Specimens with mortar strength=65.3MPa

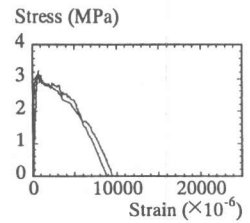


(b) Specimens with mortar strength=99.9MPa

Fig.2 Relationships between stress and strain



(a) A424 series



(b) A844 series

Fig.3 Contribution of mortar to stress-strain relationships

3. 繊維メッシュ補強モルタル板を打込み型枠としたRC部材の曲げせん断実験

3.1 試験体の製作

試験体はFig.4に示す200mm角の正方形断面を有するRC梁で、表層部は1ないし2層のアラムド繊維メッシュで補強した厚さ10mmの高強度モルタル板で覆われたものである。試験体の製作にあたり、筒状の表層部分(厚さ10mm, 断面200mm×200mm, 長さ1800mmの連続繊維メッシュ補強モルタルのチューブ状型枠)を先に製作、打設(Fig.5(a))する。次にこの内部に鉄筋を配し、通常強度のコンクリートを縦方向に打設して梁試験体を作成した(Fig.5(b))。

3.2 実験変数

試験体はTable 2に示す6体であり、無補強試験体A0-S0, 比較用純RC試験体A0-S1, 打込み型枠を用いた試験体が4体である。せん断補強レベルの設定にあたり式(1)の $\Sigma p_w \sigma_w$ を用いた。

$$\Sigma p_w \sigma_w = p_{ws} \sigma_{ws} + v_F p_{wF} \sigma_{wF} \quad (1)$$

ここに、

- p_w : 補強筋断面積比
- σ_w : 補強筋強度
- v_F : 繊維のせん断補強筋としての有効係数

式中、 p_w と σ_w の添字 s は鉄筋、 F は繊維を示す。ここで前章の引張試験体の強度がメッシュ素線公称強度 σ_{Fu} の2/3程度であったことから $\sigma_{wF} = v_m \sigma_{Fu} = (2/3) \times 3,430 \text{MPa} = 2,287 \text{MPa}$ とした。ここに v_m はモルタル内メッシュ有効係数である。さらに繊維シートによる既存RC梁のせん断補強に関する既往研究¹⁾に基づいて $v_F (=2/3)$ を乗じ、結果的に $\sigma_{Fu} \times (4/9)$ をせん断補強に有効な強度とし取扱うことにした。Table 2のAmount of shear reinf. に以上の方法で算出されたせん断補強筋量を示す(鉄筋は $p_{ws} \sigma_{ws}$, メッシュは $v_F p_{wF} v_m \sigma_{Fu}$)。これに基づきせん断補強レベルを2段階に設定し、A2-F試験体を除いていずれもせん断破壊となるように(引張主筋3-D19)設計した。Table 2に建築学会の終局強度型設計指針式²⁾による各試験体の耐力予測値を

示す($v_F = 2/3$ の欄)。A2-Fでは引張主筋を2-D13とし比較用の曲げ破壊を意図している。Table 2内のA2-Fの曲げ強度の値はアラミド繊維メッシュの軸方向ストランドの寄与も加えている。

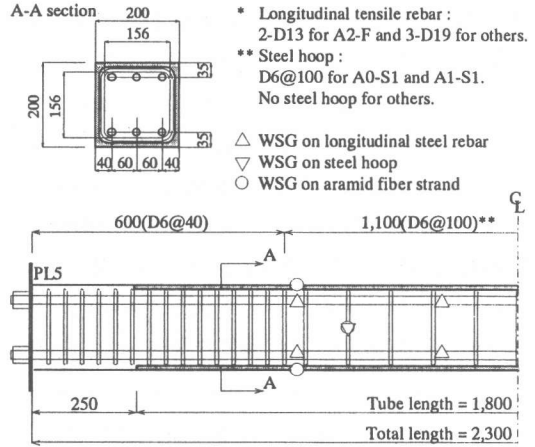


Fig.4 Specimen of flexural/shear test (A1-S1)

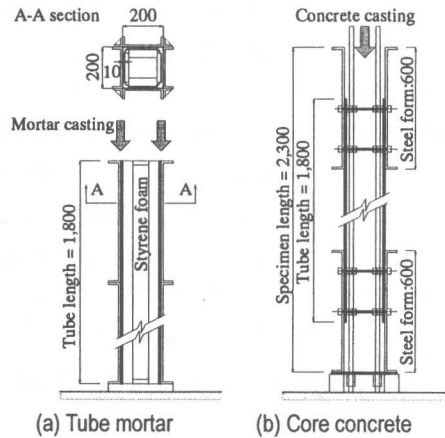


Fig.5 Casting of concrete

Table2 Specimens and results of flexural/shear test

Specimen		A0-S0	A0-S1	A1-S0	A1-S1	A2-S0	A2-F	
Amount of shear reinf. (MPa)	Steel ($p_{ws} \sigma_{ws}$)	0.0	0.84	0.0	0.839	0.0	0.0	
	Fiber* ($v_F p_{wF} v_m \sigma_{Fu}$)	0.0	0.0	0.689	0.689	1.38	1.38	
Failure mode**		S	S	S	F/S	S	F	
Max. shear force (kN)	Test	50.9	94.2	72.5	108.2	80.8	63.5	
	Cal. $v_F = 2/3$	$v_F = 0.4$	35.1	71.6	65.1	101.5	95.0	109.7
		$v_F = 0.4$	35.1	71.6	53.1	89.6	71.1	86.2
	Determined by bond		59.9	76.2	69.7	82.3	75.7	72.4
Flex. strength		88.3	88.3	99.1	99.1	110.0	57.0	
Max. strain of strand (10^{-6})	Transv. strand	-	-	992	1,434	475	418	
	Estimated ϵ_{wF}	-	-	16,335	5,913	11,546	4,196	
Longitudinal strand		-	-	2,404	1,897	4,462	7,130	

* v_F is assumed to be 2/3.

** S: Shear/bond failure, F: Flexural yield, F/S: Shear/bond failure after flexural yield

3.3 使用材料, 載荷方法および計測事項

アラミド繊維メッシュは前章の引張試験で用いた6000デニールのものであり, 300mm幅に加工されている。これをFig.6に示す外形200mm幅の筒状の繊維補強モルタル板の補強材とした。両側50mmの部分には相互に重ね合わせエポキシ樹脂で接合している。チューブ用モルタルの圧縮強度はRC部分の打設時において77.9MPaであった。使用鉄筋は主筋用D19, D13(降伏強度343および475MPa), せん断補強筋用D6(降伏強度297MPa)である。コンクリートは実験時圧縮強度35.8MPaの普通コンクリートを用いた。

載荷方法はFig.7に示す大野式の逆対称曲げせん断載荷とする。A2-F試験体を除き一方向単調載荷とする。A2-Fは繰返し載荷を行う。ひずみ計測は, 試験体内法スパンの主筋(3等分点)と, せん断ひび割れの発生が予測される位置のフープ筋およびアラミドメッシュ上にひずみゲージ(WSG)を設置して行う(Fig.4)。

3.4 実験結果

実験結果をTable 2に示す。メッシュ層数増大による耐力上昇が確認されたが, その上昇率は3.2節で予測されたほどではなかった。すなわちTable 2において, メッシュ2層の試験体A2-S0の耐力予測値がフープ鉄筋のみの試験体A0-S1を上回っているが, 実験結果はこの逆である。Fig.8に各試験体のせん断力~変位関係を示す。フープ鉄筋のある試験体A0-S1, A1-S1と比較して, メッシュのみの試験体A1-S0, A2-S0はせん断力50kN付近で剛性が大幅に低下する。無補強試験体A0-S0の最大耐力が50.9kNであった

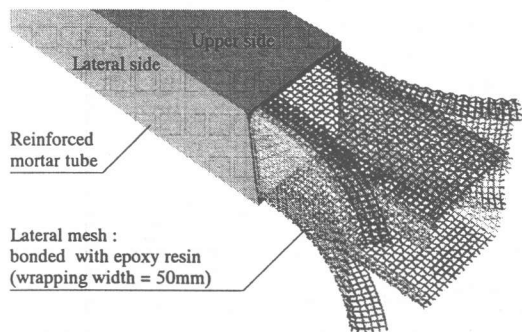


Fig.6 Aramid fiber mesh reinforced mortar tube

ことを考慮すると, A1-S0, A2-S0では50kN程度で内部コンクリートに比較的大きなせん断ひび割れが発生したと推定され, アラミドメッシュのせん断ひび割れ幅抑制効果が鉄筋に比べて劣ることを示唆している。なおFig.9はA2-F試験体のせん断力~変位関係を示しており, 十分な靱性能が発揮されていることが分かる。

Fig.10にA0-S0, A1-S1各試験体のひび割れ図を示す。鋼や炭素繊維に比べ弾性係数の低いアラミド繊維は, せん断ひび割れ幅の拡大防止に不利であると考えられる。荒木・松崎らによる繊維シート補強梁の実験³⁾によれば, 炭素繊維シート補強では $v_F=0.6$, アラミド繊維シート補強で $v_F=0.4$ とすることにより, 耐力を推定することができるとしている。そこで $v_F=0.4$ と改めて再度計算した値をTable 2に示す。

ところでA0-S0, A0-S1両試験体では付着ひび割れが観察された。Table 2に建築学会の終局強度型設計指針式²⁾から得られた, 付着耐力で決まるせん断耐力を示す(Determined by bond of the column)。ただし, ここでは算定式内で用いる横補強

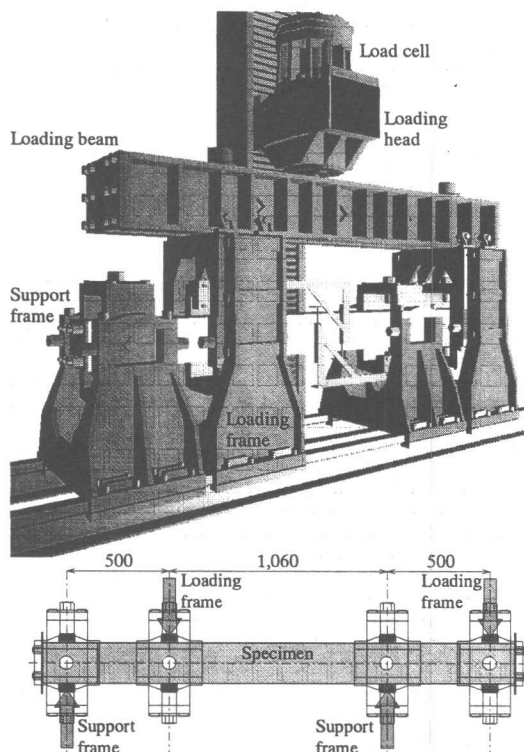


Fig.7 Loading condition

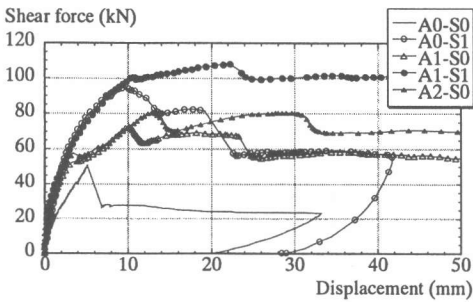


Fig.8 Relationships between shear force and displacement

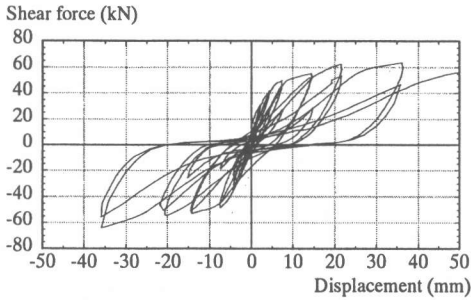


Fig.9 Relationship between shear force and displacement of A2-F specimen

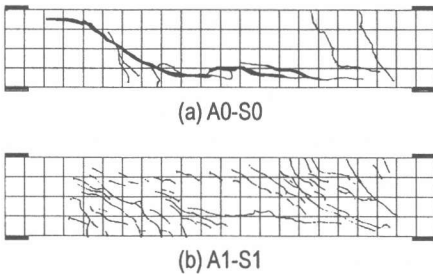


Fig.10 Crack distributions of specimens

筋比 p_w の値を勝俣の研究¹⁾に基づき式(2)で求めている。

$$p_w = p_{ws} + 3p_{wF} \quad (2)$$

式(2)は連続繊維シートによりせん断補強された柱・梁部材の実験より求められたものである。シート補強部材では、シートが直接躯体表面から部材を覆うため、主筋を拘束する効果は鉄筋よりも高いとされる。この点はチューブのメッシュも同じである。式(2)は炭素繊維シート補強部材によるものであるが、当面の付着強度算定として式(2)をそのまま用い、その結果をTable 2に示す。上述のせん断耐力評価値とあわせて予測値はいずれも控えめな評価となっているが、実験の傾向を概ね適切に反映している。

3.5 ひずみ計測項目について

Fig.11にA1-S1試験体のせん断力～せん断補強筋ひずみ関係を、Fig.12に同試験体の最大せん断力時の主筋ひずみ分布を示す。Fig.12において、Hoop strainはフープ鉄筋ひずみを、FRP strainはアラミドメッシュひずみを示す。いずれも計測位置は同一である(Fig.4)。フープ鉄筋ひずみがせん断力15kN以上で生じているのに対し、メッシュひずみは60kN以上となってからである。メッシュひずみの増加がフープ鉄筋のそれに遅れる原因として、外部チューブと内部コンクリートとの界面に滑りが生じ、両者の変形に差異が生じた可能性が考えられる。

Fig.12には主筋ひずみ分布とあわせて材軸方向のメッシュストランドひずみも示す(Top FRPおよびBottom FRP)。Fig.12より主鉄筋が降伏していることが分かる(降伏ひずみは $1,705 \times 10^{-6}$)。主鉄筋とメッシュストランドとのひずみ差より、A1-S1試験体では滑りが発生していたものと推測される。A2-F試験体では目視可能な滑りがモルタルチューブ両端部で観察された。

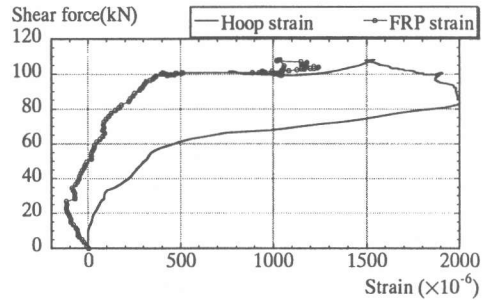


Fig.11 Relationships between shear force and shear reinforcement strain of specimen A1-S1

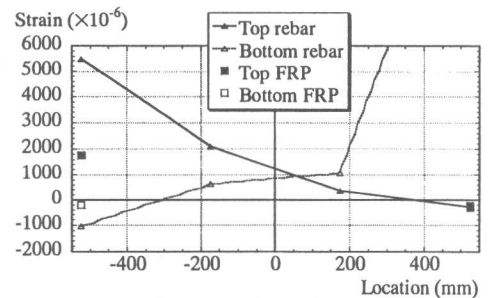


Fig.12 Strain distribution of longitudinal reinforcement of specimen A1-S1 at maximum shear force

この滑りはせん断耐力や靱性能にそれほど大きな影響を与えていないと考えられるが、梁のヒンジ領域にダボ等を設けて滑りを防止することで、曲げ耐力の向上が可能と思われる。事実、A2-F試験体の最大荷重は63.5kNであったが、これは主鉄筋のみ有効と仮定して求めた耐力35.3kNの倍近くであり、アラミドメッシュが曲げ補強材として大きな役割を果たしていることを示している。

3.6 メッシュフープひずみについて

ここで主筋ひずみの観測結果から、せん断耐力の向上に寄与していると評価できるメッシュひずみの逆算を試みる。トラス圧縮角 $\cot \phi$ は1~2の間で変動すると考えられるが、ここでは最も控えめなメッシュひずみの評価を与える $\cot \phi = 2$ を仮定する。またフープ鉄筋は降伏しているものと仮定する。梁スパン L の両端での主筋ひずみ差 $\Delta \epsilon_t$ の実験値を用いて、メッシュフープひずみ ϵ_{wF} との間に次の関係が導かれる。

$$\frac{a_t \Delta \epsilon_t}{L} = 2 \cot \phi \left(\frac{a_{ws} \epsilon_{ws}}{s_w} + \frac{E_F N_F a_{wF} \epsilon_{wF}}{E_s s_{wF}} \right)$$

ここに、

- a_t : 主筋断面積合計
- a_w : フープ断面積
- E : 弾性係数
- s_w : フープ鉄筋間隔
- N_F : メッシュ層数 (3)

式中 a_w , E , s_w の添字 s は鉄筋, F は繊維を示す。式(3)より得られた ϵ_{wF} の値をTable 2に示す (Estimated ϵ_{wF} の欄)。せん断破壊型の3試験体の ϵ_{wF} 推定値は $5,913 \times 10^{-6} \sim 16,335 \times 10^{-6}$ であり、ストランド公称終局ひずみ ϵ_{Fu} に対する比は0.126~0.348となる。試験体ごとに相当の幅があるものの、前述したモルタル内メッシュ有効係数 $v_m = 2/3$ と荒木・松崎らによるせん断補強筋有効係数 $v_F = 0.4$ との積0.267をはさむ値となっている。

一方、実験における最大耐力時のメッシュフープひずみ計測値 (Table 2のTransv. strandの欄)は上述の推定値を下回っている。外部チュー

ブは内部コンクリートに比べひび割れが分散して生じている。1箇所に集中するひび割れ位置での補強筋ひずみに比べ、分散したひび割れ位置でのひずみは小さくなること、メッシュ状の補強材の形態が上述の推定値と実験値との乖離の一因と推定され、今後さらに検討を要する。

4. まとめ

連続繊維メッシュ補強モルタル板に関して、本研究の範囲内で以下の点が指摘される。

- (1) 引張試験におけるメッシュ有効引張強度は、素線強度による計算上の強度の67~76%であった。また同一モルタル強度であれば、補強量の大小に関わらずモルタル分担引張応力~平均ひずみ関係に顕著な差は見られない。
- (2) 連続繊維メッシュ補強モルタル板を打込み型枠としたRC部材の曲げせん断実験において、メッシュのせん断抵抗への寄与は、メッシュせん断補強筋比 p_{wF} , モルタル内メッシュ有効係数 $v_m = 2/3$, せん断補強筋有効係数 $v_F = 0.4$ を公称強度 σ_{Fu} に乗じ、これを建築学会の終局強度型設計指針式²⁾に用いることにより概ね評価できた。
- (3) 曲げせん断実験では一部の試験体に付着ひびわれが観察された。本研究ではメッシュの付着強度への影響を(2)式で評価したが、その適用性については検討の余地がある。
- (4) 補強モルタル板チューブの軸方向ストランドはRC部材の曲げ強度上昇に寄与する。

なお本研究は、「FRP-Hybrid研究委員会(委員長:松崎育弘) - (社)建築研究振興協会」の研究活動の一環として行われたものである。メッシュの加工は、(株)日東紡績の協力を得た。

参考文献

- 1) 勝俣英雄, 萩尾浩也, 小島克朗: 炭素繊維ストランドによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集(構造IV), pp.671-672, 1997.9.
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.11.
- 3) 荒木伸宏, 松崎育弘, 中野克彦, 片岡隆宏: シート状連続繊維によりせん断補強されたRC梁の構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.207-212, 1997.8.