

# 炭素繊維貼付けによる既存部材の補強に関する研究（その3）

—— 梁のせん断補強への適用に関する実験 ——

佐藤 裕一 勝俣 英雄  
小島 克朗

## 概 要

最近、既存建物の梁を耐震補強する機会が増加している。これまで炭素繊維による耐震補強工法は、主として柱と煙突に適用されており、梁への適用が望まれていた。建築物の耐震補強において、スラブと一体の梁は施工が最も面倒な部位であり、本実験は、この梁補強の施工方法の開発と、補強効果の確認を目的として実施した。実験の結果、十分な補強効果を発揮するためには、アンカーボルトや鋼板を用いた炭素繊維の機械的な定着の必要性が明らかになった。定着方法としては、梁を閉鎖型に覆う形式が理想的であるが、スラブ面の下で定着を行う側面板型定着でも、閉鎖型に匹敵する耐力を得られることが確認された。なお、アンカーとして、機械式アンカーは定着効果が不十分であり、樹脂アンカーの使用が不可欠であることも確認された。

本研究では、一方向単調載荷による実験（試験体12体）と、繰返し載荷による実験（試験体4体）を実施した。前者はせん断抵抗機構のモデル化、後者は正負繰返し荷重下での補強効果の確認を目的としている。これらの実験結果の分析に基づき、梁の耐力の評価方法として、建築学会の終局設計指針によるせん断耐力評価式に若干の修正を加えて算定する方法を提案した。

## 1. はじめに

CFRPシート（炭素繊維強化プラスチックシート）によるコンクリート構造物の耐震補強は、これまで主として煙突、橋脚、建築物の柱に用いられてきたが、今日では建築物の梁への適用も望まれている。これは建築物の耐震診断（3次診断<sup>1)</sup>）を行うと、梁にせん断破壊が発生すると判定される場合があるためである。スラブと一体の建築物の梁は、独立柱に比べて施工が面倒であり、効率的な施工方法と、その補強効果の評価方法の開発が望まれている。スラブ下の梁にCFRPシートをU字型に貼付けただけでは、シートに十分な引張応力が伝達されずに接着界面の破壊によって剥離することが予想される<sup>2)</sup>。CFRPシートの剥離を防止するためには、シートの定着が必要と考えられる。本研究では、CFRPシートの定着方法を変化させて梁をせん断補強し、その補強効果の実証と耐力評価方法の考察を行った。

## 2. 実験

### 2.1 実験の概要

試験体は、500mm×300mmの断面を有する梁の材軸直交方向に炭素繊維シート（平均厚さ0.111mm）をエポキシ樹脂で貼付けたものである。使用材料の性質をTable 1に示す。樹脂硬化後の炭素繊維シート（CFRPシート）は、Fig.1に示す4通りの方法のいずれかによって定着を行っ

た（閉鎖型、側面板型（強）、側面板型（弱）およびびょう打型）。閉鎖型は梁断面を1周する形で補強したものである。側面板型は、CFRPシートをスラブの下の鋼板に接着し、これをあと施工アンカーで梁に定着したものである。このうち、「強」はCFRPシートの有効

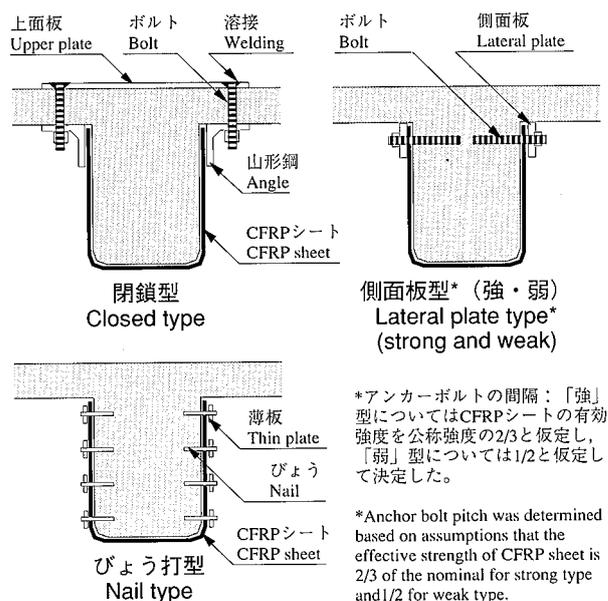


Fig.1 CFRPシートのアンカー方法  
Anchoring Methods of CFRP Sheet

Table 1 材料の性質  
Material Properties

シリーズ Series	CFRPシート CFRP sheet		主筋 Longitudinal rebar		せん断補強筋 Shear rebar		コンクリート Concrete	
	強度 Strength	弾性係数 Elastic modulus	強度 Strength	弾性係数 Elastic modulus	強度 Strength	弾性係数 Elastic modulus	強度 Strength	弾性係数 Elastic modulus
	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)	(MPa)	(GPa)
B	4350 *1	241	1028 *3	216	343 *3	204	37.6	26.3 *4
S								
M	3900 *1	240	371 *3	195	372 *3	201	18.1	20.0 *4
C			383 *3	198			16.2	17.5 *4

\*1: 破断強度 Rupture stress \*3: 降伏応力 Yield stress  
\*2: 降伏応力(0.2%オフセット) Yield stress (0.2% offset) \*4: 割線係数 Secant modulus

引張強度を公称強度の2/3と仮定して設計したものであり、「弱」は公称強度の1/2と仮定したものである。これにより「弱」のアンカーボルトのピッチは「強」に比べて大きくできる。なお、計算上はボルト径や鋼板寸法も変化するが、この実験では「強」・「弱」とも同じ寸法のものを用いた。これは実施工において、これらの金物の寸法が多少過剰であっても、コストなどにほとんど影響しないと考えられたためである。びょう打型は、薄い鋼板を発射びょう(ピストル状の機具により、火薬の破裂を用いて打込むびょう)によりCFRPシートの上に固定し、シートとコンクリートの剥離防止をはかるものである。

実験は、荷重方法、スパン、シート定着方法、スラブの有無を変えた4シリーズ(B, S, MおよびCシリーズ)計16体の試験体により実施した(Table 2)。各シリーズの配筋をFig.2に示す。

Bシリーズは、シートによる補強効果と定着効果の確認および定量化を目的としており、耐力評価に必要なモデル化を容易にするため、スラブは設けていない。一方、Sシリーズではスラブを設け、Bシリーズの試験体との比較によりスラブの影響を把握した。B, S両シリーズでは、コンクリートに37.6MPaの圧縮強度のものを用い、加力形式を一方向単調の3点荷重とした。

C, M両シリーズでは大野式による逆対称加力を行い、補強対象となる建築物の梁の実状に近づけた。また、補強対象には竣工後数十年を経た建築物が多いことから、コンクリートは圧縮強度16.2~17.5MPaの低強度のものを用いた。Mシリーズはせん断破壊先行型の試験体による一方向単調加力としたが、Cシリーズでは曲げ降伏先行型(無補強試験体はせん断破壊が先行)の試験体による正負繰返し加力を実施し、じん性能の向上の確認を行った。実験装置の概観をPhoto 1に示す(写真はCシリーズ実験時)。

試験体のせん断補強量を示す指標として、既存せん断補強筋断面積比( $p_w(s)$ )に補強筋降伏応力( $\sigma_y(s)$ )を乗じたものと、CFRPシート断面積比( $p_w(cf)$ )にシート有効強度( $\nu_{cf}\sigma_u(cf)$ ):  $\nu_{cf}$ は有効強度係数で、ここでは2/3とする)を乗じたものの総和 $\{p_w(s)\sigma_y(s)+p_w(cf)\nu_{cf}\sigma_u(cf)\}$ が有用であることが既往の研究<sup>3)</sup>から知られている。この値をTable 2に示す。

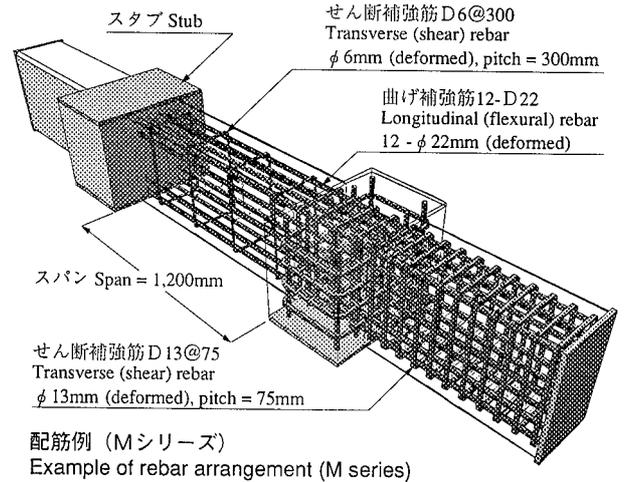
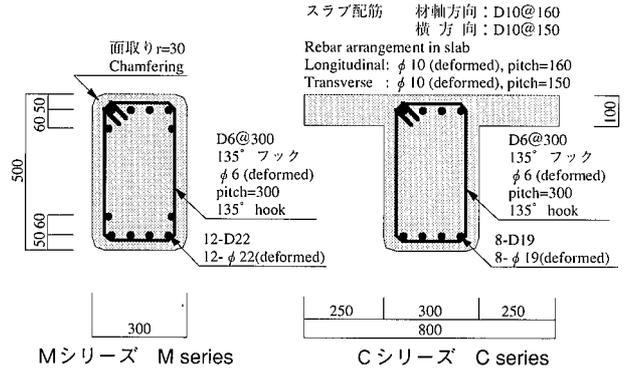
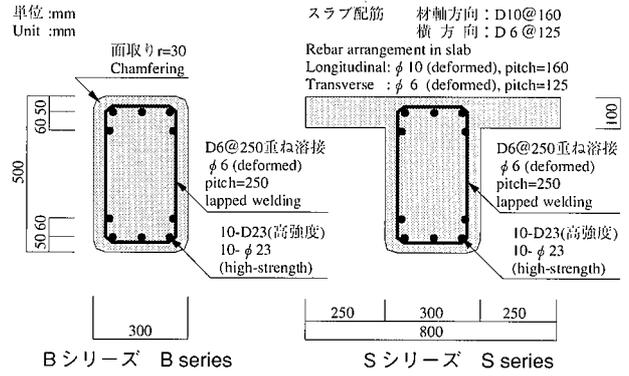


Fig. 2 試験体の配筋  
Rebar Arrangement of Specimens

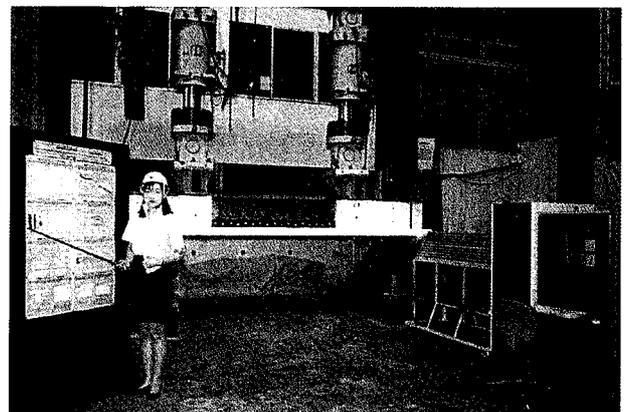


Photo 1 実験装置概観 (Cシリーズ)  
Test Setup (C series)

Table 2 実験概要  
Summary of Tests

試験体	載荷条件 (スパン)	CFRP シート	スラブ	せん断補強筋 (MPa) *1	アンカー *2	最大せん断力 (kN)	耐力上昇率 *3	CFRPシート 最大ひずみ (10 <sup>-6</sup> )	破壊状況
Specimen	Loading condition (Span)	CFRP sheet	Slab	Shear reinforcement (MPa) *1	Anchor *2	Maximum shear force (kN)	Strengthening effec- tiveness ratio *3	Maximum strain of CFRP sheet (10 <sup>-6</sup> )	Failure condition
B-0		なし Non		0.26	—	221	—	—	せん断 Shear
B-CF-A0	単調 3点加力		なし		なし None	260	1.18	1,580	シート剥離 Sheet peeling
B-CF-AB	Mnotonic	1層	None	2.48	側面(強) Lateral (strong)	476	2.16	12,600	シート破断 Sheet rupture
B-CF-C	three-point	1 ply			閉鎖型 Closed	517	2.34	15,170	シート破断 Sheet rupture
S-0	loading	なし Non		0.26	—	259	—	—	せん断 Shear
S-CF-A0	(930mm *4)		あり		なし None	277	1.07	9,800	シート剥離 Sheet peeling
S-CF-AB		1層	With	2.48	側面(強) Lateral (strong)	514	1.99	12,040	せん断 *6 Shear *6
S-CF-AS		1 ply	slab		閉鎖型 Closed	567	2.19	13,970	シート破断 Sheet rupture
M-0	単調逆対称加力	なし Non		0.22	—	269	—	—	せん断 Shear
M-1	Mnotonic anti-		なし		びょう打 Nail	314	1.17	4,890	シート剥離 Sheet peeling
M-2	symmetric loading	1層	None	2.44	側面(弱) Lateral (weak)	304	1.13	5,880	シート剥離 Sheet peeling
M-3	(1,200mm *5)	1 ply			側面(強) Lateral (strong)	358	1.33	8,460	せん断 *7 Shear *7
C-0	繰返逆対称加力	なし Non		0.22	—	170	—	—	せん断 Shear
C-1	Cyclic anti-		あり		びょう打 Nail	209	1.23	2,590	せん断 *8 Shear *8
C-2	symmetric loading	1層	With	2.44	側面(弱) Lateral (weak)	213	1.25	3,650	降伏 Yielding
C-4	(1,800mm *5)	1 ply	slab		閉鎖型 Closed	246	1.45	6,990	降伏 Yielding

\*1:  $\sum [p_w(s) \sigma_w(s) + p_w(cf) \sigma_w(cf)]$

\*2: Fig.1参照 See Fig.1.

\*3: 無補強試験体の最大せん断力に対する比率  
Ratio of maximum shear force to that of non-strengthened specimen

\*4: せん断スパン Shear span

\*5: 内法スパン Clear span

\*6: 梁・スラブ接合部に沿ったひび割れ拡大による破壊

Failure due to crack propagation through beam-slab connecting part

\*7: 定着部と無補強領域の破壊

Failure of anchorage part and non-strengthened region

\*8: 降伏後、部材角1/50まで耐力を維持

Strength was kept after yielding until deflection angle reached to 1/50.

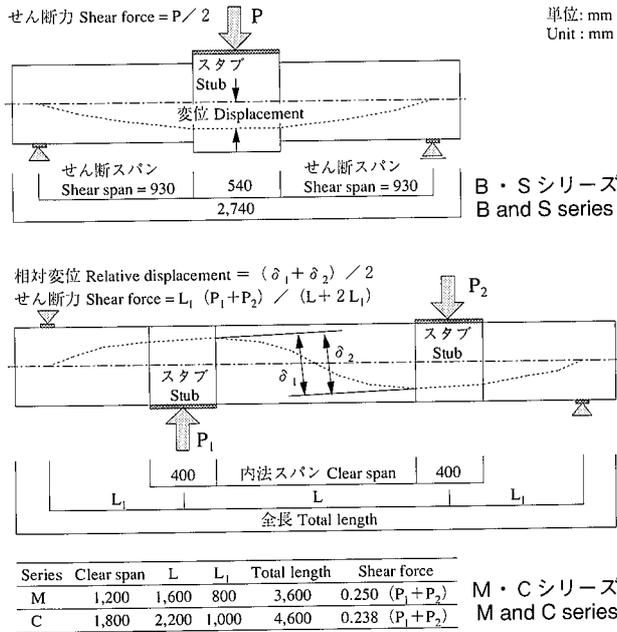


Fig.3 載荷方法  
Loading Condition

## 2.2 B, Sシリーズ

B, S両シリーズでは、スラブ側が引張側となるよう、試験体を反転して下向きに単調加力した (Fig.3)。実験は最大荷重を越えて変位が30~40mm (部材角で1/30~1/23) に達した時点で除荷し、終了とした。試験結果の概要を Table 2に、せん断力~変位関係を Fig.4に示す (せん断力は荷重の1/2である)。また、各試験体の破壊状況を以下に記述する。

2.2.1 無補強またはシート定着のない試験体 S-0試験体はB-0試験体に比べ、スラブの存在によって最大せん断力がやや向上している。試験体にはせん断ひび割れ

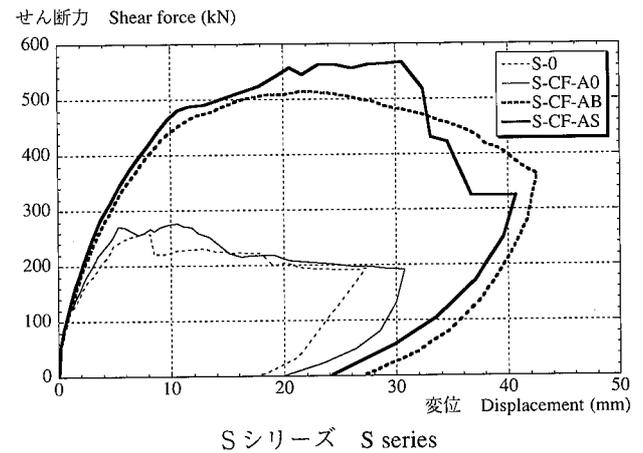
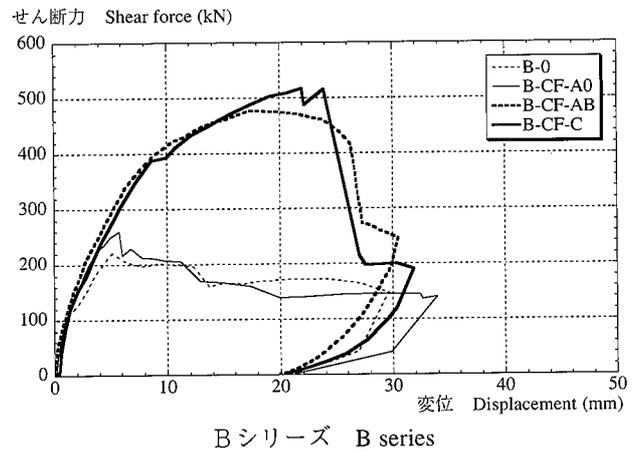


Fig.4 B, Sシリーズのせん断力~変位関係  
Shear Force - Displacement Relationships of B and S Series

が発生した。B-CF-A0, S-CF-A0の各試験体 (定着なし) において、無補強の試験体に対する最大せん断力の向上は、7%から18%にとどまった。CFRPシート

は、せん断ひび割れが発生したと思われる位置から徐々に剥離が進行した。このことから、CFRPシートが適切にコンクリートへ定着されない限り、十分なせん断補強効果を発揮できないことが示された。

2.2.2 シート定着のある試験体 B-CF-C, S-CF-AS各試験体（閉鎖型）の最大せん断力は、無補強の試験体に比べて2倍以上向上した。またCFRPシートは、材料試験で得られた終局ひずみに近いひずみに達し、スパン全域にわたって破断した。側面板型（強）のB-CF-AB, S-CF-ABの各試験体も、閉鎖型補強試験体に近い耐力が得られた。B-CF-AB試験体ではCFRPシートの破断が観察されたが（Photo 2）、S-CF-AB試験体においては破断が発生していない。これは梁・スラブ接合部分のひび割れ拡大による耐力低下が、CFRPシートの破断による試験体の破壊に先行したためである。しかしながら、CFRPシートは破断ひずみ近く（ $12,040 \times 10^{-6}$ 、Table 2参照）まで達しており、せん断補強筋としての効果をほぼ最大限に発揮したと言える。

### 2.3 M, Cシリーズ

M, Cシリーズは大野式の逆対称加力を実施した（Fig.3）。このうちMシリーズの試験体は、前述の通りせん断破壊先行型の設計となっており、せん断破壊による耐力低下が確認された時点で除荷し、実験を終了した。一方、Cシリーズの試験体は、無補強の状態でせん断破壊先行型となっているが、補強を施すことにより曲げ降伏型となるよう設計されている。加力は一定の部材角（1/500, 1/250, 1/150, 1/75, 1/50, 1/30）に達するごとに正負を繰返して載荷した。部材角が1/30に達しても耐力低下が見られない場合は、部材角1/20以上まで単調に加力し、実験終了とした。

なお、この2つのシリーズの8体の試験体のうち、あと施工アンカーを定着に用いたものが3体（M-2, M-3およびC-2）ある。このうち、M-2試験体には埋込み深さ60mmの機械式アンカーを用いたが、このアンカーではCFRPシートを有効に定着できないことが実験から判明した。すなわち、シートはアンカー深さと同程度の厚みのコンクリートとともに梁本体から剥落し、その時点で梁の耐力が失われた（Fig.5-a）。このため残るM-3およびC-2両試験体では埋込み深さ130mmの樹脂アンカーを用いた。

試験結果の概要をTable 2に示す。また、各試験体の破壊状況を以下に記述する。

2.3.1 Mシリーズ（一方向単調載荷実験） Mシリーズのせん断力～相対変位関係をFig.6に示す。ここで相対変位とは両側スタブ間の相対変位である。M-1試験体（びょう打型）、M-2試験体（側面板（弱））の最大せん断力は、M-0試験体（無補強）に比べ13%～17%の上昇にとどまった。この二つの試験体において、CFRPシートは、定着金物および厚さ30～60mmのコンクリートが付着した状態から剥落した（Fig.5-a）。この結果から、シート定着を目的として梁に埋込まれるポ

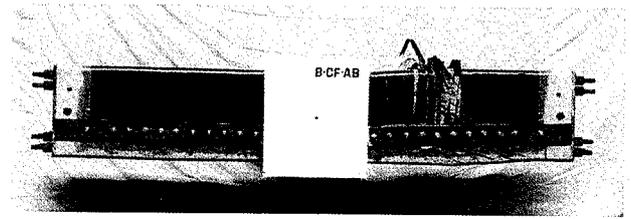


Photo 2 B-CF-AB試験体の加力後の状況  
View of B-CF-AB Specimen After Loading

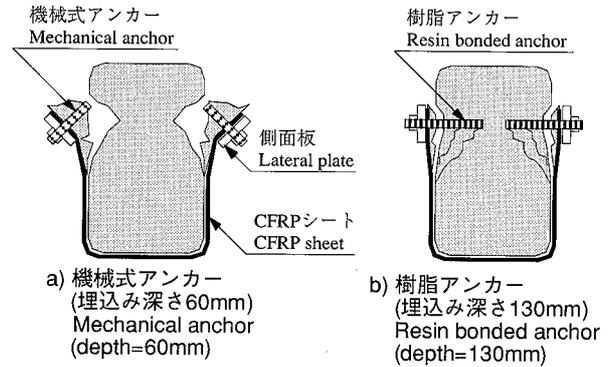


Fig.5 定着部の損傷の模式図  
Fracture Pattern in Anchorage Part

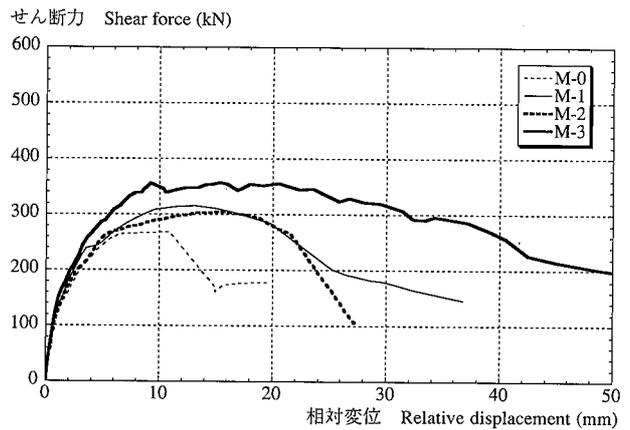


Fig.6 Mシリーズのせん断力～変位関係  
Shear Force - Displacement Relationships of M Series

ルトなどの金物の深さとして、コンクリートのかぶり厚程度では不十分であることが示された。

一方、埋込み深さ130mmの樹脂アンカーで施工したM-3試験体（側面板（強））の最大せん断力は33%の上昇となった。最大せん断力に到達した後、定着金物の部分が側面にはらみ出す状況が観察されたが、梁本体からの剥落までには到らなかった（Fig.5-b）。後で触れるC-2試験体（側面板（弱））で十分な補強効果が発揮されていることを考慮すると、アンカーボルトのピッチの大きいM-2試験体でも、十分な埋込み深さのアンカーが用いられていれば、M-3試験体と同等の耐力が得られたものと推定される。ただし、M-3試験体のCFRPシートの最大ひずみはやや低く（ $8,460 \times 10^{-6}$ 、Table 2参照）、定着部の損傷によってシートの能力が十分に生かされなかった事

実は否定できない。樹脂アンカーにかえて、梁断面を水平に貫通するボルトを用いることにより定着部の強化をはかれば、より高い補強効果が得られると考えられる。  
**2.3.2 Cシリーズ (正負繰返し載荷実験)** Cシリーズのせん断力～相対変位関係 (包絡線) をFig.7に示す。また一例としてC-2試験体のせん断力～相対変位関係をFig.8に、同試験体の部材角1/30 (相対変位で60mm) の時の状況をPhoto 3に示す。

C-0試験体 (無補強) の加力は、せん断破壊が発生した時点で停止した。一方、C-1試験体 (びょう打型) は、主筋降伏後もしばらく耐力を維持し続けた。正負繰返し加力を続けた結果、部材角が1/5.0 (相対変位で36mm) に達したと同時にCFRPシートが定着金物とともに剥落し、耐力が急激に低下した。破壊時の状況はM-1試験体と同様、シートに定着金物と厚さ数cmのコンクリートが付着した状態で梁本体から剥落した。

C-2試験体 (側面板 (弱)) とC-4試験体 (閉鎖型) は、部材角1/20以上でもせん断破壊が発生しなかった。

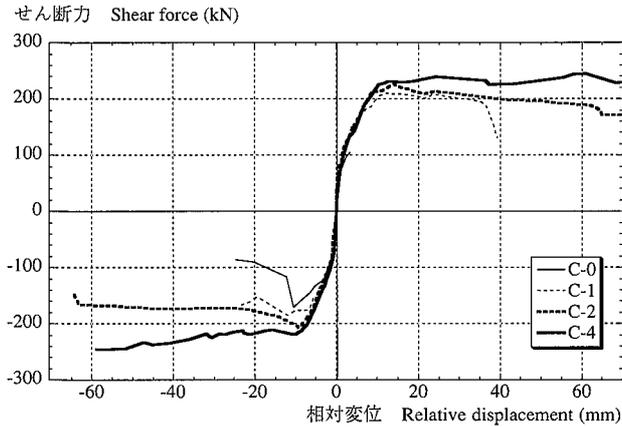


Fig.7 Cシリーズのせん断力～変位関係 (包絡線)  
 Shear Force - Displacement Relationships  
 (envelope curve) of C Series

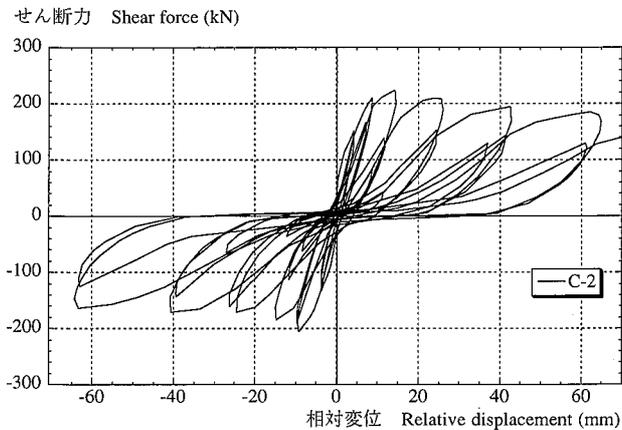


Fig.8 C-2試験体のせん断力～変位関係  
 Shear Force - Displacement Relationship of C-2 Specimen

ただしC-2試験体の耐力は、主筋降伏時点から変位の増大にともない、やや低下する傾向が見られた。この耐力低下の原因として、梁・スラブ接合部分のひび割れの拡大によるコンクリートの圧縮応力伝達能力の低下が考えられる。

### 3. 梁の応力状態に関する考察

実際の工事における施工性を考えれば、閉鎖型よりも側面板型の方が有利である。後者の補強法による抵抗機構を明らかにするためにB-CF-AB, S-CF-ABの2体のトラス作用<sup>4)</sup>に関する応力場について考察を行った。上端筋重心位置と帯板のアンカー位置の間での力の釣合を、Fig.9のように仮定する (図は加力方向に合わせ、上端・下端を反転させている。Fig.10, Fig.11も同じ)。梁全体の応力場は市之瀬の考え方<sup>5)</sup>に準じてFig.10のように仮定し、せん断補強筋による引張応力が全スパンで一様に分布するものとする。Fig.9における無補強領域および補強領域のトラス圧縮束の角度と応力度は、次のように与えられる。

$$\cot \phi_{21} = \frac{-d T_t / dx}{b p_w(s) \sigma_w(s)} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{p_w(s) \sigma_w(s)}{\sin^2 \phi_{21}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\cot \phi_{11} = \frac{\sin \phi_{21} \cos \phi_{21} \sigma_{t2}}{p_w(cf) \sigma_w(cf) + \sin^2 \phi_{21} \sigma_{t2}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{p_w(cf) \sigma_w(cf) + \sin^2 \phi_{21} \sigma_{t2}}{\sin^2 \phi_{11}} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 $b$ は梁幅、 $p_w(s)$ 、 $p_w(cf)$ はそれぞれ既存鉄筋とCFRPシートによるせん断補強筋比、 $\sigma_w(s)$ 、 $\sigma_w(cf)$ はそれぞれ既存鉄筋とCFRPシートによるせん断補強筋の応力である。実験では梁の端部領域の破壊は観察さ

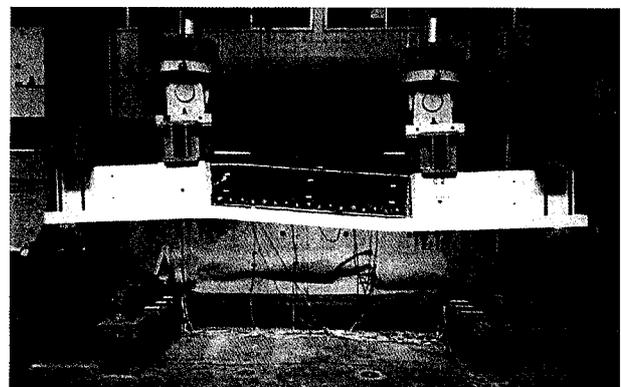


Photo 3 C-2試験体の部材角1/30 (相対変位60mm) における状況  
 View of C-2 Specimen at Deflection Angle = 1/30  
 (Relative Displacement = 60mm)

れず、トラス作用により負担されるせん断力は一様トラス領域の負担分に一致すると考えられる。この場合の負担せん断力は、一様トラス領域における補強領域でのせん断力 $V_{t1}$ および無補強領域でのせん断力 $V_{t2}$ との和

$$V_t = V_{t1} + V_{t2} = b j_t \Sigma p_w \sigma_w \cot \phi_{11} \quad \dots\dots(5)$$

となる。ここに、

$$\Sigma p_w \sigma_w = p_w(s) \sigma_w(s) + p_w(cf) \sigma_w(cf) \quad \dots\dots(6)$$

である。アーチ作用に関する応力場は、塩原の考え方<sup>6)</sup>に準じて (Fig.11) 推定した。アーチストラットに加わる水平力は上端筋の支持点位置における引張力の総和  $T(x=L)$  としている。アーチ作用によって負担されるせん断力は次式で与えられる。

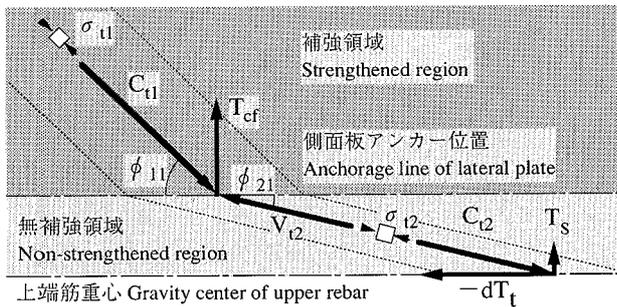
$$V_a = 2 d_{tg} b \sigma_a \tan \theta \quad \dots\dots(7)$$

ここに、

$$\sigma_a = \frac{T(x=L)}{2 d_{tg} b} \quad \dots\dots(8)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{2 d_{tg}}\right)^2 + 2\left(\frac{D}{2 d_{tg}} - 1\right)} - \frac{L}{2 d_{tg}} \quad \dots\dots(9)$$

である。トラス作用応力場での各主筋の応力は一様ではなく、四隅の主筋は大きく、それ以外の主筋は小さく



- $dT_t$ : 上端筋引張力増分  
Increment of tensile force of upper rebar
- $T_{cf}$ : CFRPシート引張力  
Tensile force of CFRP sheet
- $T_s$ : 既存せん断補強鉄筋引張力  
Tensile force of steel shear rebar
- $C_{t1}$ : 補強領域のコンクリート圧縮力  
Compressive force of concrete in strengthened region
- $C_{t2}$ : 無補強領域のコンクリート圧縮力  
Compressive force of concrete in non-strengthened region
- $\phi_{11}$ : 補強領域のコンクリート圧縮角  
Angle of concrete compression strut in strengthened region
- $\phi_{21}$ : 無補強領域のコンクリート圧縮角  
Angle of concrete compression strut in non-strengthened region
- $\sigma_{t1}$ : 補強領域のコンクリート圧縮応力  
Compressive stress of concrete in strengthened region
- $\sigma_{t2}$ : 無補強領域のコンクリート圧縮応力  
Compressive stress of concrete in non-strengthened region

Fig.9 側面板定着の試験体における力の釣合の仮定  
Assumption of Equilibrium of Force for Lateral-Plate-Anchor Specimens

なっていると考えられる。主筋ひずみは、四隅の主筋のなかの1本のみで測定したため、四隅の主筋以外の主筋の断面積に乗ずる低減率 $c$ を推定することにする。したがって、(1)~(9)式に現れる $T_t$ ,  $T(x=L)$ ,  $d_{tg}$ などはすべて $c$ の関数となる。

以上の応力場の仮定では、低減率 $c$ や一様・非一様応力場の境界位置、圧縮角、主筋引張力分布関数の係数など合計10個の未知数が現れる。これに対して、上記の各式で与えられる条件、せん断力の計算値と実験値との一致、応力場境界位置における主筋引張力分布の連続

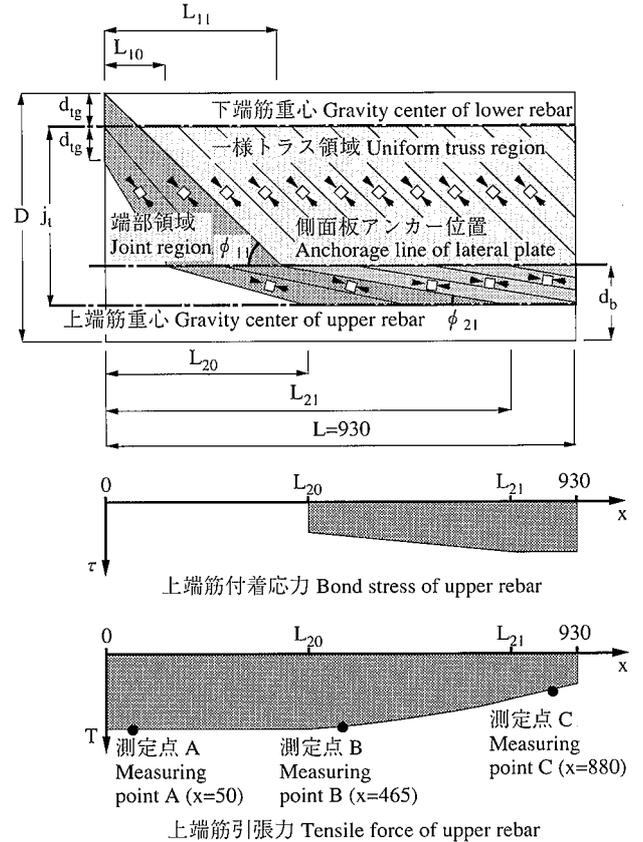


Fig.10 側面板定着の試験体におけるトラス作用応力状態の仮定 (B, S シリーズ)  
Assumption of Stress Field of Truss Action for Lateral-Plate-Anchor Specimens (B and S series)

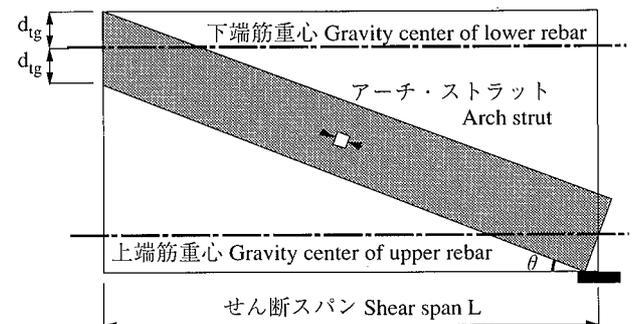


Fig.11 アーチ作用応力状態  
Stress Field of Arch Action

性など、計10個の条件が与えられ、ただ一つの応力場が定まる。ところで、トラス作用圧縮束とアーチ作用圧縮束の重なる部分の主圧縮応力 $\sigma_u$ は次式で表される。

$$\sigma_u = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

ここに、

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \{ \sigma_a (1 + \cos 2\theta) + \sigma_t (1 + \cos 2\phi) \}$$

$$\sigma_y = \frac{1}{2} \{ \sigma_a (1 - \cos 2\theta) + \sigma_t (1 - \cos 2\phi) \}$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_a \sin 2\theta + \sigma_t \sin 2\phi) \dots\dots\dots(10)$$

である。 $\sigma_u$ は(8)式で与えられる。 $\sigma_u$ をシリンダー圧縮強度 $\sigma_B$ で除せば、コンクリートの有効強度係数 $\nu$ が算出できる。ただし、補強領域の $\nu_1$ については、 $\sigma_t$ に(4)式による $\sigma_{11}$ を、 $\phi$ に(3)式による $\phi_{11}$ を代入する。また無補強領域の $\nu_2$ については、 $\sigma_t$ に(2)式による $\sigma_{12}$ を、 $\phi$ に(1)式による $\phi_{21}$ を代入する。

試験体に関する推定結果をTable 3に示す。B-CF-AB試験体の $\phi_{11}$ が54.5°とやや大きくなっているが、これが計算上の仮定の問題なのか、側面板定着梁に特有の現象なのか、今後検討する必要がある。しかし一方で、S-CF-AB試験体の $\phi_{11}$ は46.0°となっている。この結果に基づき、日本建築学会の終局設計指針<sup>3)</sup>によって耐力の予測を行う場合には、補強領域のトラス圧縮束角度 $\phi_{11}$ を当面45°とする。また、B-CF-AB、S-CF-AB両試験体の最大荷重時のCFRPシートの平均ひずみ(CFRPシートの終局ひずみの38~51%)は、閉鎖型補強の試験体(同59%)に

比べて低い。非閉鎖型に貼付けられたCFRPシートの応力分布は、材軸に関して非対称になっているため、閉鎖型に比べて一様になりにくいと考えられる。このためCFRPシートの有効強度係数 $\nu_{cf}$ も低減する必要があり、当面 $\nu_{cf}$ を0.45に設定する。

コンクリートの有効強度係数 $\nu$ について、補強領域の係数 $\nu_1$ が0.64~0.66であるのに対し、帯板アンカーボルト位置と上端筋重心位置には含まれた無補強領域の係数 $\nu_2$ は0.74~0.92と高くなっている。これは帯板や上端筋の存在による影響と考えられる。すなわち、鉄筋の存在により、応力伝達に有効なコンクリート領域の割合が相対的に大きくなり、かつ鉄筋の拘束によってコンクリートの強度自体も増大するためと推定される。したがって、この無補強領域のコンクリート有効強度係数 $\nu_2$ は0.85程度を用いることができるであろう。また、無補強領域のトラス作用角度 $\phi_{21}$ は終局設計指針に示される角度の下限値(26.6°)をかなり下回っているが、実験で観察されたひび割れ方向や、無補強領域の幅の狭さを考慮すれば、現実的な推定結果といえる。

#### 4. せん断耐力の評価について

終局設計指針では、梁にトラス作用による一様応力場を仮定している。無補強試験体および閉鎖型定着試験体の終局設計指針に準じたせん断耐力の計算値をTable 4、5に示す。ただし実験結果にもとづき、無補強試験体のコンクリート圧縮強度係数は0.25、閉鎖型定着試験体のトラス作用圧縮角度は45°としている。また、無補強試験体が最大荷重に達した時点で終局設計指針に仮定された

Table 3 側面板定着試験体の応力状態の推定 (B, Sシリーズ)  
Estimation of Stress Field of Lateral-Plate-Anchor Specimens (B and S series)

試験体	最大せん断力 Vu (kN)	Vuでのトラス作用用負担分 Share of truss action in Vu	Vuでのアーチ作用用負担分 Share of arch action in Vu	有効強度係数 $\nu_1$ (補強領域) Effective strength coefficient $\nu_1$ (strengthened region)	トラス作用角度 $\phi_{11}$ (補強領域) Truss action angle $\phi_{11}$ (strengthened region)	有効強度係数 $\nu_2$ (無補強領域) Effective strength coefficient $\nu_2$ (non-strengthened region)	トラス作用角度 $\phi_{21}$ (無補強領域) Truss action angle $\phi_{21}$ (non-strengthened region)	主筋断面積低減係数 C of longitudinal rebar section area C
B-CF-AB	476	0.24	0.76	0.66	54.5°	0.74	13.4°	0.70
S-CF-AB	514	0.41	0.59	0.64	46.0°	0.92	7.7°	0.41

Table 4 無補強試験体のせん断耐力計算値 (B, Sシリーズ)  
Estimation of Shear Strength of Non-strengthened Specimens (B and S series)

試験体	実験値 Test (kN)	建築学会終局指針による推定値 ( $\nu$ は0.25と仮定) Estimation by AIJ guidelines ( $\nu$ is assumed to be 0.25)			
		Vu (kN)	トラス作用用負担分 Share of truss action in Vu	アーチ作用用負担分 Share of arch action in Vu	トラス作用角度 $\phi$ Truss action angle $\phi$
B-0	169				
S-0	199				
B-CF-A0	160	188	0.29	0.71	26.6°
S-CF-A0	218				

Table 5 閉鎖型定着試験体のせん断耐力計算値 (B, Sシリーズ)  
Estimation of Shear Strength of Closed-Anchor Specimens (B and S series)

試験体	実験値 Test (kN)	建築学会終局指針による推定値 ( $\phi$ は45°と仮定) Estimation by AIJ guidelines ( $\phi$ is assumed to be 45°)			
		Vu (kN)	トラス作用用負担分 Share of truss action in Vu	アーチ作用用負担分 Share of arch action in Vu	有効強度係数 $\nu$ strength coefficient $\nu$
B-CF-C	517				
S-CF-AS	567	496	0.53	0.47	0.52

Table 6 側面板定着試験体のせん断耐力計算値 (B, S シリーズ)  
Estimation of Shear Strength of Lateral-Palte-Anchor Specimens (B and S series)

a) $\nu_1$ を用いた学会終局指針による推定値( $\phi = 45^\circ$ ) Estimation by AIJ guidelines using $\nu_1$ ( $\phi = 45^\circ$ )				b) $\nu_2$ を用いた学会終局指針による推定値( $\phi = 45^\circ$ ) Estimation by AIJ guidelines using $\nu_2$ ( $\phi = 45^\circ$ )				
Vu (kN)	トラス作用負担分 Share of truss action in Vu	アーチ作用負担分 Share of arch action in Vu	有効強度係数 $\nu_1$ Effective strength coefficient $\nu_1$	Vu (kN)	トラス作用負担分 Share of truss action in Vu	アーチ作用負担分 Share of arch action in Vu	有効強度係数 $\nu_2$ Effective strength coefficient $\nu_2$	無補強領域のトラス作用角度 $\phi$ Truss action angle in non-strengthened region $\phi$
597	0.30	0.70	0.52	496	0.37	0.63	0.83	8.5°

応力場が十分に形成されていないと考えられることから、Table 4においては部材角1/50の時の実験値と比較している。

側面板定着試験体の耐力評価法として、

a) 補強領域の有効強度係数  $\nu_1$  に着目する方法

b) 無補強領域の有効強度係数  $\nu_2$  に着目する方法

の2通りが考えられる。b)の方法の場合、無補強領域のコンクリート有効強度を考慮して、トラス作用負担率  $\beta$  を次式のように置き換える。

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi_{21}) p_w(s) \sigma_{wy}(s)}{V_2 \sigma_B} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、

$$\cot \phi_{21} = \frac{\cot \phi_{11} \Sigma p_w \sigma_w}{p_w(s) \sigma_{wy}(s)} \dots\dots\dots(12)$$

である。前述の通り、 $\nu_2$ の値としては0.85程度を用いる。また、トラス作用に関して、 $\nu_{cr}$ を0.45とする。a), b)の2通りの方法による値のうち、低いものを梁の耐力とみなす。B, Sシリーズについて、a), b)の二つの方法による計算結果をTable 6に示す。Table 6には、無補強試験体の計算値も併せて示す。なおB, Sシリーズの計算で用いる塩原の考え方に準じたアーチ作用負担率は次式で与えられる。

$$V_a = 2 d_{ig} b (1 - \beta) v \sigma_B \tan \theta \dots\dots\dots(13)$$

B, Sシリーズに関しては、いずれの結果も、閉鎖型定着のものに比べ、主として  $\nu_{cr}$ の低下によるトラス作用負担率の低下がみられるが、せん断耐力  $V_u$ の値は無補強領域の  $\nu_2$  によるものの方が低く、実験値に近い。またトラス作用・アーチ作用の分担比も、おおむね実験からの推定値に近い。

なお、Mシリーズの側面板定着試験体 (M-3試験体) のように、定着部の損傷がCFRPシートの破断に先行する梁の計算では、新たに定着部の強度を評価する方法が必要となる。定着部の破壊によって決定されるせん断耐力の算出法をc)法とすれば、前述のa), b)法と組み合わせ、三つの方法のなかで最も低い耐力を与えるものを採用することにより、せん断耐力を予測することが可能になる。ただし、定着部の破壊に関するc)法を確立するには、今後検討を重ねなければならない。このため、コンクリート強度が著しく弱いなどの理由で定着部の強度に不安が生じる場合は、当面、梁断面を水平に貫通するボルトで側面板を確実に定着する方法が推奨される。

## 5. まとめ

この研究では、CFRPシートによりせん断補強された鉄筋コンクリート梁の補強効果とせん断抵抗機構について、以下の知見を得た。

1) CFRPシートを鋼板やボルトを用いてコンクリートへ適切に定着することで、梁のせん断耐力は改善する。定着方法としては、梁の周囲を覆う閉鎖型の形式が理想的であるが、スラブ下で定着する側面板定着でも、閉鎖型に匹敵する補強効果が得られる。この補強効果は繰返し荷重のもとでも維持される。

2) CFRPシートによりせん断補強された梁は、トラス作用とアーチ作用によってモデル化したせん断抵抗機構を仮定することで、耐力の評価が可能となる。

3) トラス作用のモデル化において用いる圧縮束角度、コンクリート有効圧縮強度係数およびCFRPシート定着部の強度については、検討すべき点が残されている。

## 謝 辞

今回の実験にあたって炭素繊維シートを提供して頂いた東レ (株)、およびアンカー施工にご協力頂いた日本ドライブイット (株) に深謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、(1990.12)
- 2) 木村耕三, 小島克朗, 大野 了：炭素繊維シートとコンクリートとの付着・定着性状に関する研究, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.41B, (1995.3)
- 3) 例えば, 佐藤裕一, 勝俣英雄, 小島克朗：CFRPシートによりせん断補強されたRC梁のせん断抵抗機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, (1996.8)
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説、(1990.11)
- 5) 市之瀬敏勝：RC部材の危険断面近傍でのトラス機構, 日本建築学会構造系論文集, No.475, p.129~136, (1995.9)
- 6) 塩原 等：鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究, 東京大学博士論文, (1985.12)