

炭素繊維シートを用いた繰返し荷重を受ける RC柱のせん断補強設計法

運上 茂樹¹・寺山 徹²

正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室（〒305-0804 つくば市旭1番地）

正会員 工修 首都高速道路公団神奈川建設局 調査課（〒231-0016 横浜市中区真砂町2-25）

1. まえがき

兵庫県南部地震による甚大な橋梁の被害の経験を踏まえ、鉄筋コンクリート部材（以下、RC部材という）の耐震補強が行われてきている。特に、脆性的な破壊となりやすいせん断破壊を防ぎ、破壊形態を粘り強い曲げ破壊へと移行させるために、部材のせん断耐力の向上が重要である。1本柱形式の橋脚の耐震補強法としては、せん断耐力の向上や曲げじん性の向上を目的とした鋼板巻立て工法やRC巻立て工法が一般に用いられている。しかしながら、施工空間の制限や使用機械の制限がある場合などは、こうした鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法の適用が困難となる場合もあり、限定された空間で施工が可能で大型機械を必要としない施工性に優れた炭素繊維等の新素材を活用した耐震補強工法の適用が期待されている。一般的な炭素繊維シートは、弾性係数が鉄筋とほぼ同じであるが、鉄筋のような降伏棚を有さず、破断強度に至るまではほとんど弾性であり、鉄筋の約10倍の強度を有している。こうした一種の高性能材料を活用することにより効果的な耐震性能の向上が可能になることが期待される。

以上のような背景のもとで、本文ではせん断破壊先行型のRC柱模型を対象に正負交番繰返し載荷実験を行い、炭素繊維シートによるRC柱のせん断補強効果に関する検討を行ったので、その結果を報告する。

2. 実験供試体及び実験方法

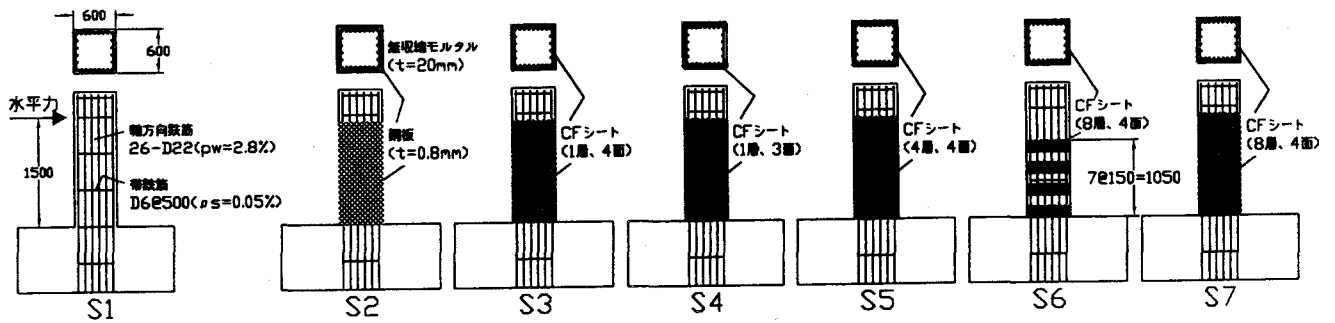
表-1及び図-1は、実験ケースを示したものである。断面が60×60cmの正方形、載荷高さ150cmの片持梁式のRC柱模型である。せん断支間比は2.5である。S1供試体は補強していない基準供試体であり、軸方向鉄筋としてはSD295D22-26本（鉄筋比2.8%）、帯鉄筋としてはSD295D6

を50cm間隔で配筋している。帯鉄筋間隔が通常の柱部材に比較して大きいのは、模型がせん断破壊型となるようにしたためである。S2～S7供試体はS1供試体を補強した供試体である。S2供試体は比較のために鋼板巻立てにより補強した供試体であり、S3～S7供試体は炭素繊維シートにより補強した供試体である。炭素繊維シートによる補強方法は、表-1に示す通りであり、炭素繊維シートの巻き数等を変化させた。炭素繊維シートで巻き立てる場合には、柱のコーナー部において半径5cmの面取りを行った。ここで、S3～S7供試体の諸元を決める際の補強設計では、設計上の炭素繊維シートの強度を破断強度の2/3に仮定し、従来の帯鉄筋のせん断耐力算定式と同様にしてせん断耐力を算定すると、S3供試体、S4供試体は、せん断耐力が終局水平耐力を下回りせん断破壊型の破壊形態となる。S5～S7供試体は炭素繊維シートによる補強によりせん断耐力が終局耐力を上回り、曲げ破壊型の破壊形態に移行する設計となっている。

供試体に使用した軸方向鉄筋D22の降伏強度は3,765kgf/cm²であり、横方向鉄筋D6の降伏強度は3,862kgf/cm²である。また、S2供試体に使用した鋼板は板厚0.8mmのSPCC材である。炭素繊維シートは目付量175g、厚さ0.0972mmで実引張強度は25,400kgf/cm²である。実験当日の各供試体のコンクリートの圧縮強度は表-1に示す通りである。

表-1 実験ケース

実験供試体	補強方法	コンクリート強度
S1供試体	無補強	240kg/cm ²
S2供試体	鋼板巻立て (t=0.8mm)	305kg/cm ²
S3供試体	炭素繊維シート4面巻き (1層)	242kg/cm ²
S4供試体	炭素繊維シート3面巻き (1層)	252kg/cm ²
S5供試体	炭素繊維シート4面巻き (4層)	289kg/cm ²
S6供試体	炭素繊維シート4面巻き (帯状8層)	325kg/cm ²
S7供試体	炭素繊維シート4面巻き (8層)	271kg/cm ²

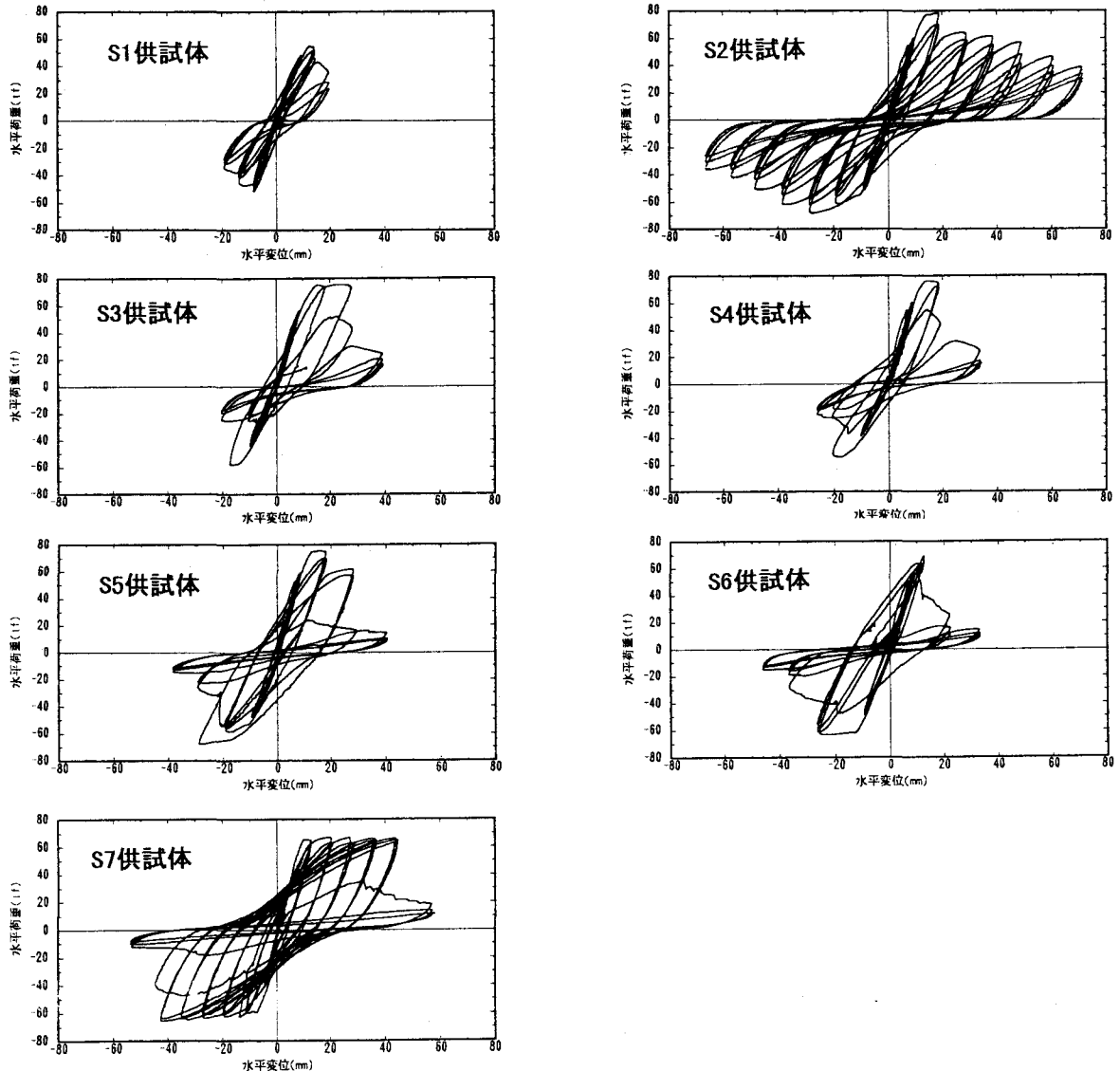


図－1 実験供試体

実験では、供試体を横にして反力壁に固定した状態で水平方向に動的ジャッキにより正負交番荷重を行った。荷重は、変位制御で柱基部の最外縁の軸方向鉄筋が降伏する時の荷重位置の変位（降伏変位 δ_y ）を基準として、荷重変位を降伏変位の整数倍で漸増させながら正負交番で荷重した。荷重繰返し回数は3回とした。なお、本実験では、RC ラーメン橋脚の梁部材の耐震補強を検討対象としたため軸力は作用させていない。

3. 実験結果

実験から求められた各供試体の水平荷重－水平変位関係を図－2に示す。無補強の S1 供試体は橋脚の下端から上端にかけての斜めのひびわれが発生し、せん断破壊した。S1 供試体の正側及び負側の最大荷重の平均値は 55tf であり、軸方向鉄筋が降伏する前にせん断破壊が生じた。鋼板で補強した S2 供

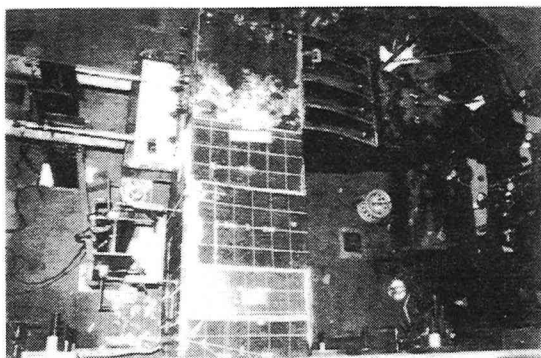


図－2 水平荷重－水平変位関係

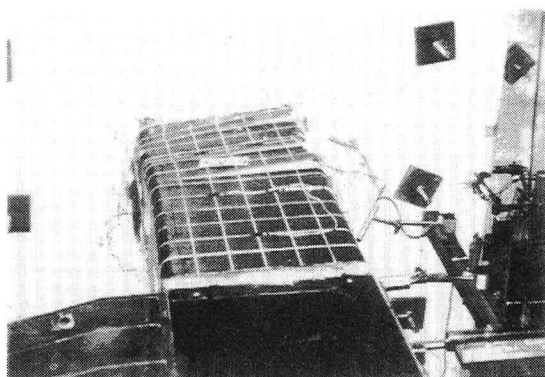
試体は最終的にはせん断破壊性状を呈したが、鋼板の粘りにより全体の履歴挙動としては変形の進行に伴う耐力の低下が比較的小さく、脆性的な破壊とはならなかった。

炭素繊維シートで補強した S3 ～ S6 供試体は最終的にはせん断破壊となった。ただし、S3 ～ S6 供試体の最大耐力は 76tf 程度となっており、せん断破壊した無補強の S1 供試体の場合よりもせん断耐力が向上している。また、履歴曲線を見てもわかるように、最大耐力付近では基部の軸方向鉄筋の降伏後、変位に対して最大耐力を少し保持するような曲げ破壊型の履歴性状を示している。しかしながら、繰返し载荷とともに小さい载荷変位の段階で炭素繊維シートが破断し、これによって耐力が急激に低下する破壊性状を示した。S3 ～ S6 供試体いずれにおいても炭素繊維シートの中では、RC 柱に S1 供試体と同様に斜めのせん断ひびわれが生じて最終状態となった。写真－1 は、S5 供試体の損傷状況を示したものであるが、炭素繊維シートが柱のせん断面側のコーナー部近傍で破断している。

また、炭素繊維シート 1 層を 4 面に巻いた S3 供試体と 3 面に巻いた S4 供試体について比較してみると、いずれも曲げ降伏直後にせん断破壊が生じており、正側の载荷で 4 面に巻いた方が曲げ降伏後の変位が少し伸びているがほぼ同様の履歴性状を示した。また、炭素繊維シート 4 層を巻いた S5 供試体とせん断補強効果を同一と考えることができる炭素繊維シート 8 層を半分の面積で帯状に巻いた S6 供



写真－1 S5 供試体の破壊状況



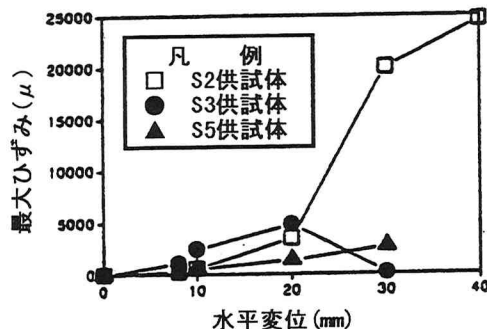
写真－2 S7 供試体の破壊状況

試体を比較してみると、正側の载荷で履歴曲線が若干異なるが同様の履歴性状を示している。

これに対して、S7 供試体では、 $5\delta_y$ 载荷までは炭素繊維シートの破断等は生じず、破壊形態は曲げ破壊型となった。履歴曲線を見ても降伏後の最大耐力が安定して保持されており、曲げ破壊型の特性を示していることがわかる。 $6\delta_y$ 载荷の 3 サイクル目で柱基部において炭素繊維シートが破断し、水平荷重が低下した。写真－2 は、S7 供試体の最終損傷状況を示したものであるが、炭素繊維シートの破断はせん断面側ではなく、载荷面側で生じており、コンクリートの割裂破壊によるものであった。

S5 及び S6 供試体は、前述のように炭素繊維シートの有効率を $2/3$ と仮定し、従来のせん断耐力式と同様に評価した場合、計算上は曲げ破壊型になる供試体である。このような供試体において脆性的なせん断破壊を生じた理由としては、炭素繊維シートの弾性係数が鉄筋と同程度であるため、高強度材料として大きなせん断補強効果を発揮できる段階ではこれに対応したせん断変形が生じており、この際には炭素繊維内部のコンクリートにおいて先にせん断破壊を生じるためと考えられる。このように、せん断耐力を炭素繊維シートと内部コンクリートの両方で発揮するメカニズムに十分注意してせん断耐力を算定する必要がある。

図－3 は、S2、S3、S5 供試体の供試体基部から 600mm の高さでの鋼板もしくは炭素繊維シートの周方向（せん断方向）のひずみを示したものである。S2 供試体では、水平変位が 30mm になると急激にひずみが増加し、20,000 μ を超えるひずみを生じた。これに対して、S3 供試体では水平変位が 20mm で 5000 μ 、S5 供試体では水平変位が 30mm で 2000 μ 程度の最大ひずみが計測された。計測されたひずみの値がこの程度であっても、S3、S5 供試体ともに水平変位 30mm では炭素繊維シートが破断し、供試体はせん断破壊を生じた。炭素繊維シートが保持されれば、内部のコンクリートが破壊していても計算上期待するせん断耐力が発揮できると考えられるが、繰返し载荷により炭素繊維シートに生じるひずみが局所化することにより、载荷変位が小さい段階で炭素繊維の破断が生じやすくなるものと考えられる。



図－3 周方向のひずみ

4. 炭素繊維シートが負担するせん断耐力の評価

上記3. に示した実験結果をもとに RC 柱において炭素繊維シートが負担できるせん断耐力の評価を試みた。無補強供試体の S1 供試体、炭素繊維シートを4面にそれぞれ1層、4層、8層に巻いた S3、S5、S7 供試体の4体に着目して炭素繊維シートが負担するせん断耐力を評価した。

(1) コンクリートのせん断耐力の評価

実験結果から炭素繊維シートが負担するせん断耐力を精度よく評価するためには、コンクリートが負担するせん断耐力を精度よく評価することが不可欠である。ここでは、以下の2つの方法でコンクリートの負担するせん断耐力を算出するものとした。

①道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に示されるコンクリートの負担するせん断力の算定式(ここで、荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数については、繰返し劣化作用が生じる前のせん断破壊性状を検討するために1.0とした)

②大型鉄筋コンクリート梁のせん断載荷実験から得られた式(1)による場合³⁾

$$\tau_c = 7.2d^{0.33}(f_c/240)^{1/2}(p/1.2)^{1/3} \quad (1)$$

ここで、 τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度、 d : 部材断面の有効高、 f_c はコンクリート強度、 p は引張鉄筋比、である。

S1、S3、S5、S7 供試体に対して、上記の方法によりせん断耐力を算出した結果と載荷実験から求められた最大耐力を表-2に示す。ここで、帯鉄筋が負担するせん断耐力 S_s 及び炭素繊維シートが負担するせん断耐力 S_{cf} はそれぞれ次式により算出した。

$$S_s = \frac{A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{10 \times 1.15a} \quad (2)$$

$$S_{cf} = \frac{A_{cf} \cdot \sigma_{cf} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{10 \times 1.15a} \quad (3)$$

ここで、 A_s : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の量、 σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点、 d : 断面の有効高、 A_{cf} : 間隔 a の炭素繊維シートの断面積、 σ_{cf} : 炭素繊維シートの破断強度、である。

なお、S1、S3、S5 供試体はいずれも繰返し載荷実験の結果、橋脚の基部から上部に至るせん断破壊を生じたので、せん断破壊面と交差するせん断補強筋と炭素繊維シートの量を適切に評価するために、式(2)及び(3)により鉄筋及び炭素繊維シートが負担するせん断耐力の算出に際しては、 $d/1.15$ に代えて橋脚の高さ h を用いた。S7 供試体については、破壊形態が曲げ破壊となったので、式(2)をそのまま用いた。なお、式(3)によるせん断耐力は有効率による低減を考慮せず、炭素繊維シートが100%有効に機能すると仮定した場合の算定式である。

表-2によると、①と②の方法により算出したコンクリートが負担するせん断耐力 S_c には大きな差があることがわかる。また、無補強である S1 供試体に着目すると、実験時の破壊形態がせん断破壊型であることから、最大耐力はほぼ供試体のせん断耐力であり、このせん断耐力は②の方法でよく近似できることがわかる。これは、①の方法は、設計式であることから、コンクリートが負担するせん断耐力を安全側に評価しているためである。

(2) 炭素繊維シートの有効ひずみ

次に、上記の①と②の方法でそれぞれコンクリートが負担するせん断耐力を算出した場合に、炭素繊維シートが負担しているせん断耐力がどの程度かを算定した。ここでは、せん断耐力の寄与割合(有効率)に相当する炭素繊維シートのひずみ量を有効ひずみ ε_{cf} として表-2に併せて示した。ここで、有効ひずみは式(4)により求めた。

$$\varepsilon_{cf} = \frac{P_{max} - S_c - S_s}{S_{cf100}} \cdot \frac{\sigma_{cf}}{E_{cf}} \quad (4)$$

ここで、 P_{max} は実験での最大耐力であり、供試体の破壊形態がせん断破壊である場合には供試体のせん断耐力 P_s は P_{max} と等しいと考えることができ、曲げ破壊である場合には供試体のせん断耐力 P_s は P_{max} より大きくなる。 S_c 及び S_s はそれぞれコンクリートと帯鉄筋が負担するせん断耐力であり、 S_{cf100} は炭素繊維シートの有効率を100%と見なした場合の炭素繊維シートが負担できるせん断耐力である。

表-2 せん断耐力の解析結果と実験結果の比較

実験供試体	S1 供試体		S3 供試体		S5 供試体		S7 供試体	
コンクリートが負担するせん断力の算定式	①の方法	②の方法	①の方法	②の方法	①の方法	②の方法	①の方法	②の方法
$S_c(\text{tf})$	17.3	46.9	17.3	47.1	18.1	49.9	17.8	48.9
$S_s(\text{tf})$	6.9		6.9		6.9		2.1	
$S_{cf}(\text{tf})$	0.0		74.0		296.0		188.1	
$S = S_c + S_s + S_{cf}(\text{tf})$	24.2	53.8	98.2	128.0	321.0	352.8	208.0	239.1
実験による最大耐力	51.2		66.9		67.2		65.8	
炭素繊維シートの有効ひずみ(μ)	—	—	5,848	1,771	1,446	356	2,469	798

表-2からわかるように、S3 及び S5 供試体は S7 供試体に比べて S_s および S_{CF100} の値が大きくなっている。これは破壊形態がせん断破壊型である S3 及び S5 供試体はせん断破壊面に交わるせん断補強鉄筋と炭素繊維シートの量を適切に評価するために、 S_s および S_{CF100} の算出にあたって式(2)及び(3)の $d/1.15$ に代えて橋脚の高さを代入したためである。その結果、S3 や S5 供試体は有効ひずみが比較的小さめに評価される結果となっている。破壊形態が曲げ破壊型である S7 供試体に着目すると、①の方法でコンクリートが負担するせん断応力を算出すると有効ひずみは $2,469 \mu$ となり、②の方法でコンクリートが負担するせん断応力を算出すると有効ひずみは 798μ となった。これらの値は、いずれも諸外国で炭素繊維シート等の補強設計に用いられている値である $4,000 \mu$ (たとえば文献 5) に比べるとやや小さめの値となった。

(3) 実験で計測したひずみデータから算出したせん断耐力

図-4 は、S7 供試体の基部から 60cm の位置と基部において、繰返し载荷実験で計測したひずみデータを用いてそれぞれ帯鉄筋、炭素繊維シートおよびコンクリートが負担しているせん断耐力と载荷変位の関係を示したものである。帯鉄筋が負担しているせん断耐力については式(5)により、炭素繊維シートが負担しているせん断耐力については式(6)により、それぞれ計測したひずみデータからせん断耐力を算出した。コンクリートが負担しているせん断

耐力については式(7)に示すように全せん断力から帯鉄筋および炭素繊維シートが負担しているせん断耐力を差し引いて求めた。また、図-4 には上記(1)で示した①の方法と②の方法で算出したせん断耐力を点線で示している。

$$S_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s \quad (5)$$

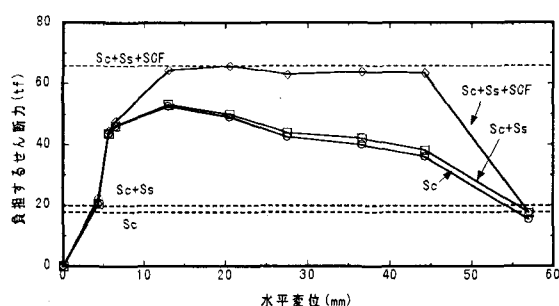
$$S_{CF} = A_{CF} \cdot E_{CF} \cdot \varepsilon_{CF} \quad (6)$$

$$S_c = P_{max} - S_s - S_{CF} \quad (7)$$

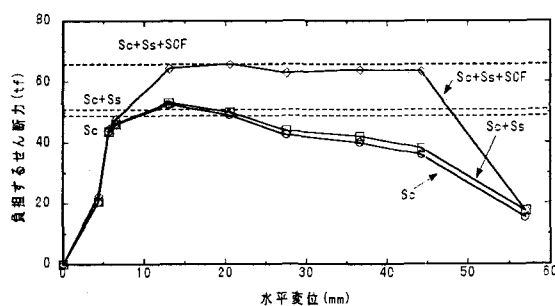
ここで、 A_s ：帯鉄筋の断面積、 E_s ：帯鉄筋の弾性係数、 ε_s ：帯鉄筋のひずみの計測値、 A_{CF} ：炭素繊維シートの断面積、 E_{CF} ：炭素繊維シートの弾性係数、 ε_{CF} ：炭素繊維シートひずみの計測値、である。

図-4 に実線で示した実験で得られたひずみデータから算出したせん断耐力に着目すると、基部から 60cm の位置と基部とでコンクリート、帯鉄筋および炭素繊維シートが負担しているせん断力の割合は概ね同じであることがわかる。これは供試体の高さ方向でせん断力を負担する割合が変わらないことを示している。また、いずれの図においても水平変位の増加に伴って、コンクリートが負担するせん断耐力が低下していることがわかる。これは、供試体が繰返し载荷を受けることにより損傷が生じ、これに伴いコンクリートが負担できるせん断耐力が低下することを示している。

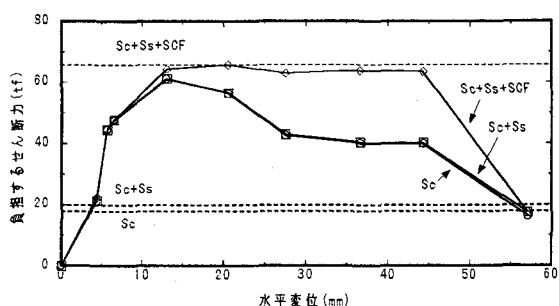
実線で示している実験値と点線で示している計算値を比較すると、図-4 (2)と(4)で示している②の方法が図-4 (1)と(3)で示している①の方法よりも精度良く実験値を説明できることがわかる。



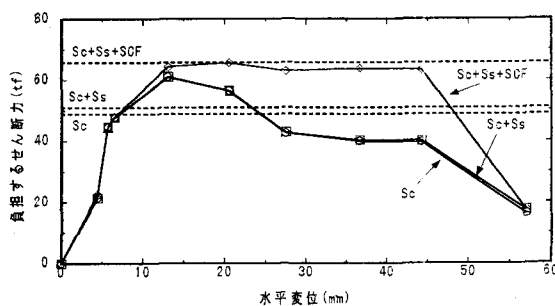
(1) 基部から 60cm (計算値は①の方法)



(2) 基部から 60cm (計算値は②の方法)



(3) 基部 (計算値は①の方法)

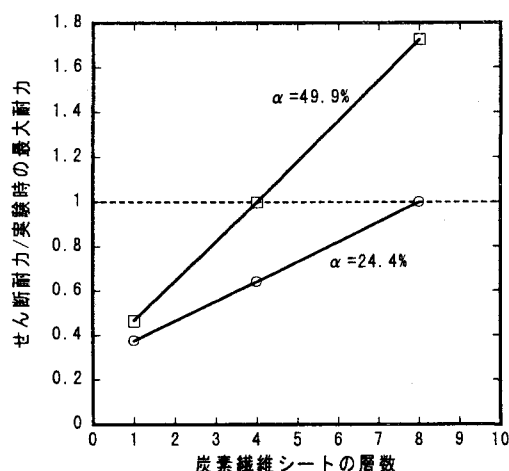


(4) 基部 (計算値は②の方法)

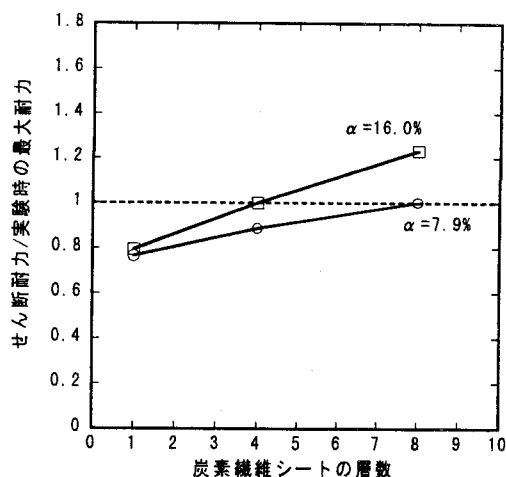
図-4 せん断耐力の分担と载荷変位の関係

試体がせん断破壊型、8層巻いた S7 供試体が曲げ破壊型の破壊形態となった。このことから、炭素繊維シートによるせん断補強を行って部材の破壊形態をせん断破壊型から曲げ破壊型に移行させることを期待する場合の設計上の炭素繊維シートの有効ひずみを考察する。

図-5は、炭素繊維シートの巻き数を横軸にして、S5 供試体において終局水平耐力とせん断耐力が等しいと仮定した場合と S7 供試体において終局水平耐力とせん断耐力が等しいと仮定した場合について各供試体の計算上のせん断耐力を実験時の最大耐力で除した値を図化したものである。ただし、図-5(1)はコンクリートのせん断耐力を①の方法により算出し、図-5(2)は②の方法により算出した。こ



(1)コンクリートが負担するせん断耐力の算定法①



(2)コンクリートが負担するせん断耐力の算定法②

図-5 炭素繊維シートが負担するせん断耐力

5. まとめ

本実験から得られた結果をまとめると以下の通りである。

- 炭素繊維シートによるせん断補強を行って部材の破壊形態を曲げ破壊に移行させることを期待する場合は、炭素繊維シートの設計上の強度を決める際の有効率もしくは炭素繊維シートの有効ひずみに注意する必要がある。
- 本実験からは、コンクリートが負担できるせん断耐力を道路橋示方書V耐震設計編に基づいて算出した場合は、炭素繊維シートの有効ひずみを $2,469 \mu$ と $5,050 \mu$ の間に、また、コンクリートが負担できるせん断耐力を実際に近い値を用いた場合は有効ひずみを 798μ と $1,619 \mu$ の間となる。本研究成果については、(財)土木研究センターに設置された「炭素繊維を用いた耐震補強法研究会(座長: 川島一彦東京工業大学教授)において検討をいただいた。ここに記して座長はじめ委員の方々に謝意を表する次第である。

ここでは、供試体が曲げ破壊となることを前提としているので、帯鉄筋及び炭素繊維シートが負担するせん断耐力は式(2)及び(3)をそのまま用いている。

図-5によれば、炭素繊維シートによるせん断補強を行って部材の破壊形態をせん断破壊から曲げ破壊に移行させることを期待する場合には、コンクリートが負担できるせん断耐力を①の方法により算出した場合は、炭素繊維シートが負担できるせん断耐力を算出するための有効ひずみは 2469μ と 5050μ の間となる。これに対して、コンクリートが負担できるせん断耐力を②の方法により算出した場合には、炭素繊維シートが負担できるせん断耐力を算出するための有効ひずみは 798μ と $1,619 \mu$ の間となる。

参考文献

- 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 1996年
- 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997年
- 土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 耐震設計編, 1996年制定
- 河野広隆, 渡辺博志, 菊森佳幹: 大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料第3426号, 1996年
- Frieder Seible, M. J. Nigel Priestley, Donato Innamorato: Earthquake Retrofit of Bridge Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets -Volume II, Design Guidelines-, Report No.ACIT-95/08, August 1995
- 日本道路公団試験研究所: 炭素繊維による鉄筋コンクリート橋脚の補強工法、設計施工要領(案), 試験研究所技術資料第615号, 1995年
- (財)鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針